

Université Chahid Mustapha Ben Boulaid Batna 2

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

Module : Distribution et Collecte des Eaux Urbaines

Chargé du Module : Mr KHELIF Abdelkrim

Cours Destiné

Aux Étudiants Master 2 Option Hydraulique Urbaine

Semestre 3



Chapitre V: Calcul des Débits d'Eaux Pluviales en Milieu Urbain

CHAPITRE V : CALCUL DES DÉBITS D'EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN.

V.1. Calcul des débits des eaux de ruissellements :

V.1. Qualité des eaux de ruissellement :

Nous pouvons avoir, lors d'un ruissellement, les eaux de pluie principalement et les eaux de lavage. Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organique qui est plus importante, dépend de la surface traversée par le ruissellement d'eau. Vers les dernières minutes de chute, cette teneur diminue du fait du lavage de ces surfaces.

Pour des agglomérations à dominance industrielle, la pollution de ces eaux peut être importante à cause des eaux de lavage qui transportent les huiles et graisses déversées par certains services publics. (Station de lavage, services mécaniques, etc.).

Néanmoins ces eaux, au cours de leur ruissellement, transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation, à la moindre chute de vitesse d'écoulement. Ce dépôt gêne l'écoulement.

V.2. Définition et types des bassins versants :

Contrairement à l'hydrologie continentale où un bassin versant est défini comme la surface de ruissellement des eaux pluviales délimitée par les lignes de crêtes (c'est-à-dire par les lignes de partage des eaux), en hydrologie urbaine (échelle plus fine: ville), nous appellerons bassin versant, une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine possède un exutoire.

Un bassin versant est le lieu de transformation d'une pluie spatialement distribuée, en hydrogramme à l'exutoire.

Cette transformation inclut un certain nombre de phénomènes:

- Des pertes pendant le ruissellement de surface (infiltration dans le sol, évapotranspiration, interception par la végétation);
- Un écoulement de surface;
- Un écoulement dans les canalisations du bassin versant.

La distinction traditionnelle des bassins versants est, basée sur le degré d'imperméabilisation de ces derniers, fait ressortir deux types:

- Les bassins versants **urbains** où le ruissellement est prépondérant par rapport aux pertes au ruissellement. Celles-ci sont atténuées du fait de l'importance des surfaces imperméables et de la réduction du couvert végétal.
- Les bassins versants **ruraux** au contraire, les pertes au ruissellement sont prédominantes, en raison de l'abondance des terrains nus perméables ou couverts de végétation.

V.3. Caractéristiques d'un bassin versant :

Les paramètres physiques et géométriques essentiels qui caractérisent classiquement un bassin versant sont:

- Sa pente moyenne en % ;
- Sa superficie en hectare ;
- Son coefficient d'imperméabilisation en %.

Il en existe d'autres, comme le coefficient de gravilus, le temps de concentration, etc.

V.3.1. La surface drainée :

Sur la figure ci-dessous sont représentés différents éléments:

- Réseau : Composés de 6 tronçons (AB, BC, DE, EC, CF et FG), dimensionnés selon le débit de pointe en leur centre (respectivement A_c , B_c , D_c , E_c , C_c et F_c) ;

- les points caractéristiques A_c , B_c , D_c , E_c , C_c et F_c sont les exutoires des bassins versants respectivement numérotés 1, 2, 3, 4, 5 et 6 ;

- Les limites latérales des bassins versants correspondent aux limites des surfaces bâties effectivement raccordées au réseau.

Au point A_c : la surface drainée A_1 correspond au bassin versant B_1 , générant le débit de pointe Q_{P1} , qui permettra le choix du diamètre sur le tronçon AB.

Au point B_c : surface drainée : $A_{12} = A_1 + A_2$

Bassin : $B_{12} = B_1 + B_2$ équivalent aux deux bassins en série.

