

# ÉVALUATION QUANTITATIVE DU RUISSELLEMENT – ASPECTS HYDROLOGIQUES

## CHAPITRE 6

### 6.1 GÉNÉRALITÉS – ANALYSE DU RUISSELLEMENT URBAIN

La quantité et la répartition dans le temps du ruissellement généré sur un bassin de drainage urbain sont fonction de plusieurs phénomènes dont les importances relatives dépendent de la nature du bassin à analyser. La réponse hydrologique d'un bassin en particulier est en effet fonction de variables météorologiques (caractéristiques de la pluie) et de variables physiographiques (dimensions, pente et forme du bassin, type de canalisation, type de sol et pourcentage imperméable). Une analyse détaillée du ruissellement résultant d'une pluie spécifique implique donc la prise en compte d'un nombre important de calculs relativement complexes; avant l'avènement des micro-ordinateurs puissants, le temps et l'effort requis pour compléter de tels calculs étaient rarement justifiables et c'est pourquoi l'utilisation de méthodes simplifiées basées sur des relations empiriques s'est répandue. Encore aujourd'hui, la méthode rationnelle, dont l'origine remonte à 1889 pour l'Amérique du Nord (Kuichling, 1889), est largement utilisée pour l'estimation des débits de ruissellement et elle peut, sous certaines conditions, donner des réponses satisfaisantes pour de petits bassins versants. Considérant toutefois la facilité avec laquelle les différents programmes informatiques permettent maintenant d'analyser les différents paramètres de ruissellement et, surtout, en constatant que plusieurs des problèmes qui se sont développés avec le temps étaient le résultat d'une application exclusive de la méthode rationnelle, on devrait dans la mesure du possible favoriser l'utilisation de modèles de ruissellement pour la gestion des eaux pluviales.

D'un autre côté, comme elle est bien intégrée à la pratique du génie municipal et demeure relativement facile à appliquer, la méthode rationnelle peut souvent servir de vérification à des résultats obtenus avec des approches plus sophistiquées. Il n'y a pas de garantie toutefois que le recours à des méthodes plus sophistiquées donnera nécessairement des réponses acceptables ou éliminera les problèmes futurs. Les modèles rendent simplement possible d'analyser le ruissellement en plus grand détail et avec moins d'effort. Un autre avantage de recourir à des modèles de simulation du ruissellement par ordinateur est qu'ils fournissent une base d'analyse commune pour les promoteurs, les villes et les ingénieurs responsables de la conception.

Un des problèmes majeurs qui peut être identifié dans le cadre des analyses pour la gestion des eaux pluviales est la différence entre les résultats qui peuvent être obtenus par différents logiciels ou différentes techniques de calculs. Les divergences peuvent également être causées avec un même logiciel par des données d'entrée différentes pour la pluie de conception ou encore pour les autres paramètres de base comme les pourcentages d'imperméabilité pour les différents types d'occupation du sol. On aura donc avantage, à l'intérieur d'une municipalité ou d'une région, à bien définir pour tous les intervenants ces paramètres de base de façon à uniformiser les résultats sur un territoire.

Généralement, on visera à utiliser la méthode de calcul la plus simple qui permettra d'obtenir les informations requises pour la conception. Des analyses par modélisation seront toutefois souvent requises pour les situations suivantes :

1. Un hydrogramme est nécessaire pour la conception ou l'analyse d'un bassin de rétention ou d'un réservoir;
2. Analyse et contrôle de la pollution;
3. Le bassin versant n'est pas homogène (sous-bassins ruraux avec des sous-bassins urbanisés) ou est de dimension importante;
4. Un calcul de laminage est requis considérant l'importance du stockage en canal, des effets de courbe de remous ou de surcharge;
5. La réponse du système doit être vérifiée pour des pluies spécifiques de conception;
6. Simulation de longs historiques météorologiques.

On constate donc que le recours à une modélisation devient dans bien des cas nécessaire pour l'application de principes de gestion des eaux pluviales. La méthode rationnelle demeure toutefois toujours valable pour le dimensionnement simple de réseaux d'égout pluvial et, comme on le verra ultérieurement, pour estimer les volumes de ruissellement pour de petites surfaces avec un pourcentage imperméable élevé (comme par exemple une surface de stationnement). Les limitations d'application des différentes techniques de calcul, tant de la méthode rationnelle que des autres méthodes plus élaborées d'ailleurs, doivent cependant être bien comprises pour permettre une application appropriée.

Les processus pouvant affecter le ruissellement étant complexes, il faut par ailleurs reconnaître que les différentes méthodes d'estimation des débits et des volumes de ruissellement demeurent empreintes d'une certaine incertitude. En règle générale, plus le degré d'imperméabilité du bassin versant à l'étude est élevé, moins grande pourra être l'incertitude associée à l'évaluation des débits et volumes de ruissellement. Dans tous les cas, en particulier pour des projets de plus grande envergure, il vaudra souvent mieux valider les résultats avec plus d'une approche.

Il faut par ailleurs souligner que la modélisation pour évaluer les débits et volumes de ruissellement doit se faire en s'appuyant sur un certain nombre d'hypothèses pour les différents paramètres et que, par conséquent, il est souvent plus approprié d'utiliser le terme « débit pour la pluie de conception 1 dans 100 ans » que simplement le « débit 1 dans 100 ans ». En effet, on peut facilement démontrer que le même bassin versant soumis à deux pluies identiques, mais en considérant des conditions antérieures d'humidité différentes (selon qu'il a plu ou non avant

l'arrivée de la pluie de conception), produira des débits et volumes de ruissellement qui seront différents. De plus, la distribution temporelle de la pluie qui aura été retenue, notamment la localisation des intensités maximales de pluie, affectera également les débits simulés. Encore là, on aura intérêt à l'intérieur d'une même municipalité ou d'un territoire à bien définir les pluies de conception et les paramètres de base à considérer pour la modélisation, de façon à s'assurer d'obtenir des résultats homogènes s'appuyant sur les mêmes hypothèses.

Il faut aussi garder à l'esprit que deux pluies peuvent chacune avoir une de leurs caractéristiques qui soient de récurrences égales et entraîner quand même deux réponses très différentes du bassin de drainage sollicité. Ce serait le cas, par exemple, d'une pluie intense et de courte durée (par exemple 15 minutes) et d'une autre pluie qui, elle, serait peu intense mais d'une forte hauteur totale calculée sur une longue durée (par exemple sur 24 heures). L'intensité sur 10 minutes de la première et la hauteur totale sur 24 heures de la seconde pourraient toutes deux avoir une récurrence de 50 ans et entraîner des conséquences très différentes sur le débit d'un même réseau de drainage.

Les caractéristiques des pluies utilisées doivent être appropriées au type de bassin analysé. Par exemple, on pourra de façon générale avoir recours dans les analyses à des pluies de durées plus longues lorsqu'on étudie la réponse hydrologique de bassins ruraux ou lorsqu'on analyse des bassins de rétention, où le volume de ruissellement est un élément important. Pour une surface très imperméable comme un espace de stationnement, des pluies plus intenses et plus courtes pourront générer les conditions les plus critiques pour la conception. L'usage de pluies réelles, ayant par exemple produit des inondations ou des refoulements bien documentés, sera également recommandable pour l'analyse ou la validation des différents éléments des réseaux.

Bien que la conception des réseaux de drainage au Québec se fasse règle générale en considérant des précipitations sous forme de pluie, la neige et le ruissellement produit lors de sa fonte constituent évidemment une composante pouvant affecter le comportement hydrologique des réseaux. Quoique la fonte des neiges ne soit pas dans la plupart des cas l'élément le plus critique pour la conception des ouvrages de drainage en milieu urbain, il peut devenir important de la considérer dans certaines situations :

- Pour le contrôle de la qualité des eaux de ruissellement, puisque les eaux de fonte des neiges peuvent être fortement contaminées avec des sels de déglacage et d'autres polluants.
- Au printemps, alors que la fonte des neiges produit une surélévation des niveaux de la nappe phréatique, ce qui peut avoir une influence importante sur l'infiltration dans les conduites.
- Pour des systèmes fonctionnant avec des mécanismes d'infiltration, considérant les volumes importants d'eau générés par la fonte et le fait qu'ils peuvent causer une variation des niveaux de nappe phréatique.

En théorie, l'intensité de fonte maximale peut être de 7 mm/h mais en pratique elle n'atteint pas la moitié de cette quantité, soit environ 3,5 mm/h (Urbonas et Stahre, 1990); ces valeurs sont relativement faibles lorsque comparées aux intensités de pluie qui sont utilisées pour la conception des réseaux et des bassins de rétention. On peut toutefois ajouter de la pluie à ces quantités de fonte, ce qui pourra accentuer la fonte et augmenter les valeurs d'intensités globales de précipitation. De façon générale, la précipitation à considérer en période froide est cependant inférieure à celle pour l'été et l'automne. Environnement Canada peut produire sur demande pour certaines stations des courbes de pluie avec fonte, qui sont calculées à l'aide d'une méthode d'indices de température et différentes équations empiriques. Un exemple de ce type de données est fourni à la figure 6.1.

Le ruissellement des eaux générées par la fonte des neiges peut se produire sur un sol gelé, ce qui peut favoriser une accentuation du ruissellement de surface. L'événement du 19 janvier 1996 dans la région de Montréal, alors qu'une quantité appréciable de neige au sol a fondu sur une période de temps relativement courte en même temps que des pluies importantes étaient observées, est un exemple illustrant cet aspect. Dans ce cas, plusieurs rivières dans la région de Montréal ont débordé et plusieurs réseaux, notamment ceux où l'infiltration jouait un rôle important, ont été surchargés.

## 6.2 LES PROCESSUS DE RUISSÈLEMENT ET D'ÉCOULEMENT DES EAUX PLUVIALES

Les processus hydrologiques en milieu urbain comprennent différentes composantes qui peuvent être mises à contribution pour la génération du ruissellement. Pour tout système hydrologique, un bilan hydrique peut être défini pour tenir compte des différents chemins que peut emprunter l'eau et des composantes pouvant emmagasiner cette eau. L'équation de continuité exprimée pour un tel système s'écrit :

$$Q_e - Q_s = dS/dt \quad (6-1)$$

où  $Q_e$  est le débit entrant,  $Q_s$  est le débit sortant et  $dS/dt$  est la variation du volume de stockage durant la période de temps considérée. Cette équation est la base permettant d'effectuer des calculs pour le dimensionnement des bassins de rétention.

ATMOSPHERIC ENVIRONMENT SERVICE RAIN+SNOWMELT INTENSITY, DURATION, FREQUENCY VALUES PREPARED BY THE HYDROMETEOROLOGY DIVISION, CANADIAN CLIMATE CENTRE										
STATION : ST HUBERT AIRPORT, QUE						STATION NUMBER 70273				
LATITUDE: 4531		LONGITUDE: 7325		ELEVATION(M): 27						
SNOWMELT MODEL 1										
CRITICAL PERIOD : 1ST OF MONTH 10 TO THE END OF MONTH 5						NOTE : MODIFIED GUMBEL 127				
RETURN PERIOD VALUES (MM)						WITH 50% CONFIDENCE LIMITS				
RETURN PERIOD YEARS	1 DAY	2 DAY	3 DAY	4 DAY	5 DAY					
2	29.84 +/- 0.71	43.30 +/- 0.91	51.57 +/- 1.10	58.03 +/- 1.39	64.59 +/- 1.68					
5	37.44 +/- 1.20	53.05 +/- 1.54	63.32 +/- 1.85	72.88 +/- 2.34	82.53 +/- 2.83					
10	46.84 +/- 1.62	67.22 +/- 2.08	79.12 +/- 2.50	89.73 +/- 3.02	99.92 +/- 3.56					
25	53.56 +/- 2.61	77.74 +/- 3.35	89.25 +/- 4.04	104.37 +/- 5.10	120.97 +/- 6.16					
100	58.25 +/- 3.04	79.76 +/- 3.90	89.51 +/- 4.70	104.37 +/- 5.94	131.64 +/- 7.18					
RETURN PERIOD YEARS	6 DAY	7 DAY	8 DAY	9 DAY	10 DAY					
2	71.09 +/- 1.98	76.27 +/- 2.19	80.69 +/- 2.49	84.74 +/- 2.70	88.53 +/- 2.98					
5	91.37 +/- 3.20	99.71 +/- 3.69	107.60 +/- 4.20	115.27 +/- 4.72	122.74 +/- 5.21					
10	104.83 +/- 4.32	115.26 +/- 4.99	125.96 +/- 5.67	132.79 +/- 6.15	141.35 +/- 6.78					
25	121.00 +/- 5.82	134.87 +/- 6.73	147.29 +/- 7.65	156.90 +/- 8.29	167.97 +/- 9.13					
100	134.39 +/- 6.92	146.90 +/- 7.85	158.62 +/- 8.86	170.59 +/- 9.92	182.71 +/- 10.93					
RETURN PERIOD YEARS	15 DAY	20 DAY	25 DAY	30 DAY						
2	104.00 +/- 3.88	118.98 +/- 4.34	129.18 +/- 4.65	137.00 +/- 5.12						
5	145.51 +/- 6.53	165.33 +/- 7.31	178.06 +/- 7.93	191.60 +/- 8.62						
10	173.02 +/- 8.83	196.09 +/- 9.87	211.83 +/- 10.58	227.97 +/- 11.65						
25	207.71 +/- 11.90	234.88 +/- 13.31	253.41 +/- 14.27	273.73 +/- 15.70						
100	233.43 +/- 16.24	263.85 +/- 18.92	284.24 +/- 17.07	307.67 +/- 18.79						
** WARNING ** : 100 YEAR VALUES IN 95% BASED ON 1 DAYS ACCUMULATION										

Figure 6.1 Exemple de courbes IDF avec pluie et fonte (Environnement Canada).

On peut également établir le bilan en tenant compte des pertes qui sont appliquées à la précipitation. Le ruissellement généré par la précipitation comprend trois composantes :

- Le ruissellement de surface, qui est la résultante observable après que toutes les pertes aient été soustraites;
- L'écoulement hypodermique rapide, dans la couche de sol saturée située près de la surface, pendant et après la précipitation. Dans les forêts (où on retrouve de nombreux petits canaux souterrains produits par la végétation ou les insectes) ou pour des secteurs avec pentes moyennes à fortes, ce processus peut être responsable d'une partie importante des apports à un cours d'eau;
- L'écoulement souterrain, qui s'alimente de la quantité d'eau infiltrée qui a pu percoler jusqu'à la nappe phréatique.

Chacune de ces composantes pourra devenir dominante pour différents types de bassins versants, selon le type de sol en place (épaisseur, perméabilité), le climat ainsi que la végétation en place. En milieu urbain, avec beaucoup de surfaces imperméabilisées, les apports aux écoulements hypodermique et souterrain seront évidemment réduits, alors que la recharge de la nappe sera plus accentuée dans le cas d'une forêt sur un terrain de faible pente. Historiquement, les composantes d'écoulement hypodermique et souterrain n'ont pas été considérées en hydrologie urbaine, alors qu'on s'est plus intéressé au ruissellement de surface pour la conception des réseaux. Avec la prise en compte de pratiques de gestion qui impliquent des mécanismes d'infiltration, on doit toutefois être en mesure de considérer de façon plus approfondie le parcours des eaux ruisselées dans le sol.

Le bilan hydrique simplifié, tenant compte également de la composante pour les eaux souterraines, peut s'écrire (Novotny et Olem, 1994) :

$$P = Q + ET + \Delta S_{\text{surface}} + \Delta S_{\text{souterraine}} \quad (6-2)$$

où  $P$  = précipitation  
 $Q$  = ruissellement de surface  
 $ET$  = Évapotranspiration  
 $\Delta S_{\text{surface}}$  = changement de stockage en surface  
 $\Delta S_{\text{souterraine}}$  = changement de stockage souterrain

En règle générale, l'étude des processus de ruissellement en hydrologie urbaine s'appuie sur le concept défini par

Horton pour sa théorie de l'infiltration : le ruissellement de surface est généré après déduction des pertes initiales et lorsque l'intensité de la pluie excède la capacité d'infiltration du sol. La figure 6.2 illustre les différents paramètres en jeu et fait clairement ressortir trois composantes : les pertes initiales, une fonction de perte par infiltration qui varie dans le temps et finalement la partie de pluie nette qui contribuera directement au ruissellement.

Les pertes initiales et les pertes par infiltration constituent la partie de la pluie qui ne participe pas au ruissellement de surface.

Les pertes initiales varient en fonction des caractéristiques du bassin et incluent les pertes engendrées par l'interception et les dépressions de surface. Les pertes par infiltration varient quant à elles dans le temps et sont fonction entre autres des caractéristiques de la pluie considérée, de la porosité et de la perméabilité du sol, des conditions antécédentes d'humidité du sol et de la présence de végétation. Une fois ces pertes considérées, il reste finalement une quantité de pluie nette qui doit alors être transformée en débit de ruissellement par une fonction de transformation appropriée.

Les données d'entrée pour la modélisation se présentent comme un hyétogramme de pluie nette et le paramètre de sortie est l'hydrogramme des débits de ruissellement; la fonction de transfert est une des différentes méthodes qui sont disponibles et utilisées en hydrologie urbaine pour effectuer cette transformation. Cette fonction de transfert peut être linéaire, comme dans le cas de méthodes simplifiées comme la méthode rationnelle ou de l'hydrogramme unitaire, ou non linéaire, ce qui correspond généralement mieux à la réalité mais qui peut se révéler plus complexe.

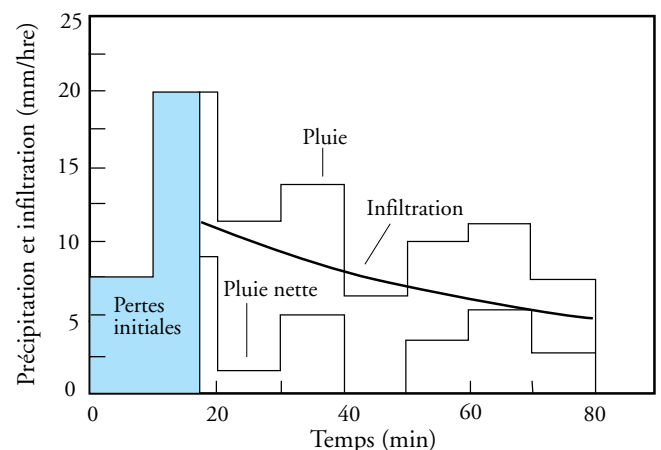


Figure 6.2 Schématisation – Hyétogrammes de pluie et de pluie nette.

Les sections qui suivent fournissent des données pratiques concernant les différentes composantes du processus de ruissellement en milieu urbain. Après la précipitation, qui constitue évidemment un paramètre fondamental pour la simulation du ruissellement, on discutera donc aux sections suivantes des différentes pertes qui doivent être considérées pour le calcul de la pluie nette.

### 6.3 PRÉCIPITATION

Pour des systèmes hydrologiques urbains, la précipitation est sans conteste le paramètre le plus important puisqu'elle constitue l'élément moteur générant les débits et volumes de ruissellement devant être pris en compte dans un milieu urbanisé. La précipitation peut se présenter sous forme de pluie ou de neige. De façon générale, les événements pluvieux se produisant en été sont les événements extrêmes à partir desquels s'établit la conception des réseaux; dans certains cas plus rares, cependant, en particulier pour des secteurs ruraux dont les cours d'eau traversent ultimement des secteurs développés, des événements de pluie combinés avec la fonte des neiges peuvent se révéler plus contraignants.

#### 6.3.1 Types d'événements pluvieux

Le déplacement vertical de masse d'air étant le phénomène premier causant la précipitation, les types de précipitation sont souvent définis en fonction des facteurs responsables de ce déplacement d'air. On distingue donc ainsi trois principales catégories de précipitation qui sont illustrées à la figure 6.3 : par convection, orographique et cyclonique.

##### 6.3.1.1 Précipitation par convection

Ce type de précipitation est le résultat du réchauffement de l'air à l'interface avec le sol; l'air en se réchauffant se dilate et s'élève, produisant ainsi de forts courants verticaux ascendants. L'air se refroidit ensuite au cours de l'ascension et la précipitation se produit lorsque le point de

condensation est atteint. Les précipitations par convection peuvent prendre la forme d'une faible averse ou d'un orage de très forte intensité. Ce processus est celui produisant généralement les forts orages qu'on peut observer vers la fin de l'après-midi, après une journée d'été chaude et humide. Ces orages produisent typiquement des pluies de durée relativement courte mais avec potentiellement de très fortes intensités, générant ainsi des débits de ruissellement importants mais un volume de ruissellement relativement faible. Ce type de précipitation peut donc être contraignant pour la conception d'un réseau de conduites (où le débit de pointe est déterminant pour le dimensionnement) mais pas pour la conception d'un bassin de rétention, où le volume d'eau ruisselé devient le facteur clé.

##### 6.3.1.2 Précipitation orographique

Dans ce cas-ci, la précipitation survient lorsque l'air chargé d'humidité est poussé par le vent contre une zone montagneuse et qu'il est alors élevé mécaniquement, ce qui produit un refroidissement. L'autre versant de la zone montagneuse tend à être plus sec et chaud.

##### 6.3.1.3 Précipitation cyclonique

Finalement, la précipitation est dans cette catégorie associée avec un mouvement des masses d'air d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Les précipitations cycloniques peuvent être de plus classifiées comme étant produites par le mouvement d'un front froid ou par celui d'un front chaud. On retrouve plus souvent ce type de précipitation à l'automne, où les pluies uniformes et de longue durée pourront produire des volumes ruisselés importants qui seront par exemple utilisés pour valider la conception d'un bassin de rétention.

Cette catégorisation générale des types d'événements pluvieux peut se révéler utile lorsqu'on désire évaluer si une transposition d'événements pluvieux d'une région à une autre est réaliste ou pour l'application d'une pluie mesurée à un endroit précis à l'ensemble d'un grand bassin.

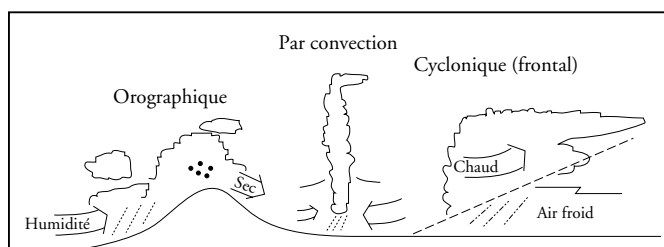


Figure 6.3 Principaux mécanismes de précipitation (Rivard, 2005).

#### 6.3.2 Caractérisation des événements pluvieux

Un événement pluvieux possède des caractéristiques internes et des caractéristiques externes. Les caractéristiques internes sont très nombreuses et complexes (Rivard, 2005). Elles incluent par exemple le temps requis pour atteindre les différentes pointes de fortes intensités, le nombre de pointes à l'intérieur de l'événement pluvieux, la distribu-

tion de la quantité de pluie totale par rapport aux pointes, etc. D'un autre côté, les caractéristiques externes sont la quantité totale de pluie, sa durée, l'intensité moyenne et la durée entre deux événements ou le temps écoulé depuis la pluie précédente. Ce dernier paramètre fait intervenir le problème de définition d'un événement pluvieux indépendant. Plusieurs techniques ont été proposées pour établir quelle était la période de temps minimum entre deux périodes de pluie à partir de laquelle on pouvait affirmer que les deux événements pluvieux avaient été produits par deux systèmes météorologiques indépendants. On s'entend généralement pour dire qu'une durée minimale de 3 à 6 heures entre deux événements pluvieux est suffisante pour assurer l'indépendance entre les événements.

Par ailleurs, un système de drainage urbain est constitué de différentes composantes qui réagissent chacune à certaines caractéristiques des événements pluvieux : les éléments de transport comme les conduites et les canalisations sont généralement plus sensibles à l'intensité et la durée puisque ces caractéristiques influencent fortement l'ampleur des débits de pointe. D'un autre côté, la conception des éléments d'emmagasinement comme les bassins de rétention est plutôt influencée par la quantité de pluie, la durée entre les événements (qui peut être importante pour de grands bassins se vidant lentement) et certaines caractéristiques internes. Dans ce contexte, on constate donc qu'il est difficilement justifiable de spécifier pour tous les problèmes l'utilisation d'un seul événement pluvieux de conception, de même qu'une seule durée entre les événements.

Les caractéristiques pluviométriques sont souvent présentées sous la forme de courbes intensité-durée-fréquence (IDF), qui sont établies par Environnement Canada pour la plupart des stations météorologiques disponibles. Pour préparer ces courbes à partir des chartes d'enregistrement, on détermine tout d'abord, en considérant toutes les données disponibles, la plus grande quantité de pluie tombée pour différentes durées (5 min., 10 min., 15 min., etc.) et on classe ces quantités en ordre croissant pour chaque durée. Une analyse de fréquence est ensuite complétée pour établir les périodes de retour des différentes intensités pour chaque groupe de durée et les résultats peuvent ensuite être mis en graphique pour montrer la relation entre l'intensité, la durée et la fréquence des précipitations. Un exemple pour la station de Dorval dans la région de Montréal est fourni à la figure 6.3; on notera

que le papier logarithmique permet d'obtenir des droites.

En règle générale, on décrit ces courbes par une équation de régression, ce qui facilite l'utilisation des données. La forme la plus courante qui est utilisée pour cette équation est la suivante :

$$i = \frac{A}{(B + t)^C} \quad (6-3)$$

où A, B et C sont des constantes établies pour chaque région et t la durée considérée en minutes. Environnement Canada publie les données de courbes IDF pour plusieurs stations du Québec et fournit un ajustement aux données qui est plutôt de la forme  $i = A/tPCP$ . Il faut être prudent avec l'utilisation de cette courbe de régression puisque l'ajustement peut être relativement mauvais. Il vaut mieux utiliser la forme donnée à l'équation 6-3, en utilisant également au besoin différentes plages de valeurs à utiliser dans la régression, ce qui produira un meilleur ajustement (par exemple, ne considérer que les durées de 5 minutes à 1 h ou 2 h pour établir la courbe de régression donnera un meilleur ajustement pour cette plage de valeurs que si la régression était faite pour les durées de 5 minutes à 24 h). Le tableau 6.1 donne quelques exemples de coefficients de régression A, B et C obtenus pour certaines stations du Québec, en ne considérant que les durées inférieures à 6 heures. Les données des courbes IDF complètes pour une station spécifique peuvent être obtenues d'Environnement Canada.

La figure 6.4 et le tableau 6.2 montrent un exemple de données publiées, pour l'aéroport de Dorval (Pierre-Eliot Trudeau). Actuellement, les données des courbes IDF ont été mises à jour (incluant l'année 2005) pour huit stations du Québec; les données utilisées pour les autres courbes IDF se terminent par contre en 1990. Il est toutefois prévu que l'ensemble des courbes IDF pour les stations du Québec soit éventuellement mis à jour.

Finalement, soulignons qu'un atlas de précipitation peut également être obtenu d'Environnement Canada, à partir duquel des courbes IDF peuvent être développées pour des régions non desservies adéquatement par des stations météorologiques (Hogg *et al.*, 1985). Cet atlas peut se révéler utile lorsqu'on examine des secteurs moins bien couverts par les stations météorologiques. Le manuel de conception des ponceaux (MTQ, 1995) fournit par ailleurs une méthodologie pour développer des courbes IDF à partir des valeurs fournies dans le document d'Environnement Canada.



**Tableau 6.1**

Coefficients de régression pour les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) pour des durées inférieures à 6 heures ( $i = A/(B+t)^C$ ).  
L'intensité  $i$  est en mm/h et le temps  $t$  en minutes. (Rivard, 2005).

Station	Période de retour					
	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
Aéroport Dorval (Mtl) (1943-2005)	$i = \frac{602.59}{(4.60+t)^{0.792}}$	$i = \frac{830.17}{(4.20+t)^{0.803}}$	$i = \frac{977.42}{(4.00+t)^{0.807}}$	$i = \frac{1173.49}{(3.90+t)^{0.812}}$	$i = \frac{1313.02}{(3.80+t)^{0.814}}$	$i = \frac{1463.90}{(3.80+t)^{0.817}}$
St-Hubert (1965-1990)	$i = \frac{572.30}{(5.90+t)^{0.782}}$	$i = \frac{736.01}{(5.90+t)^{0.775}}$	$i = \frac{843.94}{(5.90+t)^{0.771}}$	$i = \frac{978.22}{(5.90+t)^{0.768}}$	$i = \frac{1092.35}{(6.00+t)^{0.769}}$	$i = \frac{1194.64}{(6.00+t)^{0.767}}$
L'Assomption (1963-2005)	$i = \frac{361.53}{(2.20+t)^{0.683}}$	$i = \frac{394.36}{(0.90+t)^{0.643}}$	$i = \frac{423.52}{(0.40+t)^{0.627}}$	$i = \frac{465.85}{(0.00+t)^{0.612}}$	$i = \frac{512.63}{(0.00+t)^{0.610}}$	$i = \frac{559.27}{(0.00+t)^{0.608}}$
Shawinigan (1968-1990)	$i = \frac{616.75}{(7.10+t)^{0.811}}$	$i = \frac{738.16}{(5.60+t)^{0.787}}$	$i = \frac{847.27}{(5.30+t)^{0.782}}$	$i = \frac{970.14}{(4.90+t)^{0.775}}$	$i = \frac{1065.60}{(4.70+t)^{0.772}}$	$i = \frac{1167.80}{(4.60+t)^{0.770}}$
Aéroport Québec (1961-2005)	$i = \frac{401.85}{(3.10+t)^{0.712}}$	$i = \frac{508.98}{(2.90+t)^{0.703}}$	$i = \frac{578.35}{(2.80+t)^{0.699}}$	$i = \frac{667.14}{(2.70+t)^{0.695}}$	$i = \frac{737.07}{(2.70+t)^{0.694}}$	$i = \frac{797.63}{(2.60+t)^{0.691}}$
Bagotville (1963-1990)	$i = \frac{457.51}{(5.80+t)^{0.777}}$	$i = \frac{972.74}{(8.80+t)^{0.852}}$	$i = \frac{1379.22}{(10.10+t)^{0.884}}$	$i = \frac{1994.85}{(11.70+t)^{0.917}}$	$i = \frac{2458.90}{(12.40+t)^{0.933}}$	$i = \frac{2894.58}{(12.80+t)^{0.944}}$

En utilisant les courbes IDF, notamment pour développer des orages synthétiques, on doit être par ailleurs conscient qu'une averse réelle a différentes fréquences pour différentes durées : on pourra par exemple avoir pour un même événement pluvieux une période de récurrence de 1/2 ans si on considère une durée de 10 minutes mais une récurrence de 1/10 ans si on fait l'analyse pour une durée de 1 heure. Ces courbes sont en effet développées à partir d'une série d'intensités maximales obtenues de plusieurs événements pluvieux distincts; il n'existe pas en fait d'averse réelle qui aurait une fréquence constante pour chaque paire intensité-durée.

Les courbes IDF peuvent être utilisées pour plusieurs applications. Pour l'utilisation de la méthode rationnelle, par exemple, on utilise ces courbes pour trouver une intensité de pluie correspondant à une durée et à une fréquence. Les courbes IDF peuvent également être utilisées pour établir la fréquence d'un événement pluvieux qui a été mesuré, en prenant une intensité moyenne pour la durée de l'événement ou en considérant différentes durées à l'intérieur de la pluie observée. Finalement, les courbes IDF peuvent servir de base pour développer des pluies synthétiques pour la conception.

### 6.3.3 Conditions d'humidité antérieures

Les conditions d'humidité antérieures sont importantes à considérer, en particulier lorsqu'on veut analyser les débits qui ont pu être observés lors d'un événement historique ayant causé ou non des inondations. Comme on l'a déjà souligné, les débits causés par un événement pluvieux seront dans une certaine mesure dépendants des conditions d'humidité du sol qui prévalaient avant l'arrivée de la pluie, ce qui est généralement corrélé avec les précipitations qui ont pu être observées dans les jours précédents.

La méthode du NRCS permet à titre d'exemple de tenir compte de cet aspect avec un indice permettant de caractériser des conditions sèches, normales ou saturées. Pour des situations de conception, une condition normale d'humidité pourra être retenue; pour une situation où on analyse un événement réel, on pourra ajuster selon les conditions observées. Dans le cas d'une modélisation avec un logiciel utilisant d'autres approches pour évaluer l'infiltration, on pourra faire varier les paramètres de façon à mieux représenter les conditions à évaluer. Les conditions d'humidité antérieures (considérant le fait qu'il ait plu ou non avant l'événement) pourront également avoir un impact non négligeable sur la quantité de polluants.

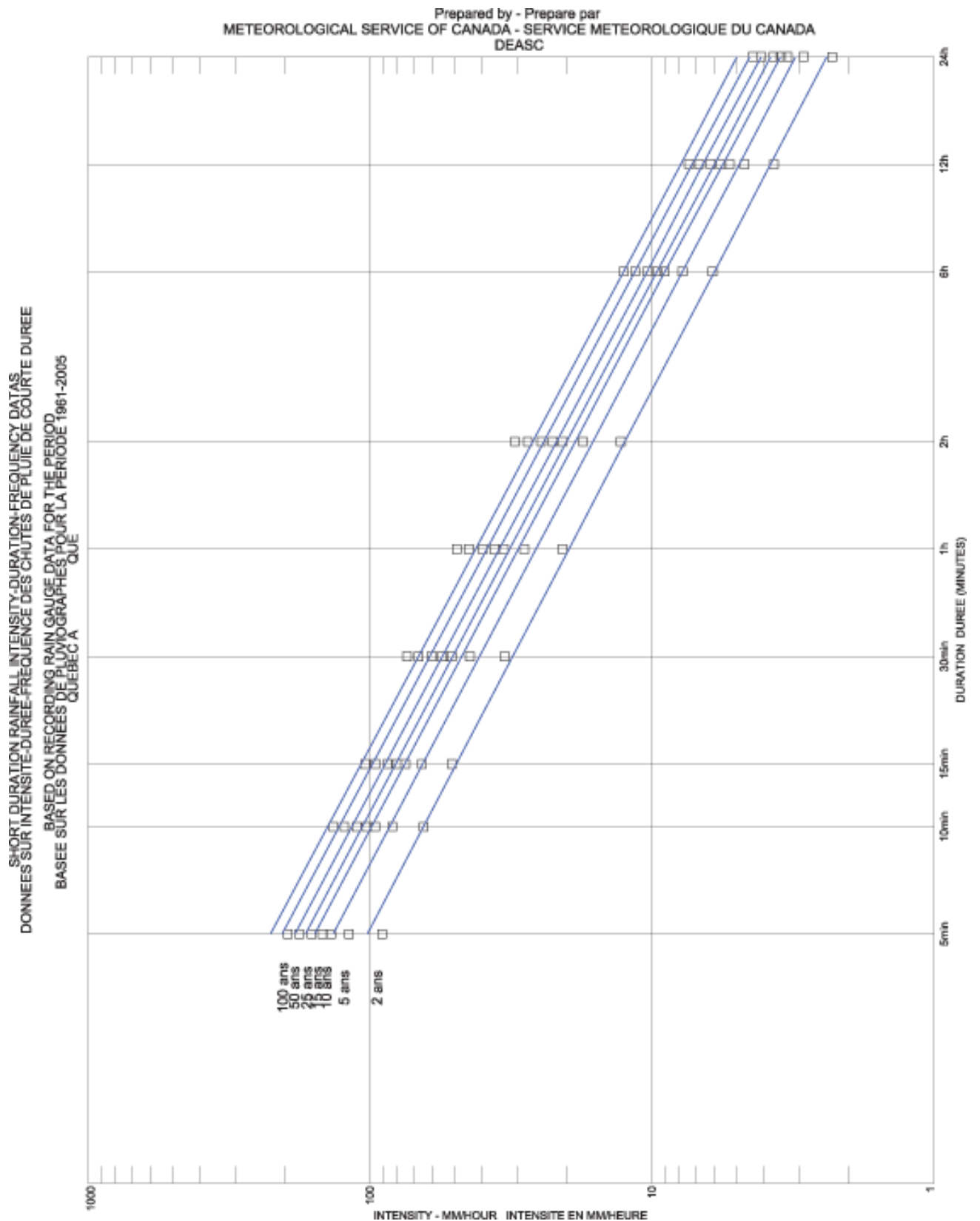


Figure 6.4 Exemple de courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) – Aéroport de Dorval (Environnement Canada).



**Tableau 6.2** Exemple de données fournies par Environnement Canada pour les différentes stations du Québec.

METEOROLOGICAL SERVICE OF CANADA SERVICE MÉTÉOROLOGIQUE DU CANADA									
ATMOSPHERIC SCIENCES AND ENVIRONMENTAL ISSUES DIVISION DIVISION DES SCIENCES ATMOSPHERIQUES ET ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX									
RAINFALL INTENSITY-DURATION FREQUENCY VALUES INTENSITE, DUREE ET FREQUENCE DES PLUIES									
GUMBEL - METHOD OF MOMENTS/METHODE DES MOMENTS 2005									
*****									
QUEBEC A			QUE					7016294	
LATITUDE 46,80			LONGITUDE -71,38				ELEVATION/ALTITUDE 73 m		
*****									
TABLE1 ANNUAL SERIES OF PRECIPITATION (MM) SÉRIES ANNUELLES DE PRÉCIPITATION (MM)									
year annee	5min	10min	15min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
1961	6.1	10.4	10.9	12.2	19.1	19.1	34.5	53.1	61.9
1962	7.6	11.7	13.2	19.8	25.4	29.7	62.5	63.5	71.6
1963	10.4	16.8	19.1	20.8	24.4	27.9	37.6	38.9	53.4
1964	5.8	6.6	9.4	13.5	19.1	25.4	28.2	29.5	35.8
1965	8.9	10.2	15.7	17.8	20.3	22.1	36.1	40.4	44.6
1966	7.4	8.6	9.1	9.7	9.9	15.5	20.3	25.4	46.8
1967	7.6	13.0	17.8	20.8	21.3	22.9	40.6	42.2	56.3
1968	6.4	10.4	11.4	11.4	11.9	18.5	30.5	31.8	49.7
1969	7.6	10.2	14.7	17.8	23.4	26.7	39.9	52.3	59.7
1970	4.8	7.6	8.6	10.7	18.3	21.1	24.6	34.3	48.5
1971	8.6	10.2	14.0	22.6	26.7	27.9	39.1	47.0	60.8
1972	6.4	11.2	12.4	16.3	20.6	29.5	33.0	37.6	69.5
1973	10.4	17.3	19.8	26.7	34.3	36.6	49.0	56.6	63.5
1974	8.1	11.7	12.7	18.0	20.3	24.9	38.1	38.1	63.2
1975	7.9	10.7	11.4	17.8	21.1	25.9	42.2	42.4	51.0
1976	9.9	11.7	11.9	12.4	19.6	24.1	24.1	33.8	44.5
1977	6.1	7.9	9.3	9.9	13.9	22.3	40.1	49.0	54.7
1978	7.8	8.3	8.6	12.0	21.8	27.8	43.0	50.2	78.9
1979	16.5	17.8	20.4	40.1	59.9	77.9	78.0	81.2	81.2
1980	7.8	11.0	13.9	19.4	35.7	49.8	57.8	58.8	58.8
1981	11.0	12.9	16.6	20.6	24.7	31.8	55.3	60.3	79.0
1982	8.5	10.0	10.3	11.7	13.3	23.5	41.2	41.9	44.7
1983	3.8	7.6	8.2	11.2	12.9	13.9	24.2	33.2	50.0
1984	5.5	7.7	10.1	12.1	13.3	18.4	41.1	50.1	61.9
1985	9.2	14.4	17.6	25.7	28.4	34.6	40.8	56.1	62.6
1986	8.0	14.9	16.8	20.0	23.3	27.3	37.2	54.0	72.2
1987	6.6	12.4	17.5	24.1	24.6	32.8	38.0	46.2	73.3
1988	4.1	8.2	11.6	16.9	18.8	20.7	28.2	35.7	45.6
1989	9.4	15.7	22.2	30.2	41.0	41.5	42.3	48.4	53.4
1990	6.8	12.2	15.0	20.7	27.1	27.7	36.4	53.2	54.4
1991	5.5	8.0	11.3	18.0	19.7	19.8	19.8	19.8	29.2
1992	5.4	8.0	9.5	12.6	16.8	18.1	34.9	46.6	57.0
1993	7.4	10.0	13.4	19.9	20.1	22.7	25.3	34.3	50.2
1994	5.7	9.6	12.3	17.1	17.1	19.3	29.2	37.0	38.6
1995	9.4	13.1	15.7	16.4	18.9	22.7	36.2	40.2	44.2
1996	9.5	11.2	11.9	16.6	21.8	30.8	40.9	56.2	67.9
1997	6.2	7.6	8.6	10.6	15.4	22.6	34.2	44.5	76.8
1998	17.4	24.8	24.8	28.4	28.4	39.3	58.3	63.9	-99.9
1999	11.5	16.2	18.0	18.9	19.4	27.2	40.7	41.9	55.9
2000	10.0	15.2	16.0	16.4	23.1	29.1	37.5	41.4	51.9
2001	7.6	7.6	9.1	11.9	14.2	15.7	26.2	38.5	41.8
2002	8.5	9.7	9.7	12.2	14.1	23.3	29.5	29.8	38.2
2003	7.8	11.2	14.5	22.9	24.1	31.1	35.9	44.6	52.2
2004	5.7	8.2	10.4	17.3	32.6	41.7	43.2	61.7	73.9
2005	7.1	10.5	12.5	13.5	20.5	31.3	60.4	92.4	118.1
NOTE: -99.9 INDICATES MISSING DATA DONNÉES MANQUANTES									