Débit de pointe : Q_{P12} Choix du diamètre $\emptyset BC$

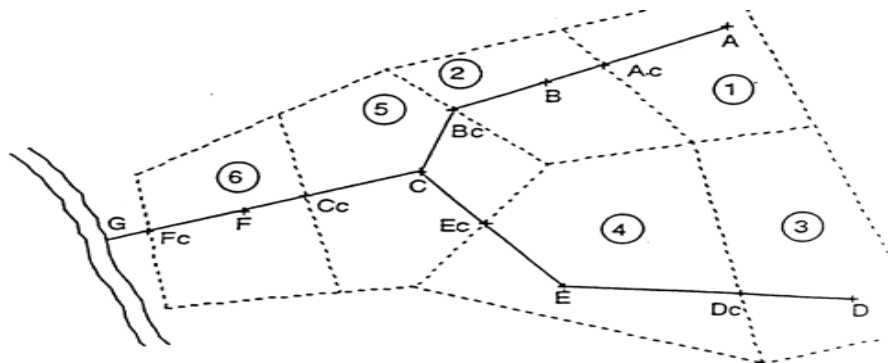


Figure.1. Schéma d'un bassin versant urbain.

POINT CARACTÉRISTIQUE D'UN TRONCON :

Par définition, le point caractéristique d'un tronçon est le point où l'on se place pour calculer le débit d'eaux pluviales à partir duquel sera choisi le diamètre du tronçon entier. On montre que ce point doit être choisi au centre du tronçon. Ainsi, la moitié du tronçon située à l'aval de ce point sera sous dimensionnée (surface drainée supérieure) alors que la moitié amont sera sur dimensionnée (surface drainée inférieure).

V.3.2. Coefficient de ruissellement C :

L'évaluation de **C** est un élément déterminant de tout projet d'assainissement pluvial. Différents types de pertes interviennent entre le volume de pluie précipitée et celui qui va ruisseler: évaporation, interception par la végétation, infiltration, rétention en surface (consistant en un stockage permanent de l'eau dans les dépressions du sol).

Le coefficient de ruissellement **C** mesure l'importance des pertes à l'écoulement des eaux dans le bassin versant. Il en résulte la notion de pluie nette déduite de la pluie précipitée (brute), après abattement des pertes.

$$\begin{array}{ccc}
 & \text{Pertes} & \\
 & \text{➔} & \\
 \text{Pluie précipitée} & & \text{Pluie nette} \\
 \mathbf{I_n(t) = C \cdot I(t)} & & \mathbf{(V.1)}
 \end{array}$$

I(t) : Intensité de la pluie précipitée ;

I_n(t) : Intensité de la pluie nette.

Chaque surface de ruissellement peut par conséquent être envisagée comme le lieu d'un ensemble de transformations particulières. Les types de surface seront classés :

- En fonction du revêtement : perméable/imperméable ;
- En fonction de la morphologie : en liaison directe avec le réseau eau pluviale (EP), ou non ;
- En fonction du comportement : active/non active.

On constate que des surfaces dites non actives le deviennent pour les fortes précipitations, (après saturation des sols).

Les instructions techniques interministérielles de 1977 proposent de retenir l'expression :

$$\mathbf{C = \frac{A'}{A} = IMP} \quad \mathbf{(V.2)}$$

A' : Superficie imperméable ;

A : Superficie du bassin versant.

Dans ce modèle le coefficient de ruissellement **C** est pris égal au taux d'imperméabilisation (d'urbanisation), **IMP**. Ce modèle est acceptable dans un bassin urbain où les surfaces perméables ne sont pas drainées. En général on observe une variation de **C** en fonction de l'intensité de précipitation.

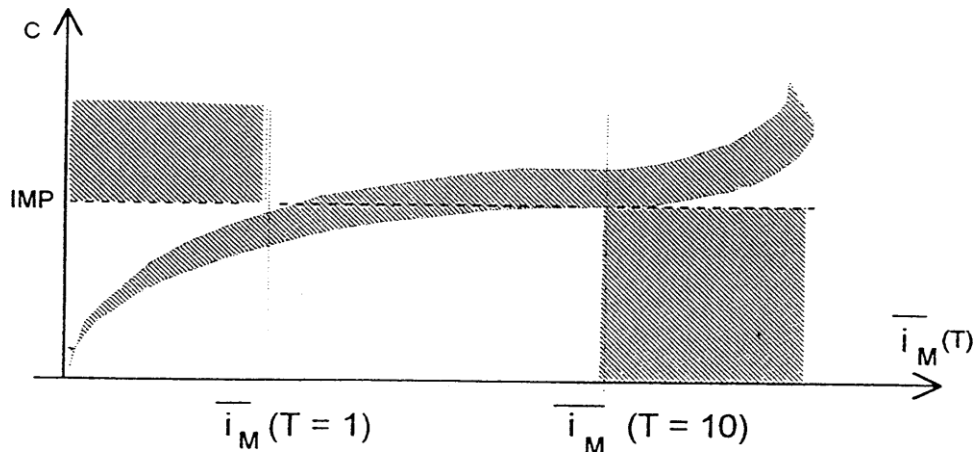


Figure.2. Variation de C en fonction de l'intensité $i(T)$.

Pour les évènements pluvieux faibles : $C < IMP$;

Pour les évènements pluvieux forts $C > IMP$;

Pour les évènements pluvieux moyens $1 \text{ an} < T < 10 \text{ ans}$: $C \approx IMP$.

Le coefficient de ruissellement C peut varier avec la durée de l'averse : la saturation des sols réduit la capacité d'infiltration des terrains non urbanisés. On devrait admettre un coefficient C qui varie avec le temps et dépend de l'intensité $i(t)$. Ce coefficient de ruissellement peut être obtenu de manière simplifiée à l'aide de la formule suivante :

$$C = \frac{0.98t}{4.53+t} \cdot P + \frac{0.78t}{31.17+t} (1 - P) \quad (\text{V.3})$$

t : Temps écoulé à partir du commencement de la précipitation ;

P : Pourcentage des surfaces imperméables.

Dans le cas d'une surface « A » caractérisée par plusieurs coefficients de ruissellement C , on doit délimiter les surfaces élémentaires et déterminer aussi un coefficient de ruissellement moyen (pondéré) propre à cette surface « A » c'est-à-dire :

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \quad (\text{V.4})$$

Nous indiquons ci-après des valeurs de C observées en fonction du type d'habitat :

- Habitations très denses : $C = 0,9$;
- Habitations denses : $C = 0,6$ à $0,7$;
- Habitations moins denses : $C = 0,4$ à $0,5$;
- Quartiers résidentiels : $C = 0,2$ à $0,3$.

V.3.3. Le temps de concentration t_c :

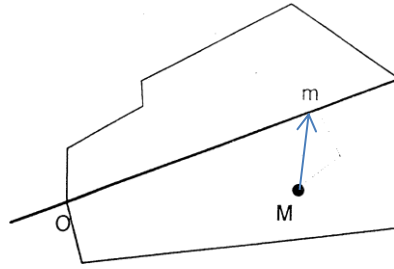


Figure.3. Temps de concentration.

Soit, représentés sur la figure ci-dessus, les points:

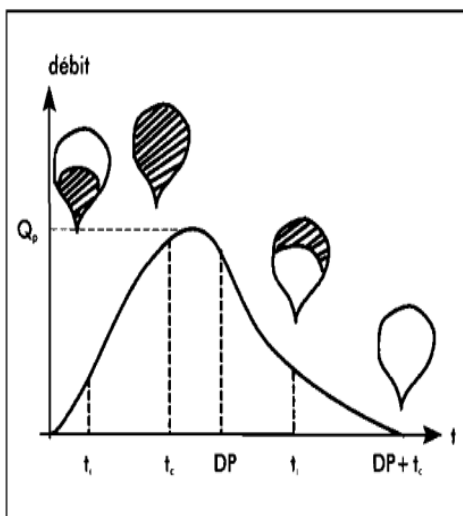
- **O** : Exutoire du bassin versant ;
- **M** : Point du BV où tombe une goutte d'eau ;
- **m** : Point d'entrée de cette goutte d'eau dans le réseau.

La goutte d'eau tombée en **M** :

- Ruisselle selon le trajet **Mm** (gouttière, caniveaux) pendant un temps t_1 ;
- S'écoule dans le collecteur entre **m** et **O** pendant un temps t_2 ;
- Met le temps $t = t_1 + t_2$ pour parvenir à l'exutoire **O**.

La durée maximale d'écoulement dans le bassin, c'est-à-dire **Max** ($t_1 + t_2$), est appelée temps de concentration et est notée t_c . Le trajet correspondant est appelé plus long chemin hydraulique et généralement noté **L**.

V.3.4. L'hydrogramme à l'exutoire :



La figure N°4 ci-dessous représente l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin versant, c'est-à-dire la courbe de variation du débit à l'exutoire en fonction du temps.

A l'instant : $t_i < t_c$, seule l'eau tombée sur la partie inférieure du bassin versant a pu atteindre **O**.