**Tableau 6.2 Exemple de données fournies par Environnement Canada pour les différentes stations du Québec (suite).**

TABLE2									
SERIES STATISTICS LES STATISTIQUES DES SERIES									
DURATION DUREE	5min	10min	15min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
# OF YEARS # D'ANNEES	45	45	45	45	45	45	45	45	44
MEAN MOYENNE	8.0	11.3	13.5	17.7	22.2	27.6	38.6	46.2	57.9
STD. DEV. ECARTYPE	2.7	3.6	4.0	6.1	8.6	10.7	11.7	13.7	15.6
SKEW COEF. COEF. ASYM.	1.6	1.5	0.8	1.3	2.2	2.6	1.1	1.1	1.3
KURTOSIS KURTOSIS	7.4	6.4	3.3	5.9	10.5	13.5	5.1	5.4	6.9
NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES									
TABLE3									
RETURN PERIOD RAINFALL AMOUNTS (MM) QUANTITE DE PLUIE PAR PERIODE DE RETOUR (MM)									
DURATION DUREE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
5 min	7.6	9.9	11.5	12.3	12.9	13.4	14.9	15.7	16.3
10 min	10.8	13.9	16.0	17.2	18.0	18.6	20.6	21.7	22.5
15 min	12.9	16.4	18.7	20.0	21.0	21.7	23.9	25.2	26.1
30 min	16.7	22.1	25.7	27.7	29.1	30.2	33.6	35.6	37.0
1 h	20.8	28.4	33.5	36.3	38.3	39.8	44.6	47.3	49.3
2 h	25.9	35.3	41.5	45.1	47.5	49.4	55.3	58.7	61.1
6 h	36.7	47.0	53.9	57.7	60.4	62.5	69.0	72.7	75.3
12 h	43.9	56.0	64.0	68.5	71.7	74.1	81.6	86.0	89.0
24 h	55.3	69.1	78.2	83.4	87.0	89.7	98.3	103.3	106.8
NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES									
TABLE4									
RETURN PERIOD RAINFALL RATES (MM/HR) WITH 95 % OF CONFIDENCE LIMITS INTENSITE DE LA PLUIE PAR PERIODE DE RETOUR (MM/HR) AVEC INTERVALLE DE CONFIANCE DE 95 %									
DURATION DUREE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
5 min	90.7	118.8	137.4	147.9	155.3	160.9	178.4	188.5	195.7
10 min	+/- 8.5 +/-	14.4 +/-	19.4 +/-	22.4 +/-	24.5 +/-	26.2 +/-	31.3 +/-	34.3 +/-	36.5
15 min	+/- 5.7 +/-	9.6 +/-	13.0 +/-	15.0 +/-	16.4 +/-	17.6 +/-	21.0 +/-	23.0 +/-	24.5
30 min	+/- 4.3 +/-	7.2 +/-	9.8 +/-	11.3 +/-	12.3 +/-	13.2 +/-	15.7 +/-	17.3 +/-	18.3
1 h	+/- 3.3 +/-	5.6 +/-	7.5 +/-	8.7 +/-	9.5 +/-	10.1 +/-	12.1 +/-	13.3 +/-	14.1
2 h	+/- 2.3 +/-	3.9 +/-	5.3 +/-	6.1 +/-	6.6 +/-	7.1 +/-	8.5 +/-	9.3 +/-	9.9
6 h	+/- 1.4 +/-	2.4 +/-	3.3 +/-	3.8 +/-	4.1 +/-	4.4 +/-	5.3 +/-	5.8 +/-	6.1
12 h	+/- 0.5 +/-	0.9 +/-	1.2 +/-	1.4 +/-	1.5 +/-	1.6 +/-	1.9 +/-	2.1 +/-	2.2
24 h	+/- 0.3 +/-	0.5 +/-	0.7 +/-	0.8 +/-	0.9 +/-	0.9 +/-	1.1 +/-	1.2 +/-	1.3
	+/- 0.2 +/-	0.3 +/-	0.4 +/-	0.5 +/-	0.5 +/-	0.5 +/-	0.6 +/-	0.7 +/-	0.8
NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES									
TABLE 5									
INTERPOLATION EQUATION / EQUATION D'INTERPOLATION: R = A*T**B R = RAINFALL RATE / INTENSITE DE LA PLUIE (MM/HR) T = TIME IN HOURS / TEMPS EN HEURES									
STATISTICS STATISTIQUE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
MEAN OF R MOY. DE R	31.8	41.5	47.9	51.6	54.1	56.1	62.1	65.6	68.1
STD. DEV R ECARTYPE	31.1	40.4	46.5	50.0	52.4	54.3	60.1	63.5	65.8
COEFF. A COEFF. A	19.7	25.8	29.8	32.0	33.6	34.8	38.5	40.7	42.2
EXPONENT B EXPOSANT B	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
STD. ERROR ERREUR STD.	4.5	6.4	7.8	8.6	9.1	9.5	10.8	11.6	12.2
MEAN % ERR. % D'ERREUR	4.6	6.1	6.8	7.2	7.5	7.7	8.2	8.5	8.6
NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES									

### 6.3.4 Distribution spatiale et non-homogénéité des précipitations

En pratique, on assume généralement que la pluie de conception sera appliquée de façon uniforme sur l'ensemble du bassin versant. Cette hypothèse est valable pour de petits bassins mais la distribution spatiale des précipitations à l'échelle d'un territoire peut toutefois devenir importante lorsqu'on doit analyser des bassins de dimensions importantes ou lorsqu'on tente de caler un modèle avec les données obtenues en utilisant une quantité insuffisante de pluviomètres pour un territoire de grande dimension. Dans ce dernier cas et en particulier pour des précipitations de type orageux qui sont typiquement concentrées autour d'un noyau et très localisées, il peut devenir impossible ou très difficile de caler le modèle puisque la pluie mesurée n'est pas vraiment représentative de celle qui aura causé le débit mesuré.

D'un autre côté, l'analyse du déplacement d'un orage peut devenir nécessaire dans le cas de l'opération et/ou du contrôle d'un système important d'égouts unitaires, à l'intérieur d'un programme de contrôle des débordements d'eaux usées. On pourra à ce sujet se référer à James *et al.* (1981), qui ont par exemple établi que les orages dans la région de Toronto pouvaient typiquement se déplacer à une vitesse de l'ordre de 30 km/h. Plusieurs auteurs, dont Niemczynowicz (1987) et Vogel (1984), ont montré que ce mouvement pouvait avoir un effet important sur la génération d'hydrogrammes, en particulier lorsque l'orage se déplace de l'amont vers l'aval dans l'axe du bassin versant.

### 6.3.5 Distribution temporelle des précipitations

La distribution temporelle de la précipitation est la variation, dans le temps, de l'intensité de la pluie pendant un orage. Pour une même quantité de pluie, cette distribution dans le temps peut évidemment avoir une influence non négligeable sur les débits de ruissellement qui pourront être générés. Une intensité de pluie uniforme est une des hypothèses simplificatrices de la méthode rationnelle et les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) ont notamment été développées pour rendre facile la détermination de cette intensité en fonction du temps de concentration.

Pour des modèles de simulation, on doit spécifier un hyétoگرامme de pluie comme donnée d'entrée et on peut facilement constater que la distribution temporelle de la pluie peut avoir un impact appréciable sur les débits et volumes de ruissellement produits. Ainsi, on peut aisément

concevoir que deux pluies de même durée mais avec des intensités maximales se produisant au début ou à la fin de la durée totale pourront générer des débits radicalement différents, en particulier si on retrouve dans le bassin versant une part importante de surfaces perméables.

Certaines distributions temporelles se sont imposées au fil des ans et peuvent être utilisées pour analyser différents types de problèmes. Les différents types de pluies de projet qui sont proposés dans la littérature peuvent être divisés selon deux catégories générales (Rivard, 1995b) :

- (1) les pluies obtenues à partir des courbes IDF (intensité-durée-fréquence), avec une distribution temporelle plus ou moins arbitraire;
- (2) les pluies dont la distribution temporelle est dérivée à partir d'analyses sur des événements pluvieux réels.

On retrouve dans la première catégorie la pluie de Chicago (Keifer et Chu, 1957), qui est largement utilisée en Amérique du Nord dans sa forme originale et avec certaines modifications. Dans la deuxième catégorie, qui regroupe entre autres les efforts les plus récents dans ce domaine, on retrouve notamment la pluie SAE du Service Atmosphérique d'Environnement Canada (Hogg, 1980, 1982) et les pluies du NRCS (anciennement SCS (Soil Conservation Service des États-Unis)).

#### 6.3.5.1 Pluie de Chicago

L'hypothèse de base pour la dérivation des pluies de Chicago est que chaque point de l'hyétoگرامme synthétique est associé à la même période de retour que la pluie totale. Si une fonction continue est disponible pour représenter une courbe IDF et qu'on intègre sous la fonction pour une durée donnée, on obtient la quantité de pluie totale pour cette durée. Cette quantité de pluie divisée par la durée donne l'intensité moyenne qui est décrite par la fonction représentant la courbe IDF. On doit par ailleurs définir un ratio  $r$  qui exprimera le rapport entre la durée avant d'atteindre la pointe et la durée totale ( $r = t_{av}/t$ ). Ce paramètre  $r$  est normalement estimé en analysant des pluies réelles. Au moins deux méthodes ont été proposées pour ce faire (Bandyopadhyay, 1972). Au Canada, on peut se référer aux analyses de Watt *et al.* (1986) pour des valeurs spécifiques aux différentes régions; pour les régions de Montréal (Dorval) et de Québec, ces auteurs donnent pour des pluies de 60 minutes des durées avant la pointe de 27 et 23 minutes respectivement (soit une valeur de  $r$  de 0,45 et 0,38).

La figure 6.5 montre la forme typique de l'hyéto-gramme ainsi dérivé. L'application des pluies de Chicago discrétisées avec des pas de temps de 5 minutes donne des débits de pointe trop élevés et on utilise plutôt des pas de temps de 10 minutes, ce qui donne des débits de pointe plus réalistes.

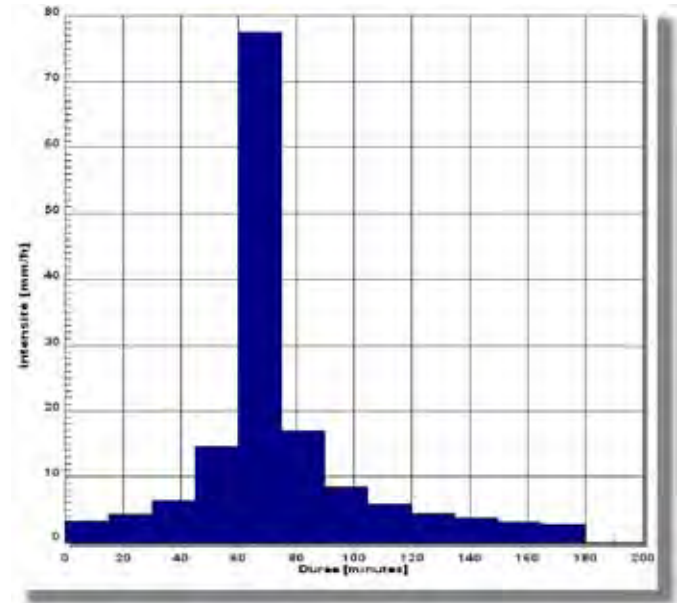
La dérivation d'un hyéto-gramme de Chicago peut se faire selon les étapes suivantes :

1. Sélection d'une durée pour la pluie de conception.
2. Sélection d'un pas de temps. La pluie de Chicago est reconnue pour donner des pointes élevées si le pas de temps sélectionné est trop petit. On recommande habituellement d'utiliser un pas de temps de 10 minutes (MOE, 1987), bien que cet aspect doive être vérifié en considérant des pluies réelles.
3. Établissement du paramètre  $r$  et des constantes de régression  $a$ ,  $b$  et  $c$  pour la fonction continue représentant la courbe IDF.
4. Les intensités de pluie sont finalement calculées à l'aide de l'équation exprimant la fonction continue qui aura été utilisée pour reproduire la courbe IDF. L'intensité de pluie pour la pointe de l'hyéto-gramme est quant à elle calculée directement à partir de l'équation définissant la courbe IDF (par exemple, avec un pas de temps de 10 minutes, l'intensité maximale pour l'hyéto-gramme est celle provenant de la courbe IDF pour une durée de 10 minutes).

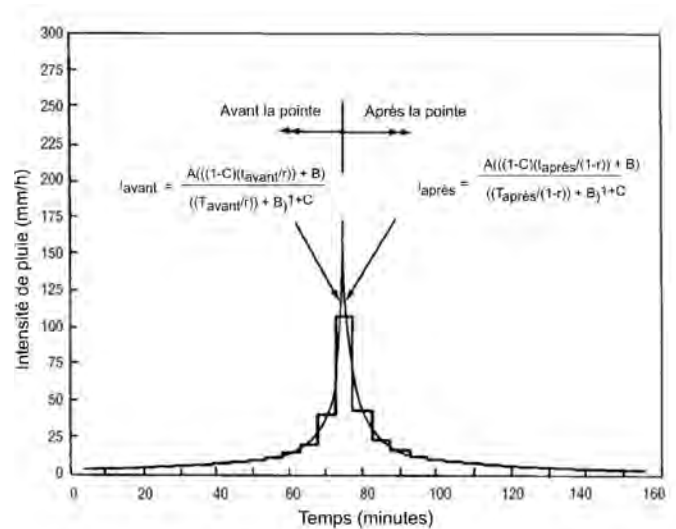
Une fois établie l'intensité maximale de l'hyéto-gramme, on pourra déterminer les intensités avant et après la pointe, en se référant aux équations présentées à la figure 6.6.

### 6.3.5.2 Pluie SEA (Service Atmosphérique – Environnement Canada)

Dans une série d'articles publiés au début des années 1980 (1980, 1982), Hogg a examiné d'une part les variations de distribution temporelle des pluies à travers le Canada et d'autre part les types de pluie qui étaient le mieux adaptés à chacune des régions. Il s'est limité dans son analyse à deux durées fixes, soit des pluies d'une heure et de 12 heures. Il développa alors à partir de pluies réelles des courbes de masse pour plusieurs régions du Canada et en produisit une pour le sud du Québec. D'après le modèle proposé par Hogg, également appelé SEA, la distribution est établie pour avoir la pointe d'intensité coïncidant



**Figure 6.5** Exemple de pluie de type Chicago – durée de 3 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 5 ans).



**Figure 6.6** Distribution temporelle pour la pluie de type Chicago.

avec la moyenne des pointes analysées et en préservant la moyenne des rapports intensité maximale de pluie/ac-cumulation totale. Les courbes de masse proposées par Hogg pour une pluie d'une heure, dont la durée est mieux adaptée pour les calculs de ruissellement urbain, sont montrées au tableau 6.3. La figure 6.7 montre un exemple de ce type de pluie de conception. Un exemple pour la pluie d'une durée de 12 heures est par ailleurs fourni à la figure 6.8, avec le tableau 6.4 qui donne la répartition dans le temps. Rousselle *et al.* (1990) donne plus de détails pour ces types de pluie.

**Tableau 6.3**

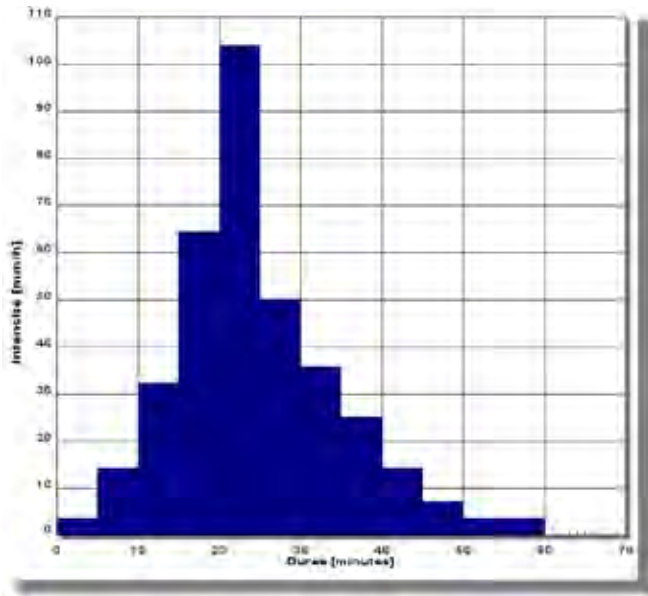
Hyétogramme de pluie de 1 heure du SEA (Rousselle *et al.*, 1990).

	Pourcentage de pluie totale pour l'intervalle indiqué											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nord du Québec	1	6	15	32	15	11	8	5	3	2	1	1
Sud-ouest du Québec	1	4	9	18	29	14	10	7	4	2	1	1

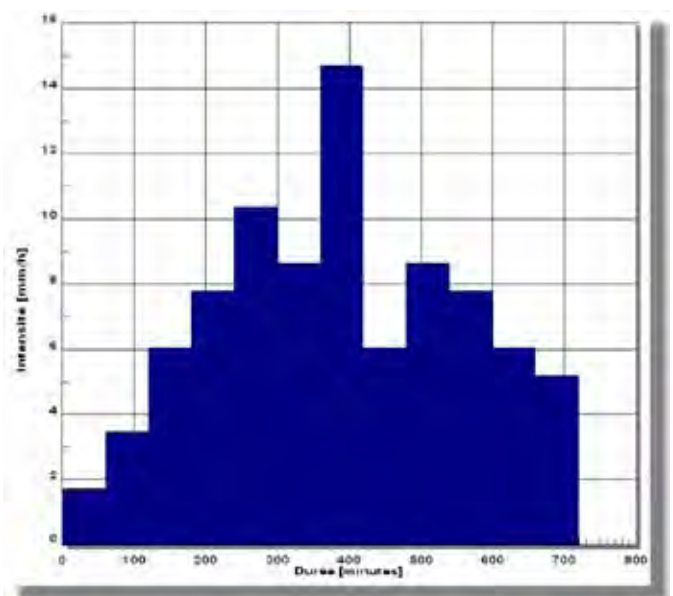
**Tableau 6.4**

Hyétogramme de pluie de 12 heures du SEA (Rousselle *et al.*, 1990).

	Pourcentage de pluie totale pour l'intervalle indiqué											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Québec	2	4	7	9	12	10	17	7	10	9	7	6



**Figure 6.7** Exemple de pluie de type SEA – durée de 1 heure – Station de Dorval (période de retour 1 dans 5 ans).



**Figure 6.8** Exemple de pluie de type SEA – durée de 12 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 100 ans).

### 6.3.5.3 Pluies du NRCS (anciennement SCS)

Le NRCS (*Natural Resources Conservation Service* (anciennement le SCS (*Soil Conservation Service des États-Unis*))) a développé une pluie synthétique qui est couramment utilisée au Canada et aux États-Unis (SCS, 1986). Cette pluie a été définie en déterminant pour des pluies réelles une courbe de masse typique pour la hauteur de pluie. Deux durées sont généralement considérées, soit

une pluie de 24 heures et, d'utilisation moins fréquente, une pluie de 6 heures. Cette dernière pluie a été développée pour la conception de petits barrages en milieu rural et la hauteur de pluie n'a pas été déterminée pour les conditions canadiennes. L'utilisation de cette pluie n'est cependant pas recommandée pour la modélisation en milieu urbain à moins que des données de précipitation locales ne soient disponibles.

On utilise plutôt au Canada, surtout pour des bassins ruraux, la pluie synthétique d'une durée de 24 heures. Quatre types ont été développés selon les différentes régions des États-Unis (types I, IA, II et III); le type II, qui s'applique pour une grande partie des États-Unis, est celui qu'on utilise habituellement au Québec et de façon générale dans l'est du Canada. Comme on peut le voir à la figure 6.9, l'hyétogramme de type II présente une pointe vers le milieu de la durée totale de 24 heures. Le tableau 6.5 fournit quant à lui la discrétisation de la pluie de 24 heures.

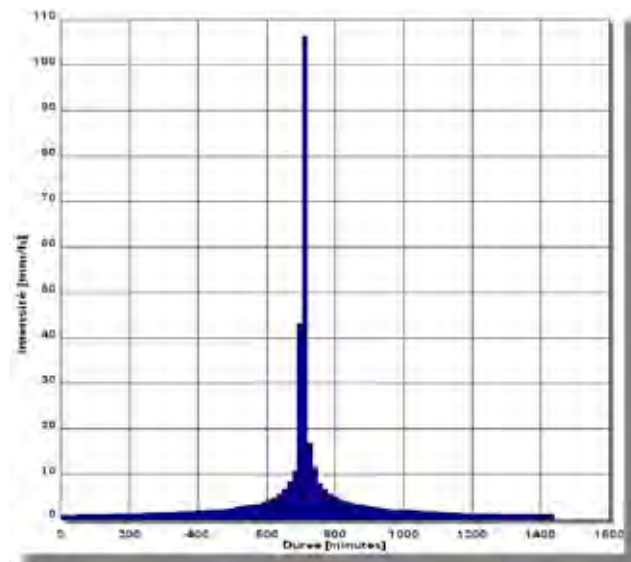
#### 6.3.5.4 Pluies historiques

Les pluies synthétiques, bien qu'elles soient faciles à établir et à utiliser pour la conception des réseaux, sont basées sur certaines hypothèses (durée, conditions antécédentes d'humidité) qui peuvent avoir une influence non négligeable sur les débits et volumes de ruissellement générés.

**Tableau 6.5**

Distribution temporelle de pluie du NRCS (anciennement SCS).  
Pluie de 24 heures de type II (adapté de Chow *et al.*, 1988).

Heure	t/24	Pt/P24
0	0	0
2,0	0,083	0,022
4,0	0,167	0,048
6,0	0,250	0,080
7,0	0,292	0,098
8,0	0,333	0,120
8,5	0,354	0,133
9,0	0,375	0,147
9,5	0,396	0,163
9,75	0,406	0,172
10,0	0,417	0,181
10,5	0,438	0,204
11,0	0,459	0,235
11,5	0,479	0,283
11,75	0,489	0,357
12,0	0,500	0,663
12,5	0,521	0,735
13,0	0,542	0,772
13,5	0,563	0,799
14,0	0,583	0,820
16,0	0,667	0,880
20,0	0,833	0,952
24,0	1,000	1,000



**Figure 6.9** Exemple de pluie de type NRCS (SCS) – durée de 24 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 100 ans).

Dans la mesure du possible, et particulièrement lorsque des bassins de rétention doivent être analysés et conçus, il devient important de valider les volumes de rétention à prévoir avec des pluies historiques.

Idéalement, on pourra développer pour une région en particulier une série de pluies historiques qui sera utilisée pour valider la conception des différents éléments des réseaux. Certaines pluies plus importantes pourront être utilisées pour le contrôle quantitatif. L'aspect qualitatif, qui implique la prise en compte de pluies de plus faible envergure, pourra également être analysé avec des pluies historiques. À titre d'exemple, on pourra en premier lieu par une analyse statistique établir pour une région les caractéristiques pluviométriques pour une station, ce qui permettra d'établir une ou deux années qui apparaissent globalement comme des années moyennes pour la pluviométrie. On pourra par la suite, avec un modèle de ruissellement, simuler ces séries historiques de façon à pouvoir établir des conditions de ruissellement pour ces périodes moyennes.

#### 6.3.6 Durées des pluies de conception

De façon générale, la durée de la pluie de conception devrait être au moins deux fois le temps de concentration du bassin à l'étude (Marsalek et Watt, 1989). Pour la plupart des petits bassins urbains (de superficie inférieure à 50 ha), une durée de 1 heure peut être acceptable lorsque le paramètre à analyser est le débit de ruissellement. La pluie du SEA donne généralement dans ces cas de bons résultats pour l'évaluation des débits de ruissellement.



Toutefois, pour les projets où de la rétention est envisagée et où les volumes de ruissellement doivent être adéquatement déterminés, des durées de pluie plus longues, entre 3 et 6 heures, devraient être utilisées. Une durée de 24 heures (pluie SCS ou de type Chicago) peut également être recommandée pour l'analyse de bassins de rétention et également pour l'évaluation du ruissellement pour des bassins ruraux. D'usage moins fréquent, la pluie de type SEA mais d'une durée de 12 heures peut aussi être envisagée pour l'analyse de bassins ruraux.

Lorsqu'un modèle aura été élaboré pour simuler le ruissellement, il est de bonne pratique de procéder à des tests de sensibilité avec différents types de pluie de conception. En particulier pour la conception de bassins de rétention, on pourra également utiliser dans la mesure du possible des pluies réelles qui sont connues pour être relativement rares pour une région en particulier. Une fois la base de données créée pour une région en particulier, il devient facile par la suite d'uniformiser la pratique. L'utilisation de pluies historiques, de durées et d'intensité variables, devrait être une bonne pratique pour valider les valeurs de débits et de volumes de ruissellement obtenus avec les pluies synthétiques.

## 6.4 PERTES

On peut distinguer trois types de pertes dont il faut tenir compte pour l'établissement de la pluie excédentaire qui contribuera au ruissellement : les pertes par interception, celles par emmagasinement ou rétention de surface et celles par infiltration. En milieu fortement urbanisé, avec un pourcentage d'imperméabilisation appréciable, les pertes par interception et rétention de surface sont généralement regroupées pour les analyses et sont par ailleurs moins importantes que celles causées par l'infiltration. Elles peuvent cependant devenir significatives pour des bassins non développés et boisés.

Les sections qui suivent décriront les concepts habituellement retenus en hydrologie urbaine pour évaluer ces phénomènes et fourniront des valeurs typiques pour chaque type de pertes. Les pertes par évaporation et évapotranspiration peuvent constituer une part importante des pertes lorsqu'un bilan hydrique annuel est complété; elles sont toutefois de faible importance lorsqu'on analyse des bassins urbanisés puisque les taux d'évaporation sont beaucoup plus faibles que les taux de précipitation. Ce type de pertes ne sera donc pas discuté ici de façon

approfondie mais il pourrait devenir intéressant de les considérer pour des cas particuliers.

### 6.4.1 Interception et rétention de surface

L'interception est la quantité de précipitation qui pourra être stockée sur la végétation dans le bassin versant, pour être plus tard évaporée dans l'atmosphère. Cette quantité ne contribue donc pas au ruissellement. La rétention de surface est la quantité d'eau retenue en surface et qui s'accumule dans les petites dépressions; cette eau peut par la suite s'évaporer en partie ou s'infiltrer. Pour des bassins ruraux, ce paramètre est important à considérer et peut avoir une influence non négligeable sur les résultats.

L'interception et l'emmagasinement de surface sont la plupart du temps considérés globalement en hydrologie urbaine. Logiquement, le développement urbain contribue de façon importante à réduire la présence de végétation et on ne considère généralement que la partie de la pluie qui est retenue dans les dépressions de surface, tant pour les surfaces imperméables que pour les surfaces perméables. L'interception est plutôt quant à elle un facteur à prendre en compte pour un calcul de budget hydrique annuel ou dans le cas de simulation pour le ruissellement dans un bassin rural.

Pour ce qui est de la rétention de surface, on peut utiliser les valeurs présentées aux tableaux 6.6 et 6.7, tirées dans le premier cas du manuel de drainage de Denver au Colorado et dans le deuxième cas de diverses références. Règle générale, il existe une forte corrélation entre la pente et la rétention de surface et on peut s'attendre à ce que la rétention soit moins accentuée sur une surface avec une pente plus importante. Des mesures plus récentes d'origine européenne et rapportées dans le manuel de l'utilisateur du logiciel SWMM, version 4 (Huber *et al.*, 1988), donnent cependant, pour des surfaces imperméables, des valeurs qui seraient plutôt de l'ordre de 1 à 1,5 mm; dans le cas d'une surface en gazon typique pour des secteurs urbains, la valeur recommandée serait quant à elle de 2,5 mm à 5,0 mm.

### 6.4.2 Pertes par infiltration

L'infiltration de l'eau dans le sol est un paramètre important à considérer pour l'analyse du ruissellement, tant pour des secteurs ruraux que pour des secteurs urbanisés. C'est une composante dont la valeur varie dans le temps avec les apports d'eau et la plupart des modèles de simulation, contrairement à la méthode rationnelle

Tableau 6.6

Valeurs typiques de pertes par rétention de surface  
(adapté de UDFCD, 2006).

Type d'occupation du sol	Gamme de pertes (mm)	Valeurs recommandées
Imperméable		
Surfaces pavées importantes	1,25 – 3,8	2,5
Toits plats	2,5 – 7,5	2,5
Toits avec pente	1,25 – 2,5	1,25
Perméables		
Pelouse	5,0 – 12,5	8,8
Surfaces boisées et champs	5,0 – 15,0	10,0 (cas par cas)

par exemple, tiennent compte de cette variation dans le temps. Pour de petites pluies, alors qu'une part importante de la précipitation pourra s'infiltrer, la partie des zones perméables qui contribuera au ruissellement pourra être minime; pour des événements pluvieux plus importants, ces zones généreront des débits plus importants. Par ailleurs, de façon générale, les sols recouverts de gazon ou de végétation tendent à avoir des capacités d'infiltration plus grandes que les sols nus.

La modélisation de l'infiltration en hydrologie urbaine a évolué selon deux directions principales : une approche empirique ou hydrologique (avec les modèles du NRCS (anciennement SCS) et de Horton) ou une approche basée sur une approximation des modèles physiques (modèle de Green-Ampt). Ces approches peuvent se définir comme étant intermédiaires si on considère leur niveau de complexité et surtout le nombre de paramètres qu'elles requièrent pour leur application dans des situations concrètes de conception. La plupart des modèles couramment utilisés en hydrologie urbaine ont recours à une de ces trois approches pour simuler l'infiltration.

#### 6.4.2.1 Modèle du NRCS

Ce modèle simple, qu'on nomme parfois modèle avec indice de ruissellement (curve-number model), a été développé au cours des années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), autrefois appelé SCS (Soil Conservation Service). La popularité de ce modèle est attribuable essentiellement à sa simplicité, au manque de

Tableau 6.7

Valeurs typiques de pertes par rétention de surface.

Type de surface	Gamme de pertes (mm)	Références
Pavage		
Avec pente forte	0,5	Pecher (1969); Viessman <i>et al.</i> (1977)
Avec faible pente	1,5 – 3,5	Pecher (1969); Viessman <i>et al.</i> (1977)
Surfaces perméables	1,3 – 2,5	Tholin et Kiefer (1960)
Pelouse	2,5 – 5,0	Hicks (1944)
Toits plats	2,5 – 7,5	Butler et Davis (2000)

solutions alternatives et surtout à la base de données qui existe pour la sélection des paramètres en fonction des types de sols. Bien qu'à l'origine cette méthode ait été développée pour calculer des débits pour de petits bassins agricoles et pour évaluer les impacts de différentes pratiques agricoles sur le ruissellement, elle a été subséquemment élargie et appliquée à l'analyse des bassins urbains.

La référence de base exposant les différentes techniques et méthodes développées par le SCS pour de petits bassins en milieu urbain est le document appelé TR-55 (NRCS, 1986); les différentes équations et limitations de la méthode sont notamment décrites dans un document de la FHWA (FHWA, 2002).

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes (voir figure 6.10) : le ruissellement direct (Q), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales ( $I_a$ ). La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (6-4)$$

où S représente la rétention potentielle maximale. La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - Q \quad (6-5)$$

Substituant 6-5 dans l'équation 6-4 on obtient :

$$\frac{(P - I_a) - Q}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (6-6)$$

En réarrangeant pour Q on trouve finalement

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (6-7)$$

Soulignons que tous ces paramètres sont exprimés en unités identiques (en millimètres pour le système SI ou en pouces pour le système impérial). Cette équation contient une quantité connue (P) et deux inconnues ( $I_a$  et S). On pose ensuite, en se basant sur les résultats de simulations, que la perte initiale  $I_a = 0,2S$ . Ceci donne donc en transposant dans l'équation 6-8 :

$$Q = \frac{(P - 0,2 S)^2}{(P + 0,8 S)} \quad (6-8)$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P. Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S, on a développé le concept d'un indice de ruissellement CN (runoff curve number). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante:

$$CN = \frac{25\,400}{S + 254} \quad (S \text{ en mm}) \quad (6-9)$$

Le CN est donc simplement une transformation non-linéaire de S qui est un paramètre de stockage; il est déterminé en considérant essentiellement les types de sol en présence dans le bassin et le couvert végétal. Il est important de noter toutefois que la méthode du NRCS a été développée à l'origine comme un indice de ruissellement pour des précipitations de 24 h et qu'elle doit être utilisée avec précaution pour analyser les quantités de ruissellement pour des durées autres que 24 h. Elle est par ailleurs moins appropriée pour l'analyse de petites précipitations et il est reconnu qu'elle devient moins précise pour des quantités de pluie inférieures à 10 mm.

Le NRCS a par ailleurs classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration :

- Groupe A (faible potentiel de ruissellement) : Sols présentant des taux élevés d'infiltration même lorsque saturés et étant principalement constitués en profondeur de sable ou gravier bien drainés ou excessivement bien drainés. Ces sols possèdent un haut taux de transmission de l'eau infiltrée.
- Groupe B : Sols avec des taux d'infiltration moyen lorsque saturés, composés essentiellement de sable ou gravier modérément drainés à bien drainés sur des profondeurs modérées à importantes, avec des textures modérément fines à modérément grossières. Ces sols possèdent un taux modéré de transmission de l'eau.

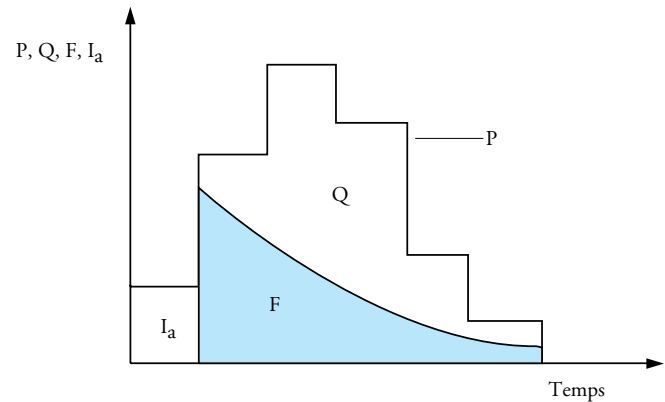


Figure 6.10 Séparation de la pluie (P) en ruissellement (Q), pertes initiales ( $I_a$ ) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.

- Groupe C : Sols présentant des taux d'infiltration lents lorsque saturés, composés principalement de sols avec une couche qui retarde le mouvement vertical de l'eau ou de sols avec une texture modérément fine à fine. Ces sols ont un taux de transmission de l'eau qu'on peut qualifier de faible.
- Groupe D (potentiel élevé de ruissellement) : Sols avec de très faibles taux d'infiltration lorsque saturés, constitués principalement d'argile en surface ou à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau.

Le tableau 6.8 donne les valeurs de CN pour différentes surfaces et les différents groupes de sols. On retrouvera à différentes références des descriptions plus détaillées pour des secteurs ruraux (McCuen, 1989; Hoggan, 1989). Soulignons que les valeurs présentées au tableau 6.8 sont valides pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes (CAH II). Une fois le CN connu pour ces conditions moyennes, on peut utiliser les équations suivantes pour évaluer le CN pour des conditions sèches ou pratiquement saturées (CAH I ou III) (SCS, 1986; Chow *et al.*, 1988) :

$$CN(I) = \frac{4,2 \text{ CN(II)}}{10 - 0,058 \text{ CN(II)}} \quad (6-10)$$

$$CN(III) = \frac{23 \text{ CN(II)}}{10 + 0,13 \text{ CN(II)}} \quad (6-11)$$

La définition plus ou moins arbitraire des conditions sèche, moyenne ou saturée est par ailleurs donnée au tableau 6.9. Les équations à la base des valeurs contenues dans ce tableau sont fournies dans des références de base (NRCS, 1986).

**Tableau 6.8**  
Indices de ruissellement CN pour différentes occupations du sol  
(conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,25 (adapté de Chow *et al.* (1988); Rivard, 2005).

Type d'utilisation du sol	Groupe hydrologique du sol			
	A	B	C	D
Terrain cultivé <sup>1</sup> : sans traitement de conservation	72	81	88	91
Terrain cultivé: avec traitement de conservation	62	71	78	81
Pâturage: mauvaise condition	68	79	86	89
Pâturage: bonne condition	39	61	74	80
Champs ou prairie: bonne condition	30	58	71	78
Boisé ou forêt: mauvais couvert	45	66	77	83
Boisé ou forêt: bon couvert <sup>2</sup>	25	55	70	77
Espaces verts, pelouses, parcs, cimetières, etc.				
bonne condition: 75 % ou plus en gazon	39	61	74	80
condition moyenne: 50 à 75 % en gazon	49	69	79	84
Secteurs commerciaux (85 % imperméable)	89	92	94	95
Secteurs industriels (72 % imperméable)	81	88	91	93
Résidentiel <sup>3</sup> :				
Dimensions moy. des lots      % imperméable <sup>4</sup>				
0,05 hectare ou moins          65	77	85	90	92
0,1 hectare                      38	61	75	83	87
0,13 hectare                    30	57	72	81	86
0,2 hectare                      25	54	70	80	85
0,4 hectare                      20	51	68	79	84
Stationnements pavés, toits, entrées d'autos	98	98	98	98
Rues				
pavées avec bordures et égout pluvial	98	98	98	98
gravier	76	85	89	91
non aménagée	72	82	87	89

1. Pour une description plus détaillée des indices de ruissellement pour des secteurs ruraux, on pourra consulter certaines références américaines (McCuen, 1989; Hoggan, 1989). Le Manuel de conception des pontons du Ministère des Transports du Québec fournit également des tableaux présentant des valeurs pour les conditions québécoises.
2. Un bon couvert est protégé par des broussailles.
3. Les indices sont évalués en assumant que le ruissellement sur la maison et l'entrée d'auto est dirigé vers la rue, avec un minimum de l'eau provenant du toit qui est dirigée vers le gazon où de l'infiltration peut se produire.
4. Les surfaces perméables (pelouses) sont considérées comme étant des pâturages avec de bonnes conditions.

**Tableau 6.9**  
Classification des classes de conditions antécédentes d'humidité  
pour la méthode NRCS de calcul des pertes.

Groupe de conditions antécédentes	Précipitation pour les 5 jours précédents (mm)	
	Saison dormante	Saison de culture
I	moins de 12,5	moins de 35,4
II	12,5 à 28	35,4 à 53,3
III	plus de 28	plus de 53,3

(Source : Adapté de Soil Conservation Service, 1972)

Il est important de souligner que la validité de la procédure NRCS est questionnée depuis de nombreuses années (MEO, 1987; WEF/ASCE, 1992). Une de ses principales faiblesses provient de l'hypothèse de base voulant que  $I_a = 0,2 S$ ; on n'explique pas vraiment d'ailleurs dans le document de base TR-55 (NRCS, 1986) d'où vient cette relation. Au lieu de maintenir constante cette relation, la méthodologie utilisée par exemple dans le programme OTTHYMO (Wisner *et al.*, 1989) ou SWMHYMO (Sabourin, 1998) implique plutôt la détermination de la perte initiale  $I_a$  à partir des analyses des données de pluie et de débits. Cette approche est plus flexible mais les données nécessaires pour l'appliquer ne sont pas souvent disponibles pour des applications pratiques.

La méthodologie du NRCS n'en reste pas moins utile et applicable principalement pour des bassins à vocation essentiellement rurale et non développés. Pour le Québec, on pourra retrouver notamment dans le Manuel de conception des ponceaux du ministère des Transports (MTQ, 1995) des tableaux donnant pour différents types de sol leur classification hydrologique. C'est d'ailleurs un des principaux avantages de la méthode NRCS puisqu'on pourra dans la plupart des cas établir un indice de ruissellement à partir du type de sol qu'on retrouve dans un bassin versant.

#### 6.4.2.2 Modèle de Horton

Cette méthode est la plus couramment employée en hydrologie urbaine pour analyser l'infiltration. Les différentes mesures et analyses de Horton durant les années 1930 l'ont conduit à proposer l'équation suivante, qu'on peut visualiser graphiquement à la figure 6.11 (Horton, 1933; 1940) :

$$f = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt} \quad (6-12)$$

où  $f$  = la capacité d'infiltration (mm/h)  
 $f_c$  = capacité d'infiltration ultime ou d'équilibre (mm/h)  
 $f_o$  = capacité d'infiltration initiale (mm/h)  
 $t$  = temps depuis le début de la précipitation (s)  
 $k$  = une constante représentant le taux de décroissance dans la capacité d'infiltration ( $s^{-1}$ )

Cette équation indique que si l'apport de pluie excède la capacité d'infiltration, l'infiltration tend à décroître d'une façon exponentielle. La superficie sous la courbe de la figure 6.11 indique par ailleurs pour chaque pas de temps la hauteur d'eau qui est infiltrée durant cet intervalle. À la

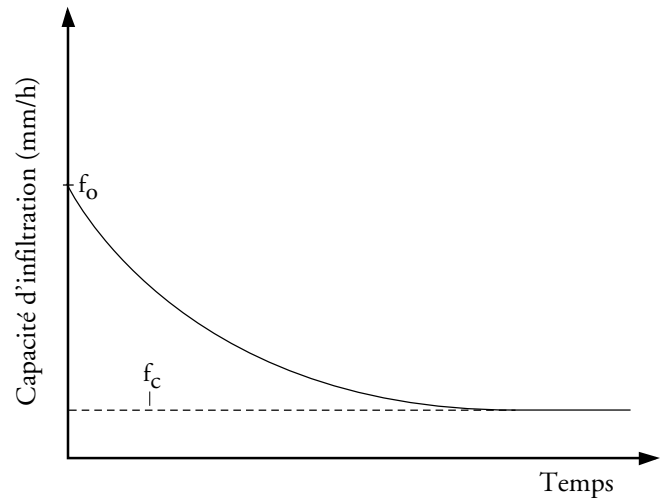


Figure 6.11 Paramètres pour le modèle de Horton.

limite, la valeur du paramètre  $f_c$  s'approche et tend vers la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sol  $K_s$ .

Cette conductivité hydraulique est directement reliée à la capacité d'infiltration du sol et, mis à part bien entendu les caractéristiques intrinsèques du sol en place, elle dépend notamment de la teneur en eau initiale du sol ainsi que de l'état de la surface que l'eau doit traverser pour amorcer le processus d'infiltration. Ces deux notions sont importantes à considérer, en particulier pour la conception des pratiques de gestion impliquant de l'infiltration.

L'utilisation répandue du modèle de Horton en hydrologie urbaine peut sans doute s'expliquer par le fait que cette approche fournit un bon équilibre entre la simplicité et une description acceptable des processus physiques d'infiltration. Le modèle nécessite l'estimation des trois paramètres contenus dans l'équation 6.12, soit  $f_c$ ,  $f_o$  et  $k$ . Idéalement, ces estimations devraient être basées sur les résultats de tests in situ (voir annexe B), pour plusieurs sites à l'intérieur du bassin et pour différentes conditions antécédentes d'humidité. En pratique, ceci est sans doute difficilement réalisable et on doit le plus souvent avoir recours à des valeurs tirées de la littérature. Par ailleurs, des analyses récentes de mesures d'infiltration en place (Pitt, 1999) ont permis d'établir que les sols perméables compactés (par exemple pour des secteurs résidentiels plus anciens) avaient des capacités d'infiltration moindres que les secteurs plus récents, où les sols étaient moins compactés, ou les secteurs dont le sol n'avait pas été remanié lors de l'urbanisation.