A l'instant : t_c , en revanche, la totalité du BV participe au débit en **O**.

Si la durée de la précipitation **DP** est supérieure au temps de concentration t_c , le débit maximal Q_p , sera observé en **O** à un instant θ voisin de t_c . Par contre, si $DP < t_c$, Q_p , ne sera pas atteint.

Figure.4. Hydrogramme à l'exutoire et surface active.

V.4. Débit à évacuer :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial, est la pluie (la plus forte), susceptible de survenir dans une période de retour choisie. Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant, intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans des conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction d'un bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons deux méthodes les, plus utilisées où nous développerons ci-après plus précisément les modèles donnant un débit de pointe à l'exutoire qui ont été testés et calés sur des bassins urbains :

- La méthode rationnelle ;
- Le modèle de Caquot

V.4.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles. Du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Trois hypothèses fondent la formule rationnelle:

- Le débit de pointe Q_p ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration t_c . A ce moment-là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit ;
- Le débit de pointe Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse i_M , déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration :

$$i_M(T, t_c) = a \cdot t_c^b \quad (V.5)$$

- Le débit de pointe Q_p a la même période de retour T que l'intensité i_M qui le provoque. Ceci suppose le coefficient de ruissellement C soit constant.

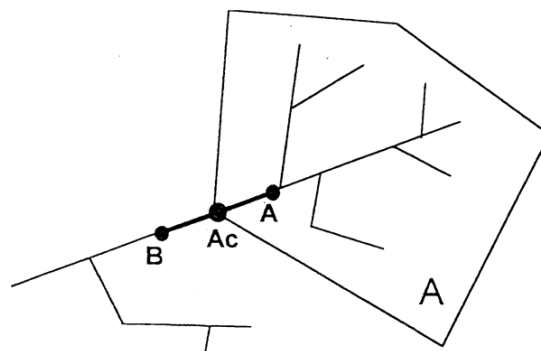


Figure .5. Calcul du débit de pointe en A_c .

Dans ces conditions, à l'exutoire A_c , d'un bassin versant de surface A , le débit de pointe Q_p s'écrit :

$$Q_p(T) = C \cdot i(t_c, T) \cdot A \quad (V.6)$$

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs $A_1, A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$, limités par des lignes **isochrones** telles que l'eau tombant sur le secteur A_1 (respectivement $A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$). Le pas de temps Δt qui sépare deux isochrones consécutives dépend de la précision voulue (isochrones : lignes situées à la même distance hydraulique c'est-à-dire au même temps de parcours jusqu'à l'exutoire).

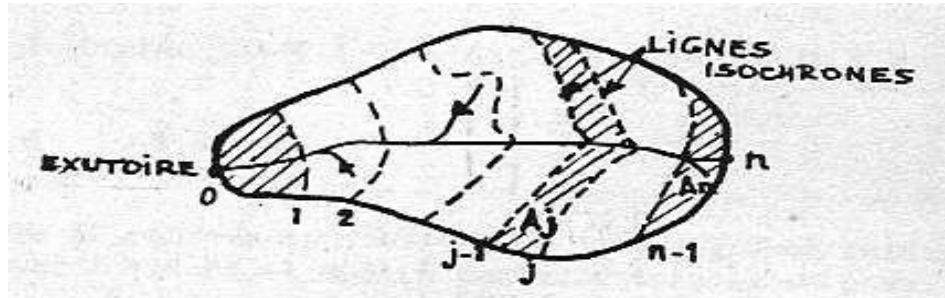


Figure.6. Découpage d'un bassin versant par des lignes isochrones.

Supposons que l'averse dure 1 minute, que son intensité soit « i » et que dans chaque zone de superficie A_j délimitée par deux isochrones voisines, le coefficient de ruissellement C_j reste constant.

Le débit « q_1 » au bout d'une minute est donc égal à $C_1 \cdot i \cdot A_1$;

Le débit « q_2 » au bout de 1 à 2 min est $C_2 \cdot i \cdot A_2$;

Le débit « q_n » de $n-1$ à n min est $C_n \cdot i \cdot A_n$.

Si l'averse dure 2 minutes avec la même intensité i , on ajoute à l'hydrogramme élémentaire un hydrogramme identique décalé de 1 minute.