Le paramètre  $f_c$  correspond à la conductivité hydraulique saturée; on peut en trouver des valeurs représentatives dans plusieurs ouvrages de références (Chow

*et al.*, 1988; Maidment, 1993). Le tableau 6.10 fournit des valeurs typiques pour ce paramètre. Quant à  $f_o$ , comme on peut le voir au tableau 6.11, sa valeur dépend essentiellement du type de sol, des conditions initiales d'humidité et de la végétation de surface. Encore une fois, on pourra dans ce cas consulter les références déjà citées. Pour des bassins urbanisés typiques, avec peu ou pas de végétation et un sol silteux, une valeur souvent utilisée par défaut est 75 mm/h. Cette valeur peut cependant être considérablement augmentée dans le cas de sol sablonneux. Finalement, les valeurs citées dans la littérature pour le paramètre  $k$  varient de façon appréciable (Huber *et al.*, 1988; Maidment, 1993; Chow *et al.*, 1988). À titre indicatif, le tableau 6.12 fournit le taux de décroissance de la capacité d'infiltration pour différentes valeurs de  $k$ ; on constate qu'après une certaine valeur limite, la variation de ce paramètre a un impact réduit sur la capacité d'infiltration.

Des analyses plus récentes de Pitt (1999) ont permis d'établir la gamme de valeurs que pouvaient prendre les différents paramètres dans l'équation de Horton, en se basant sur des mesures pour des sols argileux ou sablonneux et selon qu'ils étaient secs ou saturés. Les tableaux 6.13 et 6.14 résument les principaux résultats obtenus alors que les figures 6.12 et 6.13 donnent des graphiques en trois dimensions permettant de visualiser la variation des taux d'infiltration. On pourra constater que les gammes de valeurs obtenues sont relativement larges. Des valeurs de conception, comme celles proposées au tableau 6.15, peuvent être retenues pour la simulation avec des modèles mais, lorsqu'il est important de bien connaître la capacité d'infiltration réelle du sol, comme pour des pratiques de gestion impliquant de l'infiltration, il deviendra essentiel d'effectuer des tests de percolation sur les sols en place.

**Tableau 6.10**

Valeurs typiques de  $f_c$  en fonction des différents types de sols (Huber *et al.*, 1988).

Type de sol	$f_c$ (mm/h)
A	11,4 – 7,5
B	7,5 – 3,8
C	3,8 – 1,3
D	1,3 – 0,0

**Tableau 6.11**

Valeurs typiques de  $f_o$  en fonction des différents types de sols (Huber *et al.*, 1988).

Type de sol	$f_o$ (mm/h)
1) Sol sec (peu ou pas de végétation)	Sol sablonneux : 125 Loam : 75 Sol argileux : 25
2) Sol sec (avec une végétation dense)	Multiplier les valeurs en 1) par 2
3) Sols humides	Sols drainés mais pas sec : Diviser les valeurs en 1) ou 2) par 3 Sols saturés : Prendre les valeurs proches de $f_c$ Sols partiellement saturés : Diviser les valeurs en 1) ou 2) par 1,5 à 2,5

**Tableau 6.12**

Taux de décroissance de la capacité d'infiltration pour différentes valeurs de  $k$  (Huber *et al.*, 1988).

Valeur de $k$ $h^{-1} (s^{-1})$	Pourcentage de diminution de la capacité d'infiltration après 1 heure
2 (0,00056)	75
3 (0,00083)	95
4 (0,00115)	98
5 (0,00139)	99

**Tableau 6.13**

Paramètres de l'équation de Horton pour des sols sablonneux (Pitt, 1999).

	$f_o$ (mm/h)		$f_c$ (mm/h)		$k$ (1/min)	
	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme
Sols sablonneux non-compactés	990	103 à 3 700	380		9,6	1,0 à 33
Sols sablonneux compactés	380	2,54 à 2 185	46		11	1,8 à 37
Valeurs publiées dans la littérature		43 à 254		7,5 à 11,4		0.069



Tableau 6.14

Paramètres de l'équation de Horton pour des sols argileux (Pitt, 1999).

	$f_o$ (mm/h)		$f_c$ (mm/h)		$k$ (1/min)	
	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme
Sols argileux non-compactés (sec)	457	64 à 1 473	168	2,5 à 610	8,8	-6,2 à 19
Valeurs publiées dans la littérature		25,4 à 50,8		0 à 1,3	0,069	
Sols argileux compactés pour conditions variées (sèche et saturée)	86	0 à 1 220	10,2	-15,2 à 170	5,6	0 à 46
Valeurs publiées dans la littérature		7,6 à 17,8		0 à 1,3	0,069	

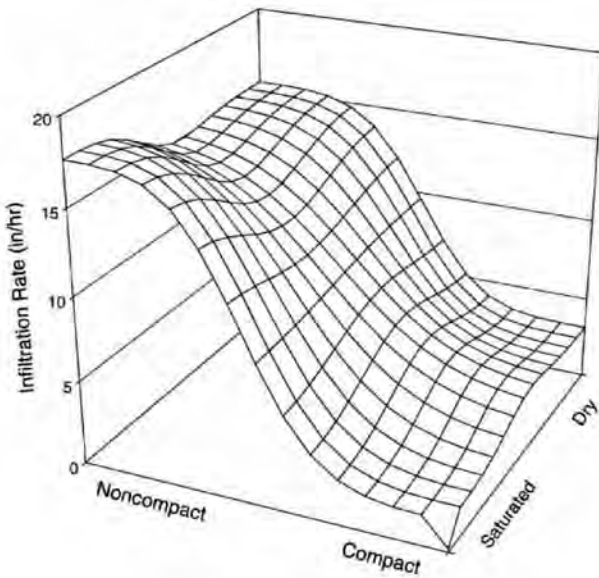


Figure 6.12 Variation des taux d'infiltration mesurés pour des sols sablonneux (Pitt, 1999).

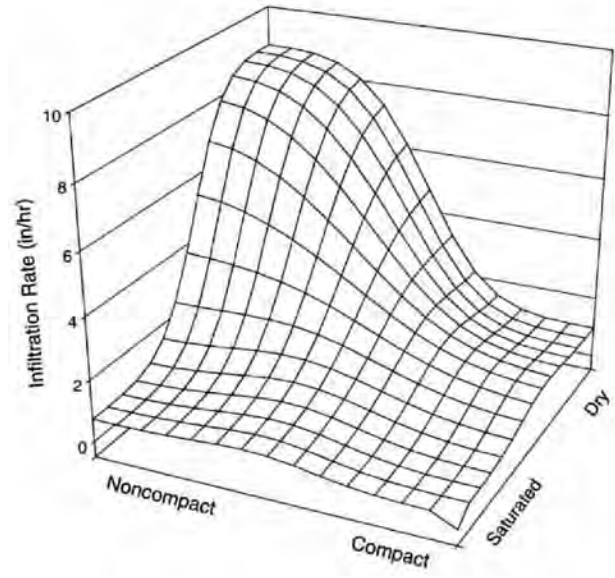


Figure 6.13 Variation des taux d'infiltration mesurés pour des sols argileux (Pitt, 1999).

D'autres valeurs pour les taux d'infiltration ont été établies dans le guide de gestion des eaux pluviales de l'état de Washington (2005), de façon à encadrer la conception des PGO impliquant de l'infiltration. Le guide définit tout d'abord les types de sols pour lesquels des PGO avec infiltration seraient appropriés (figure 6.14). Par la suite, les capacités d'infiltration à long terme peuvent être établies selon 3 approches :

1. Classification des sols par la USDA (*Department of Agriculture*). Ces valeurs sont reproduites au tableau 6.16.
2. Avec caractérisation des sols en place – voir tableau 6.17 et figure 6.15.
3. Avec des mesures *in situ*.

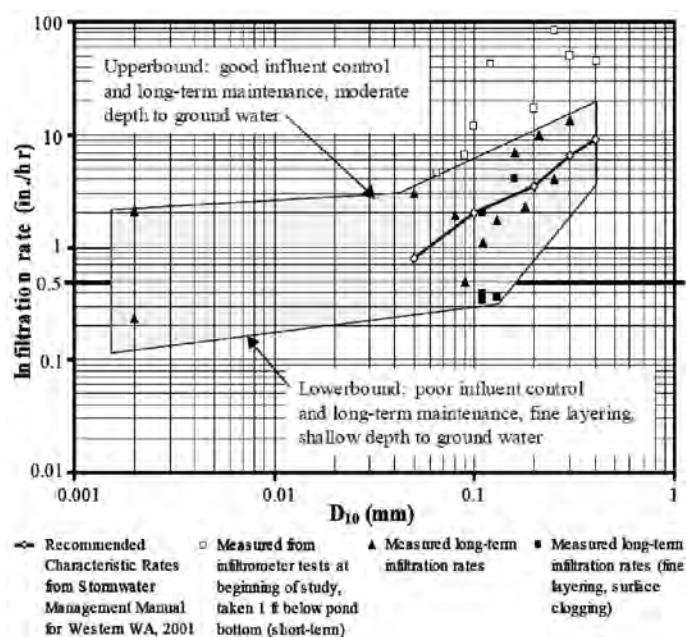
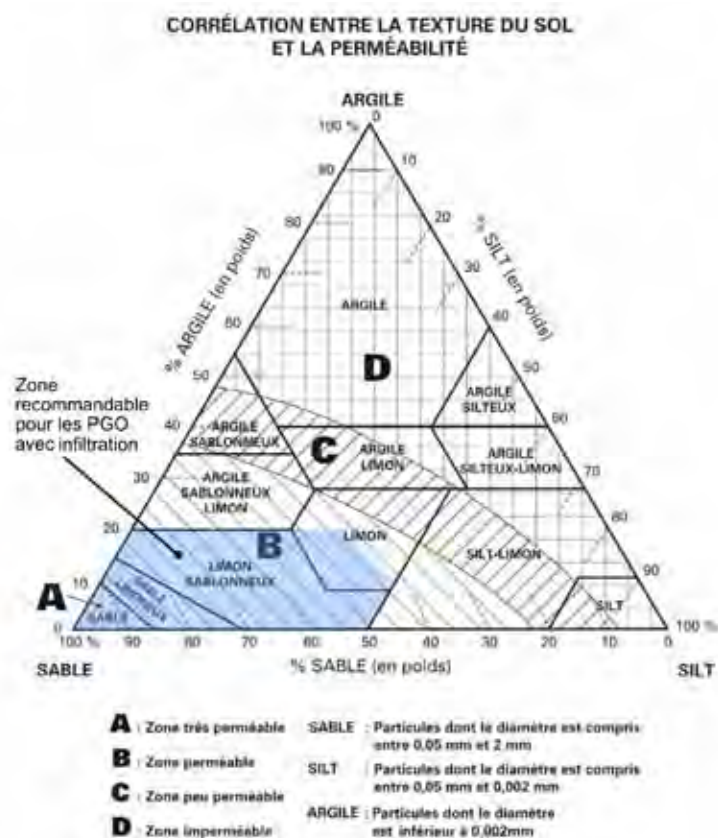
La dernière approche, avec des mesures sur les sols en place, devrait être privilégiée lorsque des PGO avec infiltration sont considérés. Le test recommandé pour l'établissement des taux d'infiltration est décrit à l'annexe B.

#### 6.4.2.3 Modèle de Green-Ampt

Le modèle proposé par Green et Ampt (1911) est basé sur la loi de Darcy régissant le mouvement de l'eau à travers le sol : on assume que l'eau infiltrée s'écoule vers le bas à travers le sol, avec une ligne abrupte séparant les zones mouillée et sèche (figure 6.16). En négligeant la hauteur d'eau emmagasinée en surface, on peut montrer que la capacité d'infiltration potentielle du sol est donnée par l'équation suivante :

$$f = K_s \left( 1 + \frac{S_{\text{moy}} M_d}{F} \right) \quad (6-13)$$

où  $K_s$  est la conductivité hydraulique pour des conditions saturées,  $M_d$  est la différence entre le volume d'eau contenu dans le sol lorsque saturé (la porosité) et la quantité d'eau initiale,  $S_{\text{moy}}$  est la hauteur d'eau moyenne à la ligne de démarcation des zones mouillée et sèche et  $F$  est l'infiltration cumulative.



**Tableau 6.15**

Valeurs de paramètres d'infiltration de Horton recommandées en fonction du type de sol (UDFCD, 2006).

Type de sol (classification hydrologique du NRCS)	Infiltration (mm/h)		Coefficient k
	Initial - $f_o$	Final $f_c$	
A	127	25,4	0,0007
B	114	15,2	0,0018
C	76,2	12,7	0,0018
D	76,2	12,7	0,0018

**Tableau 6.16**

Taux d'infiltration maximaux recommandés en se basant sur la classification des sols de la USDA (adapté de Washington, 2005).

Type de sol	Taux d'infiltration à court terme (mm/h) *	Facteur de correction	Taux d'infiltration estimé à long terme (mm/h)
Graviers sablonneux et sables graveleux (90 % de l'échantillon de sol est retenu par le tamis 10)	500	2	250 **
Sable	200	4	50
Sable limoneux	50	4	12,5
Limon sablonneux	25	4	6,2
Limon	12,5	4	3,1

\* D'après WEF/ASCE, 1998    \*\* Non recommandé pour traitement

**Tableau 6.17**

Taux d'infiltration maximaux recommandés en se basant sur la distribution granulométrique (Washington, 2005).

D10 (mm) du test ASTM D422 pour la granulométrie du sol	Taux d'infiltration estimé à long terme (mm/h) pour la conception
$\geq 0,4$	230*
0,3	165
0,2	90
0,1	50
0,05	20

\* Non recommandé pour traitement

L'emmagasinement de surface commence lorsque le taux potentiel d'infiltration égale l'intensité de précipitation. L'infiltration cumulative durant l'emmagasinement de surface est donnée par l'équation suivante :

$$F - F_p - S_{\text{moy}} (xH - \theta_i) \ln \left[ \frac{F + S_{\text{moy}} M_d}{F_p + S_{\text{moy}} M_d} \right] = K (t - t_p) \quad (6-14)$$

où  $K$  est la conductivité hydraulique effective,  $F$  est l'infiltration cumulative au temps  $t$ ,  $F_p$  est l'infiltration cumulative au temps  $t_p$  et  $t_p$  est le temps au début de l'emmagasinement de surface. Des valeurs pour les différents paramètres peuvent être estimées à partir des caractéristiques physiques du sol et en connaissant les conditions initiales d'humidité. Des valeurs moyennes sont présentées au tableau 6.18. Mein et Larson (1973) présentent la méthode la plus facile et la plus souvent citée pour utiliser le modèle de Green-Ampt; d'autres références utiles sont le manuel de l'utilisateur du programme SWMM (Huber *et al.*, 1988), Chow *et al.*, (1988) et Maidment (1993).

Le modèle de Green-Ampt offre plusieurs avantages si on le compare aux autres modèles couramment utilisés. Les principaux sont qu'il est basé sur une approximation acceptable des phénomènes physiques en jeu, qu'il considère explicitement le contenu en eau initial du sol et qu'il peut être appliqué directement à des conditions de précipitations variables. Cependant, l'approche est moins utilisée en pratique puisque les paramètres de base sont plus difficilement quantifiables; Chow *et al.* (1988) donnent une discussion détaillée de la méthode et de son application. Le logiciel SWMM5 et ses variantes permet par ailleurs d'utiliser soit l'équation de Green-Ampt, soit celle de Horton ou celle du NRCS.

## 6.5 MÉTHODES D'ESTIMATION DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT ET DES HYDROGRAMMES

La transformation de la pluie nette en hydrogramme de ruissellement peut se faire selon deux hypothèses quant au comportement hydrologique du bassin : cette réponse hydrologique peut être assumée linéaire ou non linéaire, et dans ce dernier cas on doit également spécifier quelle forme prend cette non-linéarité. Une réponse hydrologique linéaire implique une augmentation proportionnelle de la valeur calculée en fonction d'une augmentation des valeurs d'entrée. L'exemple le plus courant de cette approche est la méthode rationnelle, par laquelle on obtient, en considérant un coefficient de proportionnalité, un débit à

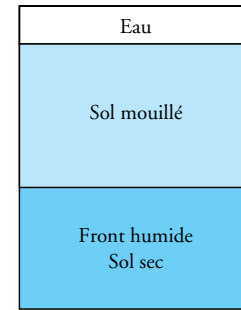


Figure 6.16 Modèle de Green-Ampt.

Tableau 6.18

Valeurs typiques pour les paramètres du modèle Green-Ampt  
(adapté de Rawls *et al.*, 1983).

Classification des sols	Conductivité (cm/h)	$S_{\text{moy}}$ (cm)	Porosité
Sable	12,0	4,95	0,437
Sable limoneux	2,99	6,13	0,437
Loam sablonneux	1,09	11,01	0,453
Loam	0,33	8,89	0,463
Loam silteux	0,66	16,68	0,501
Loam sablonneux avec argile	0,15	21,85	0,398
Loam argileux	0,10	20,88	0,464
Loam silteux et argileux	0,10	27,30	0,471
Argile sablonneuse	0,05	23,90	0,430
Argile silteuse	0,05	29,22	0,479
Argile	0,025	31,63	0,475

partir de données de pluie et de la surface du bassin. Cette approche ne fournit cependant qu'un débit de pointe et ne peut convenir qu'à la conception de réseaux de conduites traditionnels. Une autre approche où on assume une linéarité entre la pluie nette et le calcul du débit est celle de l'hydrogramme unitaire.

Si on considère d'autre part que d'après les observations et mesures les débits ne varient pas nécessairement au même taux que la pluie nette et qu'il existe la plupart du temps un décalage entre le moment où se produit le débit maximum et celui où la pluie nette est observée, on doit alors utiliser un modèle non linéaire pour reproduire

adéquatement la réponse hydrologique du bassin. Dans ce cas, on doit alors établir quelle forme prendra cette non-linéarité et comment elle sera exprimée. Les principales méthodes qui ont été utilisées en hydrologie urbaine sont l'utilisation des équations de Saint-Venant décrivant l'écoulement non permanent, des bassins fictifs au comportement linéaire arrangés en cascade (Nash, 1957) et la définition d'un bassin non linéaire (utilisé dans le modèle SWMM).

Les différentes sous-sections qui suivent discuteront des principales techniques couramment utilisées aujourd'hui en hydrologie urbaine pour effectuer la transformation de la pluie nette en débit ruisselé. Après la méthode rationnelle, on présentera différentes méthodes qu'on peut regrouper sous la théorie générale de l'hydrogramme unitaire et la méthode du réservoir non linéaire utilisée dans le modèle SWMM (Storm Water Management Model, Huber *et al.*, 1988).

### 6.5.1 Méthode rationnelle

#### 6.5.1.1 Hypothèses de base

Les bases de la méthode appelée rationnelle remontent au milieu du 19<sup>e</sup> siècle (Mulvaney, 1851). En Amérique du Nord, c'est à Emil Kuichling (Kuichling, 1889) qu'est généralement attribuée la paternité du concept, qui a survécu jusqu'à nous à peu près dans sa forme originale. L'équation s'écrit habituellement comme suit :

$$Q = C i A / 360 \quad (6-15)$$

où  $Q$  est le débit en  $m^3/s$ ,  $C$  est un coefficient de ruissellement,  $i$  est l'intensité de pluie (mm/h) pour une durée égale au temps de concentration  $t_c$  et  $A$  est la superficie du bassin de drainage en hectares (ha).

Plusieurs hypothèses sont explicitement ou implicitement associées à l'utilisation de la méthode rationnelle. Les principales sont :

1. Le débit de pointe est directement proportionnel à la surface tributaire et à l'intensité de précipitation moyenne durant le temps de concentration. Cela est simplement la méthode rationnelle décrite en mots et constitue la base de la méthode comme l'a définie Kuichling. Quoique certaines études aient tenté de vérifier cette hypothèse de base (Schaake *et al.*, 1967; McLaren, 1975), il n'existe pas de données suffisantes pour l'appuyer ou la contredire de façon définitive.
2. La méthode rationnelle assume que la probabilité d'occurrence du débit de pointe calculé avec la mé-

thode est la même que celle de l'intensité moyenne utilisée dans le calcul. À cause principalement des conditions antécédentes d'humidité qui peuvent varier de façon importante dans le temps, cette hypothèse n'est pas toujours vraie; des recherches dans les années soixante ont cependant démontré que cette hypothèse était raisonnablement valable (Schaake *et al.*, 1967).

3. Chacune des variables importantes ( $C$ ,  $i$  et  $A$ ) est indépendante des autres et est estimée séparément. Schaake *et al.* (1967) ont prouvé à l'aide de mesures qu'il existe une interdépendance entre le coefficient  $C$  et l'intensité de pluie ( $C$  augmentant avec l'intensité de pluie). Les principales recommandations de Wright et McLaughlin (1991) concernant le choix du coefficient  $C$  tiennent compte de cet aspect, qui n'est pas considéré dans des ouvrages de références standard (ASCE, 1969).
4. Le meilleur choix pour la durée de la pluie moyenne utilisée dans la méthode correspond au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas vraiment fondée. Lorsque Kuichling a proposé sa méthode, il y avait très peu de données pour les intensités de pluie sur de courtes périodes : on enregistrait simplement la pluie totale tombée et la durée des averses. En se basant sur ses observations, Kuichling avait conclu qu'on pourrait obtenir une meilleure estimation des débits de pointe si une intensité moyenne de pluie pour une période  $t_c$  était utilisée,  $t_c$  étant le temps requis pour que le ruissellement généré sur la partie la plus éloignée du bassin parvienne au point d'intérêt. En réalité, on estime aujourd'hui (WEF/ASCE, 1992) que le temps de concentration représente plutôt le temps de parcours d'une onde provenant du point le plus éloigné du sous-bassin (ce qui est différent de la définition traditionnelle voulant que le temps de concentration soit le temps de parcours d'une goutte d'eau s'écoulant à partir du point le plus éloigné).
5. L'intensité de pluie demeure constante durant la période de temps égale au temps de concentration. On n'a qu'à examiner les hyétoigrammes de plusieurs événements pluvieux majeurs pour constater que cette hypothèse n'est vraie que pour de courtes périodes de temps, habituellement de l'ordre de quelques minutes. Cependant, plus la période de temps augmente, moins cette hypothèse reste valide.

6. L'intensité moyenne de pluie choisie est l'intensité d'une averse qui a une durée égale au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas valide et peut porter à confusion. Bien qu'il soit possible qu'une averse ait une durée exactement égale au temps de concentration, il est plus probable que la durée totale de l'averse soit plus longue que le temps de concentration utilisé. De plus, la période choisie pour le temps de concentration peut se produire au début, au milieu ou à la fin de l'averse. Ces remarques n'ont qu'un impact limité lorsqu'on se sert de la méthode rationnelle pour estimer uniquement un débit de pointe. Certaines techniques qui s'appuient sur cette hypothèse ont cependant été développées durant les années 1970 pour générer des hydrogrammes à partir de la méthode rationnelle. Considérant les outils informatiques disponibles aujourd'hui et le fait que l'utilisation de ces méthodes peut conduire à une sous-estimation grossière des débits (APWA, 1981), l'utilisation de méthodes dérivées de la méthode rationnelle pour générer des hydrogrammes n'est pas recommandée (WEF/ASCE, 1992), sauf pour des cas très simples comme par exemple le calcul d'un volume de rétention dans un stationnement.

En résumé, on assume avec la méthode rationnelle que si on a une précipitation d'intensité uniforme d'une durée illimitée sur un bassin, le taux de ruissellement par unité de surface atteindra un maximum  $q_p = Q_p/A = Ci$  au temps de concentration  $t_c$ , après quoi il demeurera constant. Ainsi exprimé, on constate que  $C$  représente un coefficient volumétrique ou le rapport du volume total de ruissellement sur celui de la précipitation; il n'est pas à proprement parler strictement un coefficient d'imperméabilité, comme certains tableaux publiés dans la littérature peuvent le laisser croire. La figure 6.17, tirée de Urbonas et Roesner (1993), montre à cet effet une relation entre le degré d'imperméabilité et le coefficient volumétrique. Comme ces données ont été prises sur une période de 2 ans, elles sont représentatives du ruissellement généré par des événements pluvieux relativement fréquents. Par ailleurs, des études (Schaake *et al.*, 1967; Wright et MacLaughlin, 1991) ont clairement démontré que le coefficient de ruissellement augmentait avec le volume de pluie et qu'il n'est pas constant pour une surface donnée. Comme on le verra plus loin, les valeurs typiques pour le coefficient  $C$  tiennent compte de cet aspect.

### 6.5.1.2 Évaluation des paramètres

Mis à part la superficie du bassin, les deux paramètres de base devant être évalués pour l'application de la méthode rationnelle sont le coefficient de ruissellement  $C$  et le temps de concentration.

#### Coefficient de ruissellement $C$

Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans l'application de la méthode; une quantification adéquate requiert donc un bon jugement et une expérience minimale de la part du concepteur. Comme on l'a déjà souligné, son utilisation dans la méthode implique une valeur constante pour une surface donnée. En réalité, ce n'est pas le cas puisque le coefficient représente l'effet intégré de plusieurs facteurs dont les plus importants sont la nature de la surface, la pente, le stockage possible en surface, le degré de saturation et l'intensité de pluie. Comme le faisait remarquer Gray (1972), on accorde habituellement assez d'attention aux quatre premiers facteurs lorsqu'on choisit une valeur de  $C$  à partir de tableaux typiques, alors qu'on en porte moins à l'effet de l'intensité de la pluie. Pourtant, il est facile de constater en examinant l'équation décrivant la méthode rationnelle que si on assume pour  $C$  une valeur constante et indépendante de la précipitation  $i$ , le taux d'infiltration devrait augmenter en fonction de  $i$  de façon linéaire pour donner un pourcentage constant de ruissellement.

L'approche la plus commune pour le choix du coefficient est d'associer simplement le coefficient à un type de surface. Le tableau 6.19 fournit un exemple. Pour des bassins avec des occupations du sol variées, on peut soit

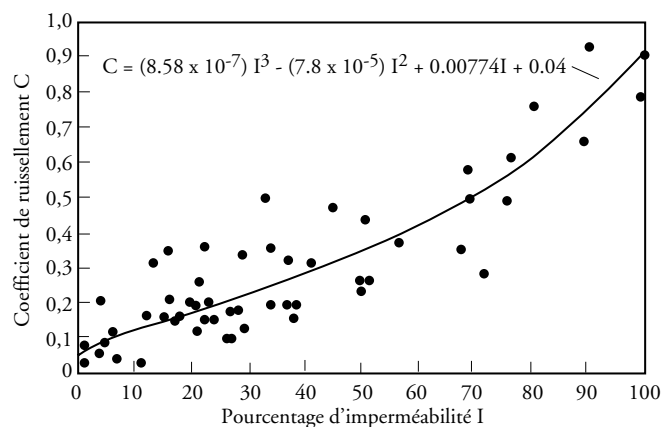


Figure 6.17 Coefficient de ruissellement en fonction du pourcentage d'imperméabilité (Urbonas et Roesner, 1993).



combiner les différents coefficients de chaque type de surface en tenant compte du pourcentage occupé par chaque type, soit utiliser directement les valeurs présentées au tableau 6.20. Les tableaux 6.21 et 6.22 réunissent quant à eux des valeurs proposées pour des bassins non développés ou à caractère rural.

Comme on l'a déjà souligné, cette approche suppose que le coefficient C ne varie pas en fonction de la récurrence de conception choisie. Or, comme l'ont démontré les mesures et analyses complétées par Schaake *et al.* (1967) et Wright et McLaughlin (1991), le coefficient augmente avec la récurrence sélectionnée. Si on sélectionne des valeurs à partir des tableaux 6.19 à 6.22, qui sont normalement adéquats pour des périodes de retour entre 1 dans 2 ans et 1 dans 10 ans, on devra multiplier par des facteurs de majoration donnés au tableau 6.24. Le tableau 6.23, tiré de Wright et McLaughlin (1991), tient compte par ailleurs directement de cet aspect.

**Tableau 6.19**

Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement (adapté de ASCE/WEF, 1992).

Type de surface	Coefficient de ruissellement*
Pavage	0,70 à 0,95
Toits	0,70 à 0,95
Pelouses, sols sablonneux	
Faible pente (2 %)	0,05 à 0,10
Pente moyenne (2 à 7 %)	0,10 à 0,15
Pente forte (7 % et plus)	0,15 à 0,20
Pelouses, sols argileux	
Faible pente (2 %)	0,13 à 0,17
Pente moyenne (2 à 7 %)	0,18 à 0,22
Pente forte (7 % et plus)	0,25 à 0,35

\* Valeurs typiques pour des périodes de retour de 2-10 ans. Des valeurs plus élevées sont appropriées pour des événements plus rares.

**Tableau 6.20**

Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol (adapté de ASCE/WEF, 1992).

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement*
Commercial	
Centre-ville	0,70 à 0,95
Banlieue	0,50 à 0,70
Résidentielle	
Maisons de banlieue	0,25 à 0,40
Maisons détachées	0,30 à 0,50
Unités jumelées	0,40 à 0,60
Maisons de ville	0,60 à 0,75
Blocs appartement	0,50 à 0,70
Industrielle	
Légère	0,50 à 0,80
Lourde	0,60 à 0,90
Parcs, cimetières	0,10 à 0,25
Terrains de jeux	0,20 à 0,35
Champs	0,10 à 0,30

\* Valeurs typiques pour des périodes de retour de 2-10 ans. Des valeurs plus élevées sont appropriées pour des événements plus rares.

Une autre approche est d'utiliser l'équation suivante qui relie directement le coefficient au pourcentage d'imperméabilité (MOE, 1987) :

$$C = 0,2 (1 - \text{Imp}) + 0,9 \text{ Imp} \quad (6-16)$$

où Imp est simplement le pourcentage de surface imperméable exprimé en chiffre absolu. Cette approche est la même que celle montrée à la figure 6.17, où on peut voir une autre relation entre le pourcentage d'imperméabilité et le coefficient C. Il va sans dire que ces équations sont valides dans la mesure où un pourcentage significatif du bassin est urbanisé. La valeur obtenue représente une valeur moyenne qui ne tient pas compte des conditions antécédentes de pluie, des durées variables de pluie ou des périodes de retour choisies.

Il faut par ailleurs prendre en compte que l'erreur potentielle dans l'évaluation du coefficient de ruissellement augmente avec la quantité de surface perméable présente

**Tableau 6.21**

Coefficients de ruissellement typiques pour des secteurs ruraux (ARTC, 1982).

Description des sols	Utilisation du sol		
	Champs	Culture	Boisé
Sol argileux, bon drainage de surface	0,55	0,45	0,40
Loams à texture moyennement fine, bien drainé	0,40	0,35	0,30
Loams sablonneux	0,30	0,25	0,20
Sols sablonneux bien drainé et gravier	0,25	0,15	0,05

**Tableau 6.22**

Coefficients de ruissellement – Zone rurale (MTQ, 1995).

Végétation	Pente	Classification hydrologique				
		AB	B	BC	C	CD
Culture						
Plat	< 3 %	0.30	0.36	0.41	0.47	0.51
Vallonné	3 à 8 %	0.34	0.43	0.51	0.59	0.67
Montagneux	> 8 %	0.43	0.51	0.61	0.67	0.73
Pâturage						
Plat	< 3 %	0.12	0.17	0.25	0.34	0.43
Vallonné	3 à 8 %	0.17	0.25	0.33	0.43	0.51
Montagneux	> 8 %	0.22	0.39	0.47	0.56	0.64
Boisé						
Plat	< 3 %	0.09	0.15	0.21	0.29	0.37
Vallonné	3 à 8 %	0.12	0.19	0.26	0.34	0.43
Montagneux	> 8 %	0.18	0.26	0.34	0.43	0.51



dans le bassin. Il faut donc porter une attention particulière lorsque la méthode rationnelle est appliquée à des bassins ruraux. Le manuel de conception des ponceaux développé par le ministère des Transports québécois (1995) fournit une excellente discussion sur la détermination du coefficient C en milieu rural.

Par ailleurs, il est opportun de souligner que le coefficient C utilisé dans la méthode rationnelle n'est pas l'équivalent de l'indice de ruissellement (CN) ou du pourcentage imperméable qui est utilisé comme caractéristiques des sous-bassins dans la modélisation. Par exemple, un coefficient C de 0,45 ne correspond pas à un pourcentage imperméable de 45 % à être utilisé avec un modèle de simulation, mais plutôt à un pourcentage imperméable de l'ordre de 30 %.

### Temps de concentration $t_c$

Le temps de concentration est la somme de deux temps de transport. Le premier temps est le temps initial pour le ruissellement avant d'être canalisé, soit dans un caniveau, un fossé ou un réseau d'égout. Le deuxième est le temps de transport dans la canalisation. On a donc :

$$t_c = t_i + t_t \quad (6-17)$$

**Tableau 6.23**

Coefficients de ruissellement typiques en fonction du pourcentage imperméable et de la période de retour  
(adapté de Wright et MacLaughlin, 1991).

Utilisation du sol ou caractéristiques des surfaces		% imperméable	Période de retour			
			2	5	10	100
Commerciale						
	Centre-ville	95	0,87	0,87	0,88	0,89
	Banlieue	70	0,60	0,65	0,70	0,80
Résidentielle						
	Unifamiliale	30	0,40	0,45	0,50	0,60
	Jumelés	50	0,45	0,50	0,60	0,70
	Maisons de ville	70	0,60	0,65	0,70	0,80
	Lot de 0,2 ha ou plus	25	0,30	0,35	0,40	0,60
	Blocs appartement	70	0,65	0,70	0,70	0,80
Industrielle						
	Légère	80	0,71	0,72	0,76	0,82
	Lourde	90	0,80	0,80	0,85	0,90
Parcs, cimetières		7	0,10	0,18	0,25	0,45
Terrains de jeux		13	0,15	0,20	0,30	0,50
Écoles		50	0,45	0,50	0,60	0,70
Cours de chemin de fer		20	0,20	0,25	0,35	0,45
Rues						
	Pavée	100	0,87	0,88	0,90	0,93
	Gravier	40	0,40	0,45	0,50	0,60
Entrée d'auto		96	0,87	0,87	0,88	0,89
Toits		90	0,80	0,85	0,90	0,90
Pelouses, sol sablonneux		0	0,0	0,01	0,05	0,2
Pelouses, sol argileux		0	0,05	0,15	0,25	0,50

où  $t_c$  = temps de concentration (min)  
 $t_i$  = temps initial d'entrée (min)  
 $t_t$  = temps de transport (min)

Il existe plusieurs méthodes empiriques permettant de calculer le temps de concentration (McCuen *et al.*, 1984; Chow *et al.*, 1988; ARTC, 1982) et il n'est pas toujours évident de savoir si l'équation proposée permet de calculer une des deux composantes du temps de concentration (écoulement en nappe – sheet flow – ou un écoulement canalisé) ou les deux ensemble.

Pour la première composante, soit un écoulement en surface, on peut utiliser l'équation suivante qui a été développée pour les calculs de drainage des aéroports (ARTC, 1982) :

$$t_i = \frac{3,26 (1,1 - C) L^{0,5}}{S^{1/3}} \quad (6-18)$$

où  $t_i$  est le temps d'entrée en min, C est le coefficient de ruissellement, L est la distance de drainage en mètres et S est la pente de la surface drainée, en %.

L'équation de Kerby (1959) peut également être utilisée pour évaluer le temps d'écoulement en nappe. Elle est basée sur des mesures faites sur des surfaces de drainage d'aéroport faites par Hathaway (1945) et elle s'applique à des bassins de superficie inférieure à 4 ha et de pentes de l'or-

**Tableau 6.24**

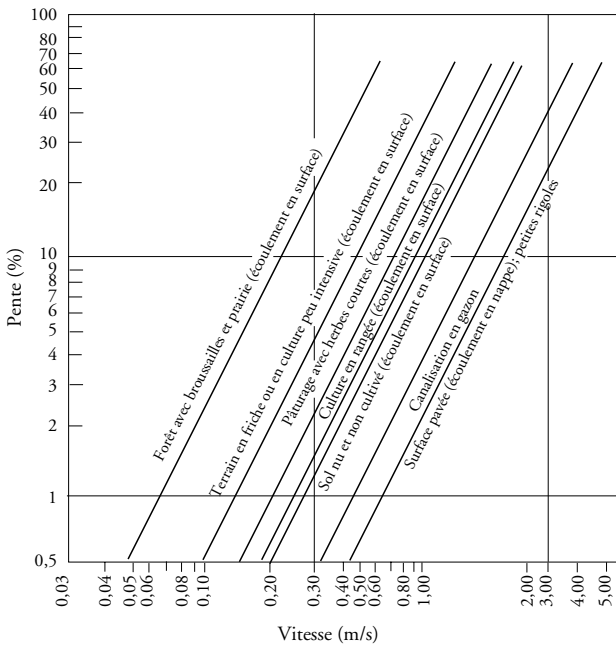
Facteurs de correction pour des événements rares.

Période de retour	Coefficient d'ajustement
2-10 ans	1,0
25 ans	1,1
50 ans	1,2
100 ans	1,25

**Tableau 6.25**

Valeurs de r dans l'équation de Kerby.

Surface	r
Pavage lisse	0.02
Asphalte/béton	0.05 – 0.15
Sol nu relativement lisse	0.10
Gazon	0.20
Pâturage	0.40
Gazon dense et mal entretenu	0.17-0.80
Forêt de conifères	0.60
Forêt de feuillus et herbes hautes	0.80



**Figure 6.18** Méthode NRCS (SCS) pour estimation des vitesses d'écoulement (Rivard, 2005).

dre de 1 %. Il est par ailleurs recommandé que la longueur maximale d'écoulement en surface soit inférieure à 365 m.

L'équation est la suivante :

$$t_i = \left( \frac{2,187 rL}{S_o^{0,5}} \right)^{0,467} \quad (6-19)$$

où  $t_i$  est le temps d'entrée en minutes,  $L$  est la longueur d'écoulement en m,  $r$  est un coefficient de rugosité dépendant de la surface, donné au tableau 6.25, et  $S_o$  est la pente du bassin (en m/m).

On peut finalement comme calcul de référence estimer le temps initial à partir du graphique montré à la figure 6.18. Ce graphique a été établi par le SCS (Soil Conservation Service des États-Unis) et permet d'estimer autant le temps pour un écoulement en surface (sheet flow) que pour un écoulement canalisé. Comme le suggèrent Urbonas et Stahre (1993), le temps d'écoulement obtenu avec une équation empirique devrait toujours être vérifié avec la valeur fournie par ce graphique. McCuen *et al.* (1984) estiment par ailleurs que les méthodes basées sur un calcul de vitesse d'écoulement sont les plus fiables.

Pour la deuxième composante intervenant dans l'estimation du temps de concentration, soit l'écoulement canalisé, la vitesse d'écoulement peut être évaluée à l'aide de l'équation de Manning, ce qui permettra d'obtenir le temps correspondant. Le temps de concentration pour un point donné dans le réseau sera donc la somme du temps d'entrée initial et du temps de parcours (en réseau ou en fossé).

Soulignons que l'équation 6-18 (équation de l'aéroport) peut également être utilisée pour calculer le temps de concentration global du bassin, en tenant compte d'un  $C$  pondéré pour les différentes surfaces.

Par ailleurs, il est d'usage courant de spécifier en pratique un temps d'entrée minimum; Wright et McLaughlin (1991) suggère de ne pas utiliser de temps inférieur à 5 minutes.

Une autre équation pour établir le temps de concentration est celle de Bransby-Williams :

$$t_c = \frac{0,057 L_c}{S_c^{0,2} A_b^{0,1}} \quad (6-20)$$

où  $t_c$  est le temps de concentration en minutes,  $L_c$  la longueur du cours d'eau (m),  $S_c$  est la pente 85-10 du cours d'eau (%) (la pente 85-10 est la pente calculée en enlevant à la longueur 10 % à l'aval et 15 % en amont – voir MTQ (1995)) et  $A_b$  est la superficie du bassin versant. Cette équation s'applique donc davantage pour des bassins où l'écoulement est en majeure partie canalisé.

Conceptuellement, l'établissement du temps de concentration doit tenir compte des différents types d'écoulement dans un bassin versant urbanisé : tout d'abord avec un écoulement en nappe, ensuite dans un caniveau (rue) et ensuite dans un fossé ou canalisation. Il peut donc être approprié de vérifier les temps de concentration obtenus avec des équations empiriques en calculant les vitesses d'écoulement pour chacune des composantes (par exemple avec le graphique de la figure 6.17 et l'équation de Manning pour les tronçons canalisés) et en les additionnant pour obtenir un temps global d'écoulement. En règle générale, il est de bonne pratique de calculer le temps de concentration avec plus d'une approche.

**6.5.1.3 Application et limitations de la méthode rationnelle**  
L'utilisation de la méthode rationnelle pour le calcul des débits de pointe est relativement simple : après avoir déterminé à l'aide d'un plan topographique la superficie de la surface à drainer, les principales étapes à suivre pour un bassin en particulier sont les suivantes :

- Le temps de concentration pour le bassin est calculé;
- L'intensité moyenne de pluie pour une durée égale au temps de concentration est dérivée à partir des courbes IDF;
- Évaluation du coefficient  $C$ ;
- Calcul du débit à l'aide de l'équation de la méthode rationnelle.

Le bassin versant peut être au besoin subdivisé en plusieurs sous-bassins, chacun avec ses propres caractéristiques. Pour un sous-bassin en particulier, on peut également effectuer le calcul du temps de concentration en considérant les temps de parcours pour les différentes surfaces et occupations du sol. Par exemple, pour un secteur résidentiel comprenant essentiellement des maisons unifamiliales, le temps d'entrée initial peut être calculé avec la portion sur le terrain (perpendiculaire à la rue) et ensuite dans le caniveau dans la rue, jusqu'au premier point d'entrée (normalement une grille de rue). La somme de ces temps de parcours constituera le temps de concentration pour le premier tronçon. Par la suite, on additionne les temps de parcours en conduite.

Certains pièges peuvent souvent conduire à une mauvaise application de la méthode rationnelle. Le ruissellement causé par la partie imperméable du sous-bassin par opposition au sous-bassin pris en totalité doit être vérifié pour établir s'il ne serait pas l'élément contraignant pour la conception des conduites; il en va de même lorsqu'on effectue la sommation des débits générés par deux sous-bassins. La présence d'un stationnement de grandes dimensions dans un sous-bassin à vocation résidentielle unifamiliale est un exemple typique de cas à surveiller.

L'expérience a montré que, malgré ses nombreuses limitations, la méthode rationnelle pouvait donner une estimation satisfaisante du débit de pointe pour de petits bassins lorsque les effets de laminage et d'emménagement sur la surface du bassin n'étaient pas importants. Plusieurs références ont fourni une limite pour la superficie du bassin auquel on pouvait appliquer la méthode rationnelle (ARTC, 1982; WEF/ASCE, 1992; MEO, 1987) : les valeurs

recommandées varient de 20 ha à 200 ha. Considérant la facilité d'utilisation des programmes informatiques actuellement disponibles de façon courante pour des calculs plus sophistiqués, une valeur de **20 ha** semble appropriée.