Le débit de pointe limite Q_p pour l'averse uniforme d'intensité i sera obtenu lorsque la durée de ladite averse sera égale ou supérieure au temps de concentration t_c du bassin : **$t_c = n$ min.**

Au-delà de l'instant t_c , le débit à l'exutoire restera constant jusqu'à la fin de la pluie et égal à

$$Q_p = q_1 + q_2 + \dots + q_n = \sum_{j=1}^n C_j \cdot i \cdot A_j \quad (\text{V.7})$$

L'intensité de précipitation i (en mm/h) est déterminée à partir des courbes intensité - durée - fréquence pour une durée égale au temps de concentration.

$$i = \frac{H}{t_c} \quad (\text{V.8})$$

Avec H : Hauteur totale maximale de précipitation relevée pendant une durée égale au temps de concentration.

V.4.1.1. Calcul du temps de concentration :

Pour calculer le temps de concentration avec la formule rationnelle, nous décrivons ici quelques formules souvent utilisées :

Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- Temps « t_1 » mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 minutes. D'après Caquot :

$$t_1 = I^{-4/11} \quad (\text{V.9})$$

I : Pente moyenne de cheminement hydraulique sur la surface du sol (m/m).

- Temps « t_2 » mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_2 = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} = \frac{L}{60.V} \quad (\text{V.10})$$

- Temps « t_3 » de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation, autrement dit, le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (\text{V.11})$$

I : Étant la pente moyenne du bassin, t (min).

Trois aspects sont à envisager :

1. Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
2. Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_2 + t_3$;
3. Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Formule empirique de KIRPICH :

$$t_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1.15}}{H^{0.38}} \quad (\text{V.12})$$

Où:

- **t_c** : Est exprimé en minutes ;
- **L** : Est la longueur du plus long chemin hydraulique (en mètres) ;
- **H** : Est la dénivelée du plus long chemin hydraulique (en mètres).

Formule du service routier de l'État de Californie :

Qui a été adaptée pour les zones peu allongées.

$$t_c = 3.98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77} \quad (\text{V.13})$$

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

Formule de Ventura :

$$t_c = m \cdot \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I}} \quad (\text{V.14})$$

Où :

I : Pente moyenne du Thalweg principal (m/m) ;

m : Coefficient qui varie suivant les caractéristiques physiques du bassin, on prend $m = 0,1272$.

V.4.1.2. Calcule de l'intensité de la pluie :

La détermination de l'intensité de la pluie, comprend différentes étapes de calcul qui sont :

- Calcule de la hauteur de la pluie journalière maximale annuelle de fréquence donnée

$$P_{j\max}\% = P_{j\max} \cdot \frac{e^{\mu \cdot \sqrt{\ln(C_V^2+1)}}}{\sqrt{(C_V^2+1)}} \quad (\text{V.15})$$

P_{jmax} : Pluie journalière maximale en mm ;

C_v : Coefficient de variation ;

μ : Variable de Gauss.

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
Variable de Gauss μ	0	0.841	1.282	1.645	2.054	2.327

- La fréquence d'averse est donnée par la formule suivante :

$$P_{t_c}\% = P_{j\max}\% \cdot \left(\frac{t_c}{24 \cdot 60}\right)^b \quad (\text{V.16})$$

- Enfin calculer l'intensité de la pluie :

$$i(T, t_c) = \frac{P_{t_c}\%}{t_c} \left(\frac{mm}{min}\right) = \frac{P_{t_c}\%}{t_c} \cdot 166.667 \text{ (l/s/ha)} \quad (\text{V.17})$$

La formule rationnelle est encore très utilisée pour les projets d'assainissement pluvial des villes. Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeures:

- La décomposition du bassin en aires isochrones ne peut se faire de façon précise ;
- On suppose que «C» est constant, pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité ;
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse ;
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variations de l'intensité) ;

- Elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

Si l'on choisit un temps de concentration indépendant du débit de pointe de crue (hypothèse de la formule rationnelle), l'utilisation de la formule rationnelle avec C pris égal au coefficient de ruissellement observé expérimentalement conduit également à une sous-estimation du débit de pointe, d'autant plus importante que la période de retour choisie est grande. L'un des deux paramètres C et t_c , devrait donc varier avec le débit de pointe, ce qui ne satisfait pas aux hypothèses sur lesquelles s'appuie la formule rationnelle.