#### 6.5.1.4 Calcul de rétention avec la méthode rationnelle

La méthode rationnelle peut par ailleurs être utilisée pour établir un volume de rétention pour **de petites surfaces de drainage** (superficie < 5 ha) avec un pourcentage imperméable relativement élevé. Une application typique serait d'établir la rétention sur une aire de stationnement.

Le principe est illustré à la figure 6.19. Les volumes d'entrée et de sortie sont calculés à l'aide des relations suivantes :

$$V_{\text{entrée}} = (CIA/360)T \quad (6-21)$$

$$V_{\text{sortie}} = kQ_{\text{out}}T \quad (6-22)$$

L'équation 6-21 utilise la méthode rationnelle pour obtenir les volumes d'entrée, en utilisant les courbes IDF donnant les intensités de pluie pour chaque durée (graphique de gauche à la figure 6.19). Les débits de sortie sont par la suite calculés avec l'équation 6-22, en tenant compte de différents mécanismes de contrôle permettant de limiter les débits. On peut également considérer un facteur de décharge  $k$  (variant de 0,8 à 1) et qui permet de prendre en compte la variation du débit de sortie en fonction de la tête d'eau (la procédure assumant que ce débit de sortie est constant, alors qu'en réalité le débit de sortie pourra augmenter en fonction de la hauteur de charge s'exerçant sur l'ouvrage de contrôle). La figure 6.20 donne un graphique pour ce paramètre.

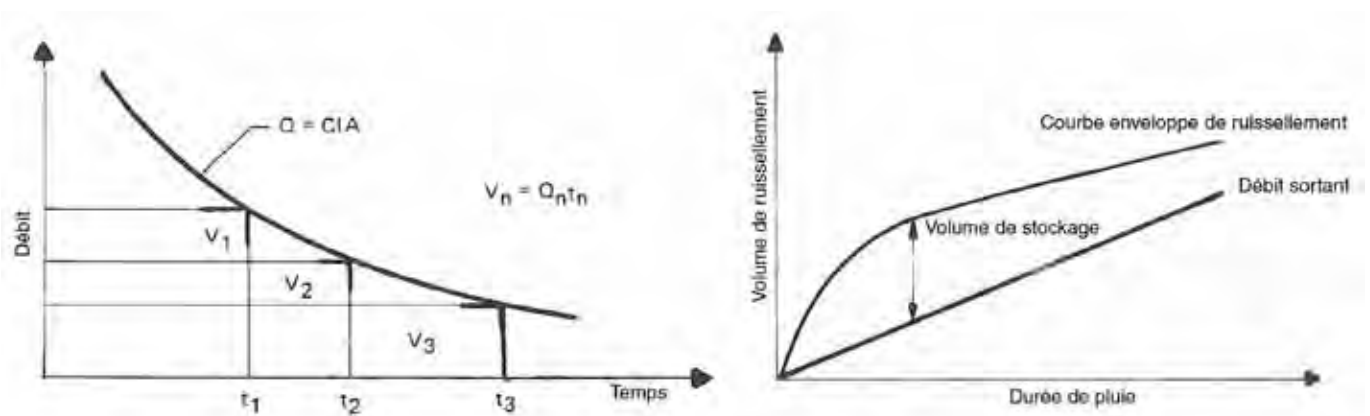


Figure 6.19 Établissement de volumes de rétention avec la méthode rationnelle.

Le volume à stocker s'obtient comme étant la plus grande différence entre les volumes qui entrent et ceux qui sortent (graphique de droite à la figure 6.19). La procédure est facilement intégrable à un chiffrier de calculs qui permettra d'effectuer rapidement ce type d'analyse.

### 6.5.2 Méthodes NRCS (anciennement SCS)

La procédure préconisée par le NRCS (anciennement le SCS) pour générer les hydrogrammes dans le cas de petits bassins urbains est détaillée au rapport TR-55 (SCS, 1986). Les deux hydrogrammes unitaires adimensionnels sont montrés à la figure 6.21. Pour convertir les hydrogrammes adimensionnels en une forme dimensionnelle, on doit établir des valeurs pour le débit de pointe  $Q_p$  et le temps requis pour atteindre cette pointe ( $t_p$ ). Le paramètre  $t_p$  est donné par l'équation suivante :

$$t_p = 0,5t_r + 0,6t_c \quad (6-23)$$

où  $t_r$  est la durée de pluie excédentaire et  $t_c$  est le temps de concentration du bassin, qu'on peut obtenir avec les méthodes déjà décrites. Le SCS recommande que la valeur de  $t_r$  n'excède pas 2/10 du temps de concentration. Le temps de base,  $t_b$ , est  $2,67t_p$  pour l'hydrogramme triangulaire et  $5t_p$  pour l'hydrogramme curvilinéaire. Le débit de pointe (utilisable pour les deux hydrogrammes unitaires) est quant à lui estimé par la relation suivante :

$$Q_p = \frac{2 C D A}{t_b} \quad (6-24)$$

où  $A$  est la superficie de drainage,  $D$  est la hauteur d'eau unitaire de précipitation excédentaire et  $C$  est une constante pour conversion d'unité (1,67 si le débit est en  $m^3/s$ ,  $A$  en ha et  $t_b$  en minutes).

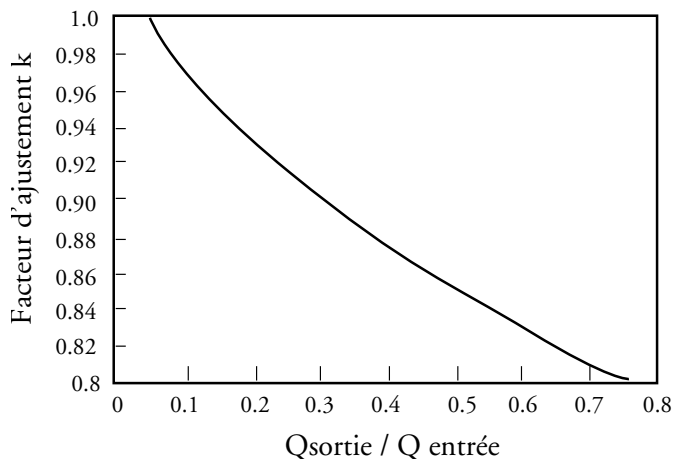


Figure 6.20 Paramètre d'ajustement K (Urbonas et Roesner, 1993).

### 6.5.3 Hydrogramme unitaire avec réservoir en cascade (Nash, 1957)

Un bassin versant peut être représenté par une série de  $n$  réservoirs linéaires identiques, chacun ayant la même constante d'emmagasinement  $k$  (voir figure 6.22). Nash (1957) a dérivé un modèle mathématique pour l'hydrogramme instantané de la série :

$$q_n(t) = \frac{1}{k \Gamma(n)} \left( \frac{t}{k} \right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (6-25)$$

où  $\Gamma(n) = (n-1)!$ . Cette équation est mathématiquement une fonction de probabilité gamma et exprime l'hydrogramme unitaire instantané du modèle. On obtient donc avec cette équation le débit de sortie résultant du laminage à travers  $n$  réservoirs linéaires. L'utilisation de cette approche nécessite la détermination des paramètres  $k$  et  $n$ . Le produit  $nk$  représente approximativement le temps de décalage (lag time) pour le bassin versant considéré. Ce temps de décalage se définit comme la différence temporelle entre le centre de masse de l'hydrogramme de la pluie nette et le centre de masse de l'hydrogramme de ruissellement (Viessman *et al.*, 1977). Idéalement, on ajuste les valeurs de  $k$  et de  $n$  en comparant les hydrogrammes générés par le modèle avec des hydrogrammes mesurés. Lorsque ces données ne sont pas disponibles, on doit assumer certaines hypothèses permettant d'estimer ces paramètres. On pourra consulter certaines références pour obtenir une discussion plus approfondie sur l'utilisation de cette approche (Chow *et al.*, 1988; Wisner *et al.*, 1989).

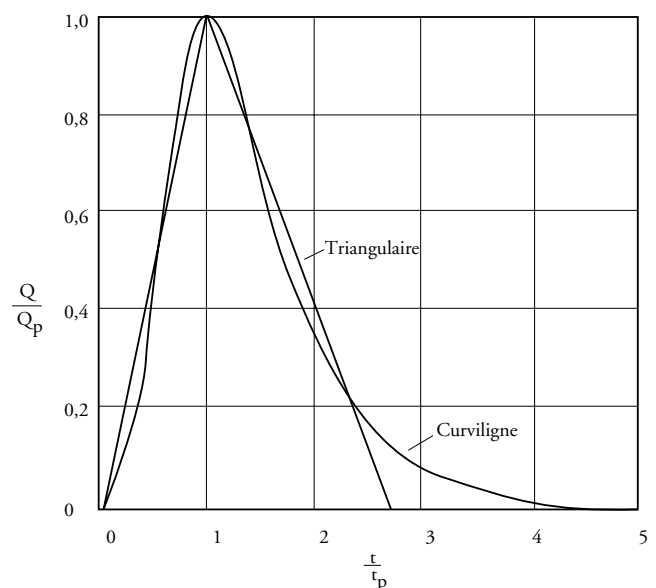


Figure 6.21 Hydrogrammes unitaires synthétiques du NRCS (anciennement SCS).

## 6.5.4 Méthode déterministe (SWMM)

### 6.5.4.1 Équations de base

Avec cette approche, le bassin est représenté comme un réservoir très peu profond et le débit venant de ce réservoir artificiel est assumé comme étant une fonction non linéaire de la profondeur d'eau dans le réservoir. Cette méthodologie est appliquée dans le bloc RUNOFF du programme SWMM (Storm Water Management Model) pour le calcul du ruissellement; une description détaillée de cette technique est fournie au manuel de l'utilisateur du modèle (Huber *et al.*, 1988).

La figure 6.23 montre les principaux paramètres considérés dans ce concept : la précipitation comme entrée au modèle et comme résultats l'infiltration et le débit de ruissellement. La profondeur d'eau «  $y$  » est une profondeur moyenne du ruissellement et la profondeur «  $y_d$  » représente la rétention de surface moyenne dans le bassin. L'équation de continuité pour ce système s'écrit (WEF/ASCE, 1992) :

$$A \frac{dy}{dt} = A(i - f) - Q \quad (6-26)$$

où  $A$  est la superficie du bassin,  $i$  est l'intensité de précipitation,  $f$  est le taux d'infiltration et  $Q$  est le débit de ruissellement à la sortie du bassin. Le modèle assume un écoulement de surface uniforme avec une profondeur égale à la différence entre  $y$  et  $y_d$ .

En utilisant l'équation de Manning, le débit est donc donné par la relation suivante :

$$Q = \frac{C W}{n} (y - y_d)^{5/3} S^{1/2} \quad (6-27)$$

où  $C$  est une constante,  $W$  est une largeur représentative pour le bassin,  $n$  est une valeur moyenne du coefficient de Manning pour le bassin et  $S$  est la pente moyenne du bas-

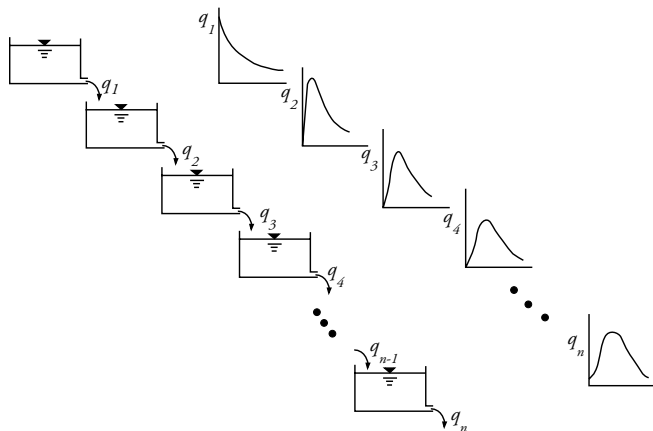


Figure 6.22 Réservoirs linéaires en série.

sin. La constante  $C$  a une valeur de 1,49 dans le système impérial ( $y$  et  $y_d$  en pieds et  $Q$  en  $\text{pi}^3/\text{s}$ ) et 1 lorsque  $y$  et  $y_d$  sont en mètres et le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$ . En substituant l'équation 6-27 dans l'équation 6-26 on obtient une équation différentielle non linéaire pour  $y$ . Une forme de l'équation avec des différences finies est utilisée pour résoudre pour la profondeur  $y$  à la fin de chaque pas de calcul :

$$\frac{y_2 - y_1}{\Delta t} = \bar{i} - \bar{f} - \frac{CWS^{1/2}}{An} \left( \frac{y_1 + y_2}{2} - y_d \right)^{5/3} \quad (6-28)$$

où  $\Delta t$  est la valeur du pas de calcul,  $y_1$  et  $y_2$  sont respectivement les profondeurs d'eau au début et à la fin du pas de calcul,  $i$  et  $f$  sont la précipitation et le taux d'infiltration moyens durant le pas de calcul.

Pour chaque pas de calcul, l'établissement du débit de ruissellement se fait en trois étapes. Une équation d'infiltration est tout d'abord utilisée pour calculer le taux potentiel d'infiltration moyen durant le pas de calcul. L'équation 6-28 est ensuite utilisée pour trouver de façon itérative  $y_2$  et, finalement, l'équation 6-27 donne le débit de ruissellement.

Contrairement aux méthodes d'hydrogrammes unitaires synthétiques et des isochrones, qui utilisent l'excédent de précipitation comme intrant, la méthode avec le réservoir non linéaire considère concurremment les processus d'infiltration et de ruissellement (WEF/ASCE, 1992). Les modèles considérant l'excédant de précipitation négligent entièrement l'infiltration de l'eau accumulée en surface alors que dans la méthode du réservoir non linéaire, on assume que l'infiltration se produit au taux potentiel sur toute la surface perméable où il y a accumulation d'eau. Cette différence fondamentale devient importante lorsque la pluie arrête ou lorsque l'intensité de pluie est inférieure au taux potentiel d'infiltration, ce qui est important à considérer pour une simulation en continu. Une procédure particulière de calcul est d'ailleurs intégrée au

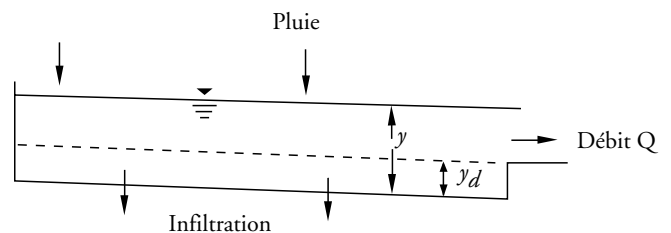


Figure 6.23 Représentation schématique pour un réservoir non linéaire (Huber *et al.*, 1988).

logiciel SWMM pour tenir compte de l'infiltration cumulée dans le sol, de manière à faire évoluer adéquatement la capacité résiduelle d'infiltration du sol en fonction du temps.

#### 6.5.4.2 Pourcentage d'imperméabilité

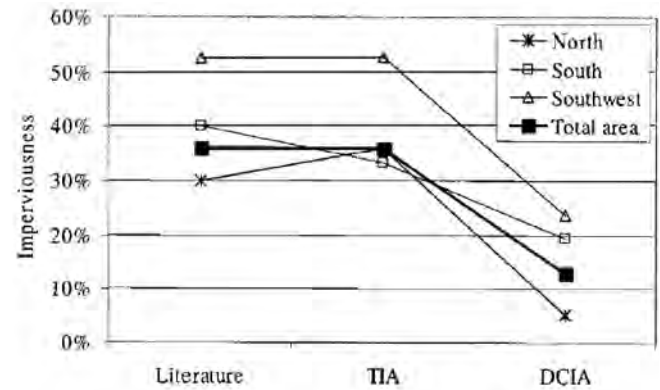
Le pourcentage imperméable est un des paramètres fondamentaux à établir le plus adéquatement possible pour la simulation des réseaux de drainage. Il est important tout d'abord de faire une distinction entre les superficies imperméables qui sont directement raccordées au réseau et celles qui le sont de façon indirecte. Dans le premier groupe, on retrouve les rues, trottoirs et toits qui se drainent directement vers la rue alors que dans le deuxième groupe, on a les surfaces imperméables qui se drainent plutôt vers une surface perméable. Le pourcentage imperméable directement drainé (PIDD) peut ne représenter qu'une partie du pourcentage total imperméable (PTI).

Relativement peu d'études ont évalué le PIDD puisque sa mesure directe est souvent compliquée. L'évaluation du PIDD peut souvent se faire à partir de campagnes de mesures, où on constate que le PTI doit souvent être réduit de façon appréciable pour reproduire les conditions observées. Alley et Veenhuis (1983), en analysant 19 bassins de Denver au Colorado, ont établi l'équation de régression suivante, qui relie le PIDD au PTI :

$$\text{PIDD} = 0,15 (\text{PTI})^{1,41} \quad (6-29)$$

Cette équation permet de relier les PTI, qui seraient en principe ceux permettant d'obtenir une photo aérienne du secteur, au PIDD, qui constitue la partie des sous-bassins contribuant plus activement au ruissellement. La gamme de variation peut toutefois être relativement large et il vaut mieux, lorsque possible, procéder à une inspection sur le terrain pour vérifier adéquatement les surfaces qui sont ou non raccordées directement au réseau. Une analyse de Lee et Heaney (2003) s'est attardée à établir les PIDD selon différentes approches, en partant de l'analyse des photos aériennes jusqu'à un relevé détaillé pour établir le raccordement réel des surfaces imperméables. La figure 6.24 montre les résultats obtenus et on peut constater que l'écart peut être grand entre le PIDD théorique et celui révélé par des relevés sur le terrain.

D'autres études sont venues confirmer ce constat et c'est pourquoi le logiciel SWMM5 a été modifié pour permettre, à l'intérieur d'un sous-bassin, de rediriger les



**Figure 6.24** Comparaison des pourcentages imperméables (valeurs de la littérature, TIA (pourcentage imperméable total) et DCIA (pourcentage imperméable directement drainé). (Lee et Heaney, 2003).

surfaces imperméables vers les surfaces perméables, selon différents pourcentages. Par exemple, pour la région de Boston, on a établi que les PTI variaient entre 40 pourcent pour les secteurs résidentiels et 70 pourcent pour les secteurs près du centre de la ville, alors que les PIDD variaient plutôt entre 15 et 18 pourcent.

Sutherland (2000) a fait un inventaire des différentes études des années 1980 et qui se sont attardées à évaluer le pourcentage imperméable directement drainé. Il distingue trois niveaux :

1. Mesures directes sur le terrain. C'est la meilleure approche mais elle peut être très fastidieuse et impliquer des coûts importants. Cette approche est donc rarement utilisée en pratique.
2. Dérivation à partir de mesures de débits et d'une simulation pour le calage.
3. Utilisation d'équations empiriques.

La troisième approche inclut par exemple l'équation 6-29, qui a été dérivée dans la région de Denver au Colorado aux États-Unis. En prenant en compte d'autres mesures qui ont été faites au cours des années 1980 aux États-Unis, Sutherland (2000) suggère 5 équations pour l'évaluation du pourcentage directement drainé. Le tableau 6.26 présente ces équations.

Il faut toutefois être prudent pour ne pas trop réduire les valeurs de pourcentage imperméable pour la conception puisque les débits et volumes de ruissellement seront directement affectés par le choix effectué pour ce paramètre. À défaut d'avoir des valeurs appuyées par des relevés sur le terrain pour des réseaux existants et pour



Tableau 6.26

Équations pour déterminer le pourcentage imperméable directement drainé (Sutherland, 2000).

Type de bassin	Relation entre le pourcentage total imperméable (PTI) et le pourcentage imperméable directement drainé (PIDD)
1. Bassin urbain typique, avec un système de conduites, des bordures et des puisards, sans ouvrage d'infiltration et où les toits des résidences unifamiliales ne sont pas raccordés aux réseaux	$PIDD = 0,1 (PTI)^{1,5}$ ( $PTI \geq 1$ )
2. Bassin bien raccordé, avec un système comparable au cas 1 mais où les toits des résidences sont raccordés au système de drainage	$PIDD = 0,4 (PTI)^{1,2}$ ( $PTI \geq 1$ )
3. Bassin totalement raccordé, avec 100 % du bassin desservi par un réseau de conduites et où toutes les surfaces imperméables apparaissent raccordées	$PIDD = (PTI)$
4. Bassin plus ou moins bien raccordé, où au moins 50 % des surfaces urbanisées ne sont pas munies de réseaux de conduites mais plutôt avec des fossés et où les toits ne sont pas raccordés. Similaire au cas 1 mais avec quelques sites d'infiltration.	$PIDD = 0,04 (PTI)^{1,7}$ ( $PTI \geq 1$ )
5. Bassin peu raccordé, avec au moins 70 % des surfaces qui se drainent vers des sites d'infiltration ou relativement perméables	$PIDD = 0,01 (PTI)^{2,0}$ ( $PTI \geq 1$ )

la conception de nouveaux secteurs, on pourra utiliser les valeurs fournies précédemment au tableau 6.23 ou au tableau 6.27 ci-dessus pour se guider. Il faut également distinguer les valeurs qui seraient appropriées pour une conception de celles qui proviennent de calage d'un modèle, en s'appuyant sur des mesures de débit. En règle générale, les valeurs citées dans les différents tableaux permettent d'obtenir des valeurs adéquates pour la conception des nouveaux réseaux puisque dans plusieurs cas les résultats de calage indiqueront souvent des valeurs inférieures. Idéalement, les pourcentages imperméables à utiliser dans une région devraient être au moins définis suite à l'examen de photos aériennes et un relevé visuel sur le terrain.

## 6.6 ÉCOULEMENT SOUTERRAIN

Dans un contexte où les processus d'infiltration doivent être privilégiés dans la mesure du possible comme élément de gestion des eaux pluviales, la connaissance des facteurs influençant l'écoulement souterrain devient plus importante que pour une approche traditionnelle de drainage. Plusieurs types de PGO font appel à de l'infiltration et on peut les classer de façon générale en deux grandes catégories, selon que l'apport d'eau se fait par la surface ou de façon souterraine (voir tableau 6.28). L'annexe B pré-

Tableau 6.27

Pourcentage imperméable par type d'occupation du sol pour neuf villes d'Ontario (Sullivan *et al.*, 1978). Correspond aux valeurs de pourcentage imperméable directement drainé (PIDD) à utiliser dans les modèles.

Occupation du sol	Pourcentage imperméable	
	Moyenne	Gamme de valeurs
Résidentiel	30	22-44
Commercial	81	52-90
Industriel	40	11-57
Institutionnel	30	17-38
Non développé	5	1-14

sente la méthodologie recommandée pour évaluer la capacité d'infiltration pour la conception de ce type de PGO.

Considérant le fait que le comportement hydraulique des ouvrages de drainage fonctionnant par infiltration est relativement complexe par rapport à un mode de drainage traditionnel et que leur fonctionnement à long terme peut être compromis en totalité ou en partie par un phénomène de colmatage qui pourra réduire leur efficacité, **les critères de conception hydraulique devraient**

**de façon générale contenir un généreux facteur de sécurité.** De plus, puisqu'il est recommandé de n'utiliser ce type de système que pour drainer des superficies de petites dimensions (inférieures à 5 ha et idéalement de l'ordre de 2 ha (ASCE/WEF, 1998)), les méthodes de calcul doivent être simples d'utilisation et ne doivent pas nécessiter d'analyses très exhaustives qui seraient disproportionnées par rapport à l'ampleur des ouvrages. Quoique des modèles de simulation puissent être utilisés pour la conception, l'utilisation de la méthode rationnelle et des techniques simples de laminage est donc recommandée.

Le taux auquel l'eau s'infiltre dans le sol peut être estimé à l'aide de la loi de Darcy :

$$U = k i \quad (6-30)$$

où U = vitesse d'écoulement (m/s)

k = conductivité hydraulique (m/s)

i = gradient hydraulique (m/m), pris ici égal à 1 m/m.

Soulignons que la loi de Darcy s'applique en théorie à un écoulement saturé alors qu'il est généralement recommandé de mettre en place les systèmes dans la zone non saturée (avec le fond de l'ouvrage au moins 1,2 m en haut du niveau maximal de la nappe phréatique). Il est tou-

tefois assumé que les conditions seront saturées lorsque le système sera en opération (Urbonas et Stahre, 1990; CIRIA, 1996).

La conception hydraulique des ouvrages doit se faire dans tous les cas en considérant l'équation de continuité :

$$\frac{dS}{dt} = Q_{\text{entrée}} - Q_{\text{sortie}} \quad (6-31)$$

où S = volume d'eau stockée dans le système (varie en fonction de la hauteur);

$Q_{\text{entrée}}$  = débit généré par le ruissellement de surface et entrant dans le système;

$Q_{\text{sortie}}$  = débit sortant du système par infiltration (varie en fonction de la hauteur d'eau).

Le volume disponible S peut être estimé en connaissant la porosité n de la pierre nette ( $S = nV$ ), où V est le volume total comprenant la pierre nette. L'équation 6-31 peut donc s'écrire :

$$n \frac{dV}{dh} \frac{dh}{dt} = Q_{\text{entrée}} - Q_{\text{sortie}} \quad (6-32)$$

La hauteur d'eau dans le système,  $h(t)$ , peut être évaluée en entrant des valeurs pour le débit d'entrée, le débit de sortie et  $V(h)$ , en réarrangeant pour h et en intégrant par rapport au temps. Le débit d'entrée peut s'obtenir à l'aide de la méthode rationnelle alors que le débit de sortie peut

**Tableau 6.28**

Classification des ouvrages fonctionnant avec des processus d'infiltration.

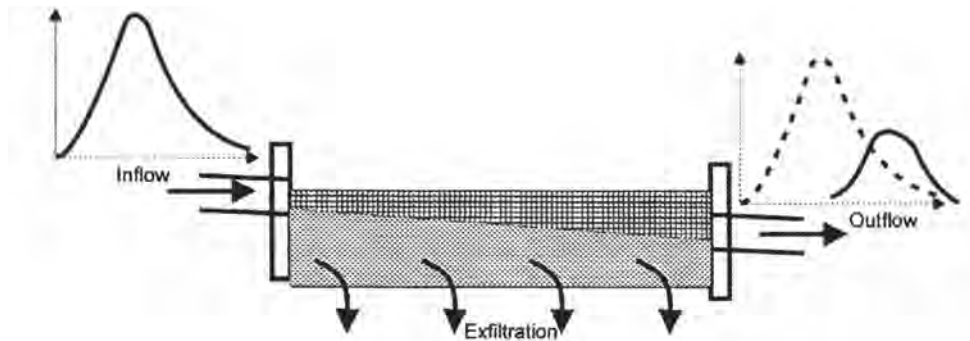
Mode d'introduction de l'eau	Type d'ouvrage	Remarques
Par la surface	Bassin d'infiltration	Demande un sol très perméable. Peu d'expériences bien réussies. Hauteur d'eau maximale importante à respecter pour ne pas compacter la surface d'infiltration à long terme.
	Tranchée d'infiltration	Petites surfaces tributaires (< 2 ha). Prétraitement très important pour drainage d'un stationnement ou de rues (risque de colmatage plus grand que pour un apport souterrain).
	Fossé engazonné	Traditionnellement associé à des secteurs ruraux mais peut permettre avec une conception appropriée d'atteindre certains objectifs de gestion de la qualité des eaux.
	Bande filtrante	Pour de petites surfaces tributaires. Peu utilisé seul; plutôt en série avec d'autres systèmes et comme prétraitement.
Souterrain	Tranchée d'infiltration	Peut faire partie du système souterrain de drainage. Peut être en réseau mais idéalement hors réseau.
	Système de conduites perforées	Différents concepts sont possibles (en réseau ou hors-réseau, système hybride construit à Etobicoke (Ontario)).
	Puits d'infiltration	Utilisé généralement pour les drains de toits résidentiels, sans prétraitement.
	Filtre	Technique relativement récente. Surface tributaire généralement inférieure à 5 ha. Généralement moins coûteux que des tranchées d'infiltration.

être obtenu à l'aide de la loi de Darcy déjà présentée. En assumant que le gradient hydraulique est de 1, le débit de sortie est donc :

$$Q_{\text{sortie}} = k A \quad (6-33)$$

où  $k$  est la conductivité hydraulique (m/s) et  $A$  est la surface sur laquelle (ou à travers laquelle dans le cas d'une

tranchée ou d'un puits) se fera l'infiltration. Évidemment, si les débits peuvent également sortir par une conduite, on pourra également en tenir compte pour l'analyse (figure 6.25). L'approche simplifiée avec la méthode rationnelle déjà décrite à la section précédente pourra ainsi être utilisée pour le calcul du volume de stockage pour de petits ouvrages de contrôle.



**Figure 6.25** Conduite d'exfiltration où les débits de sortie dépendent à la fois de la capacité d'infiltration et de la capacité de la conduite de sortie (Smith, A.A. et Bui, T.D. (2001).

## RÉFÉRENCES

- Adams, B. J., Fraser, H. G., Howard, C. D. D. et M. Sami Hanafy (1986). *Meteorological Data Analysis for Drainage System*, ASCE Journal of Environmental Engineering, Vol. 112, No. 5, pp. 827-847.
- American Iron and Steel Institute (1996). *Modern Sewer Design*, Édition canadienne, troisième édition.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) et Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and construction of stormwater management systems*, Manuel de pratique, New York.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (1969). *Design and construction of sanitary and storm sewers*, ASCE manual of practice no. 37, WPCFMOP. no. 9, New York, NY.
- ASCE/EWRI, 2001. *Guide for Best Management Practice (BMP) Selection in Urban Developed Areas*, comité de travail chargé d'évaluer les pratiques de gestion optimales du Urban Water Infrastructure Management Committee, ASCE, (Virginie) É.-U.
- ARTC (Association de routes et transport du Canada) (1982). *Drainage Manual* (2 volumes), Ottawa.
- APWA (American Public Works Association) (1981). *Urban stormwater management*, APWA Special Report no. 49.
- Aron (1982) dans Kibler, D. F., ed. *Urban stormwater hydrology*, *Water Resources Monograph* 7, American Geophysical Union, Washington, D.C.
- ASAE (American society of Agricultural eng.) (1982). *Hydrologic modeling of small watersheds*, Manuel (monograph) no. 5, Michigan.
- Bedient, P. B. et Huber, W. C. (1988). *Hydrology and floodplain analysis*, Addison-Wesley Publishers, Reading, MA.
- Béron, P. et al. (1989). SIRDU, *Simulation d'un Réseau de Drainage Urbain*, manuel de l'utilisateur, Montréal.
- Bettess, R. (1996). *Infiltration drainage – manual of good practice*. Manuel R156, CIRIA (Construction Industry Research and Information Association), Londres.
- Brunelle, D., Blanchet, F., Rousselle, J., Jacquet, G. et Guillon, A. (1993). *The influence of the spatial heterogeneity of rainfall upon the hydrologic response of an urban drainage basin near Paris*, France, 6e conf. internationale sur le drainage urbain, Niagara Falls, Ontario.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., et Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.
- Clarke, C. O. (1945). *Storage and the unit hydrograph*, Proc. American Soc. Civil Eng., 69:1419-1447.
- Eagleson, P. S. (1970). *Dynamic Hydrology*, McGraw-Hill, New-York.
- Engman, E. T. (1986). *Roughness coefficients for routing surface runoff*, Journal of irrigation and drainage eng., ASCE, vol. 112, no.1, pp. 39-53.
- EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1983). *Results of the Nationwide Urban Runoff Program, rapport final*, NTIS PB84-18552, Washington, D.C.
- EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1993a). *Combined sewer overflow control, Manual of practice, office of research and development*, Cincinnati, Ohio.
- EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1993b). *Urban runoff pollution prevention and control planning, office of research and development*, Cincinnati, Ohio.
- Espey, W., Jr., Altman, D.G. et Graves, C.B., Jr. (1978). *Nomographs for Ten-Minute Unit Hydrographs for small Urban Watersheds*, Appendum 3 du rapport de l'ASCE Urban Runoff Control Planning
- Gray, D. M. (éd.) (1972). *Manuel des principes d'hydrologie*, Conseil National de recherche, Ottawa.
- Gray, D. M. (1961). *Interrelationships of watershed characteristics*, J. Geophys. Res., 66:1215-1223.
- Green, W. H. et Ampt, G. A. (1911). *Studies on Soil Physics, 1. The flow of Air and Water Through Soils*, Journal of Agricultural Sciences, Vol. 4, pp.11-24.
- Hjelmfelt, A. T. (1991). *Investigation of Curve Number Procedure*, J. of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 117, no. 6.
- Hogg, W. D. et Carr, D. A. (1985). *Atlas de la fréquence des pluies au Canada*, Environnement Canada.
- Hogg, W. D., Carr, D.A. et Routledge, B. (1985). *Rainfall intensity-duration frequency values for canadian locations*. Environnement Canada, Ottawa,.
- Hoggan, D. H. (1989). *Computer-assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.
- Holtan, H. N. (1961). *A Concept for infiltration estimates in watershed engineering*, ARS, Département de l'agriculture américain, Vol. 41.
- Horton, R. E. (1933). *The role of infiltration in the hydrologic cycle*, Trans. American Geophys. Union, vol. 14, pp.446-460.
- Horton, R. E. (1940). *An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity*, Proc. Soil Sci. Soc. Am., vol. 5, pp. 399-417.
- Huber, W. C. et Dickinson, R. E. (1988). *Stormwater management model user's manual*, version 4. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Environmental Protection Agency, Athens, GA.
- Huff, F. A. (1975). *Radar Analysis of Urban Effects on Rainfall*, Conf. on Radar Meteorology, Am. Met. Society, Boston, Massachusetts.
- Hvitved-Jacobson, T. et Yousef, Y. A. (1988). *Analysis of rainfall series in the design of urban drainage control systems*, Water Research.
- Izzard, C. F. (1946). *Hydraulics of Runoff from developed surfaces*, Compte-rendus, 26e Rencontre annuelle, Highway Research Board, Washington, D.C.
- James, W. et Shtifter, Z. (1981). *Implications of Storm Dynamics on Design Storm Inputs*, Compte-rendus, Stormwater and Water quality management modeling and SWMM users group meeting, Niagara Falls, Ontario, McMaster University, Hamilton, Ontario, pp. 55-78.
- Jens et McPherson (1964). *Hydrology of Urban areas*, Chapitre 20, Handbook of Hydrology, V.T. Chow (ed.), McGraw-Hill, New York.
- Keifer, C. J. et Chu, H. H. (1957). *Synthetic storm pattern for drainage design*. Journal of the Hydraulics Division, 83(HY4), ASCE, paper 1332, pp 1-25.

- Kuichling, E. (1889). *The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts*, ASCE, 20, 1-60.
- Lee, J. G., et Heaney, J. P. (2003). *Estimation of urban imperviousness and its impacts on storm water systems*. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*. 129(5), 419-426.
- Leopold, L. B. (1968). *Hydrology for urban planning – a guidebook on the hydrologic effects of urban land use*, US Geological Survey, circ. 554, 18 pp.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A. et Paulhus, J. L. H. (1982). *Hydrology for engineers*, McGraw-Hill, New York, 3e édition.
- Maalel, K. et Huber W. C. (1984). *SWMM calibration using continuous and multiple event simulation*, Compte-rendus, Third international conference on urban storm drainage, Chalmers University, Goteborg, Suède, 2. 595-604.
- Maidment, (ed.) (1993). *Handbook of Hydrology*, McGraw Hill, New-York.
- McCuen, R. H. (1989). *Hydrologic analysis and design*, Prentice-Hall, New Jersey.
- McCuen, R. H., Wong, S. L. et Rawls, W. J. (1984). *Estimating urban time of concentration*, *Journal of Hydraulic Eng.*, ASCE, vol. 110, no. 7, pp. 887-904.
- MacLaren (1975). *Review of canadian design practice and comparison of urban hydrologic models*, Research report no. 26, Toronto.
- Maidment, D. R. (ed.), *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, 1993, 1422 pages.
- Mein, R. G. et Larson, C. L. (1973). *Modeling Infiltration During a Steady Rain*, *Water Resources Research*, Vol. 9, no. 2, pp. 384-394.
- Ministère de l'environnement de l'Ontario (1987). *Urban Drainage design guidelines manual*, Toronto.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ) (1995). *Manuel de conception des ponceaux*, Service de l'hydraulique, Québec.
- Mulvaney, T. J. (1851). *On the Use of self-registering rain and flood gauges in making observations on the relation on rainfall and of flood discharges in a given catchment*, *Institution of Civil Engineers, Ireland*, 4(2), 18-31.
- Muzik, I. (1974). *Laboratory experiments with surface runoff*, *Journal of Hydraulic Div., ASCE*, 100 (HY4), 501-516.
- Nash, J. E. (1957). *The Form of the Instantaneous Hydrograph*, *Int. Ass. Science Hydr.*, Publication no. 45, pp. 114-121.
- Niemczynowicz, J. (1987). *Storm Tracking Using Rainage Data*, *J. Hydrology*, 93: pp. 135-152.
- Niemczynowicz, J. (1988). *Moving Storms as an aerial Input to Runoff Simulation Models*, *Int. Symp. on Urban hydrology and Municipal Engineering*, Markham, Ontario.
- Novotny, V. and H. Olem. 1994. *Water Quality. Prevention, Identification, and Management of Diffuse Pollution*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Overton, D. E. et Meadows, M. E. (1976). *Stormwater Modeling*. Academic Press, New-York.
- Pilgrim et Corderey (1993). Chap. 5, *Handbook of Hydrology* (éd.: Maidment), McGrawHill, New-York.
- Pitt, R., Lantrip, J. et Harrison, R. (1999). *Infiltration through disturbed urban soils and compost-amended soil effects on runoff quality and quantity*. Rapport EPA/600/R-00/016. Office of research and development, US. EPA, Edison, NJ.
- Rallison, R. E. (1980). *Origin and evolution of the SCS runoff equation*, *Journal de l'ASCE, Irrigation and drainage*, vol. 2, 912-924, New York.
- Rawls, W. J., Brakensiek, D. L. et Miller, N. (1983). *Green-ampt infiltration parameters from soils data*, *Journal of Hydraulio Engineering*, 109(1), 1316-1320.
- Restrepo-Posada, P. J. et Eagleson, P. S. (1982). *Identification of Independent Rainstorms*, *Journal of Hydrology*, Vol. 55, pp. 303-319.
- Rivard, G. (1993). *Analyses statistiques pour le contrôle des eaux de ruissellement, 8e colloque sur le drainage urbain*, organisé par l'AQTE, École Polytechnique, Montréal.
- Rivard, G. (1995). *Analyses statistiques pour le contrôle des eaux de ruissellement en milieu urbain*, *Vecteur Environnement*, revue technique de l'AQTE, Montréal.
- Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications*. 2<sup>e</sup> édition, Alias Communication Design, Laval.
- Rousselle, J. et al. (1990). *Hydrologie des crues au Canada*. CNRC, Ottawa.
- Schaake, J. C., Geyer, J. C. et Knapp, J. W. (1967). *Experimental examination of the rational method*, *Journal of the hydraulics Division, ASCE*, pp. 353-363.
- Schueler, T. R. (1987). *Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs*, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D.C.
- SCS (Soil Conservation Service) (1986). *Urban Hydrology for small Watersheds*, Technical release no. 55.
- Sheaffer, J. R. et al. (1982). *Urban storm drainage management*, Marcel Dekker inc., New York.
- Shen, H. W. et Li, R. M. (1973). *Rainfall effect on sheet flow over smooth surface*, *Journal of Hydraulic Div., ASCE*, 99 (HY5), 771-92.
- Sherman, L. K. (1932). *Streamflow from rainfall by the unit-graph method*, *Eng. News Record* 108 :401-505.
- Smith, A.A. et Bui, T.D. (2001). *Design Construction and Performance of Exfiltration Trenches*. EWRI/ASCE Conference, Orlando.
- Snyder, F. F. (1938). *Synthetic unit graphs*, *Trans. American Geophys. Union*, 19 :447-454.
- Sutherland, R. (2000). *Methodology for estimating the effective impervious area of urban watersheds*. Technical Note 58, Center for Watershed Protection.
- Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1972). *Storm Sewer Design – An evaluation of the BRRL Method*, Office of Research and Monitoring, EPA.
- Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1974). *The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS*, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, IL.

- UDFCD (Urban drainage and flood control district) (2006). *Urban Storm drainage criteria manual*. Volumes 1 à 3. Denver, CO.
- Urbonas, B. et Stahre, P. (1990). *Stormwater Detention: For Drainage, Water Quality, and CSO Management*. Prentice-Hall, New-York.
- Urbonas, B. R., Roesner, L. A., (1993). *Hydrologic design for urban drainage and flood control*, Chapitre 28, Handbook of Hydrology, Maidment (ed.), McGraw-Hill, New York.
- Van Mullem, J.A., Woodward, D.E., Hawkins, R.H., Hjelmfelt, A.T. (2001). *Runoff curve number method : beyond the Handbook*. Rapport du Comité d'analyse, ARS.
- Viessman, W., Jr., Lewis, G.L. et Knapp, J.W. (1977). *Introduction to Hydrology*, (2<sup>e</sup> édition), Harper and Row, New York. Une troisième édition (1989) est maintenant disponible.
- Vogel, J. L. (1984). *Potential Urban Rainfall Prediction Measurement System*, Wat. Sci. Tech., Vol. 16, Copenhagen.
- Vogel, J. L. et Huff, F. A. (1975). *Mesoscale Analysis of Urban Related Storms*, Proc. of Nat. Symp. for Hydrologic Modeling, Am. Geo. Union, Davis, Ca.
- Wanielista, M. P. (1993). *Stormwater Management*, John Wiley and sons, New York.
- Watkins, L. H. (1962). *The Design of Urban Sewer Systems*, Department of Scientific and Industrial Research, Her Majesty's Stationery Office, Road Research Technical Paper 55.
- Water Pollution Control Federation (WPCF) (1989). *Combined sewer overflow pollution abatement, Manual of practice FD-17*, WPCF, Alexandria, VA.
- Williams, J. R. et Hann, R. W. (1973). *HYMO, a Problem-Oriented Computer Language for Hydrologic Modelling*, Manuel de l'utilisateur, ARS-S-9, Département américain de l'agriculture.
- Wisner, P., Sabourin, J.F. et Alperin, L., (1989). *INTERHYMO/OTTHYMO 89, An International Hydrologic Model for Stormwater Management and Flood Control*, Manuel de l'utilisateur, Interhymo Centre, Ottawa.
- Woodward, D.E., Hawkins, R.H., Hjelmfelt, A.T., Van Mullem, J. A. et Quan, D.Q. (2000). *Curve number method: origins, applications and limitations*. Rapport du Comité d'analyse, ARS.