Il convient alors de s'orienter vers une formule de type Caquot qui, elle, suppose que le temps de concentration varie en fonction du débit de pointe (voir ci-après).

Par ailleurs, pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu de lui appliquer un coefficient de répartition K (voir Chapitre III), de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

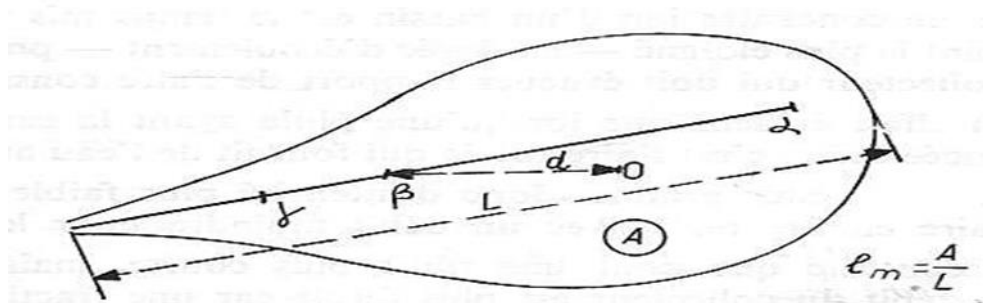


Figure.7. Coefficient d'abattement spatial K .

Le coefficient correctif K est donné d'après la loi de **Fruhling** par :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, Largeur $\leq 0,5$ longueur, largeur $= A/L$),

$$K = 1 - 0.006\sqrt{d} \quad (\text{V.18})$$

- Pour des bassins ramassés (Largeur $> 0,5$ longueur)

$$K = 1 - 0.0052\sqrt{d} \quad (\text{V.19})$$

- La formule générale qui est indépendante de la forme du bassin est :

$$K = 1 - 0.00462\sqrt{d} \quad (\text{V.20})$$

D' où la formule rationnelle s'écrit comme suit :

$$Q_p(T) = K \cdot C \cdot i(t_c, T) \cdot A \quad (\text{V.21})$$

V.4.2. La méthode superficielle (Modèle de Caquot) :

Parmi les différents modèles connus dans le monde, le modèle de Caquot est celui faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement permet de calculer aux points caractéristiques des divers tronçons, le débit de pointe qui servira à dimensionner les ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle qui s'inspire de la formule rationnelle, avec en plus, la prise en considération de l'effet de capacité du réseau, il s'agit bien d'un modèle global s'appliquant à la totalité de la surface considérée.

A. Caquot démontre à propos de l'effet de capacité, que le débit à l'instant où le réseau est plein, correspond exactement au volume tombé dans l'unité de temps, tandis que le volume tombé antérieurement a servi à la fois à l'écoulement, au remplissage des canalisations et à l'humidification de toutes les surfaces du bassin de réception, la capacité correspondante pouvant être grande s'il s'agit de terrains perméables.

Par conséquent la capacité en débit à assurer par le réseau s'établit après utilisation de sa capacité et de celle du bassin de réception.

V.4.2.1. Effet de capacité du réseau :

On évalue tout d'abord la capacité des voies d'écoulement à travers le réseau à partir du temps moyen « t_2 », nécessaire au parcours de l'eau dans les canalisations intégrant tous les obstacles du réseau, et le débit maximal q en m^3/s , du réseau au point considéré. Cette capacité est donc égale à « $q.t_2$ », elle s'ajoutera à la capacité du bassin versant.

Dans ces conditions, la capacité totale dont il convient de tenir compte pour le calcul du réseau se composera de quatre éléments essentiels :

- qt_2 : Pour les voies d'écoulement du réseau ;
- V_2 : Pour l'ensemble des capacités en dérivation sur les voies d'écoulement telles que, regards, chambres de visites, etc.
- qt_1 : Pour les voies d'écoulement des surfaces de réception au réseau, canalisations des immeubles et des cours, « t_1 » étant le temps moyen nécessaire au parcours de l'eau dans ces canalisations et caniveaux.
- V_1 : Pour les capacités en dérivation sur ces voies d'écoulement des surfaces de réception.

Caquot précise que les valeurs V_1 et V_2 s'ajoutent pour déterminer le volume des eaux retardées qui ne parviendront au réseau qu'après la manifestation de la pointe de débit.

Enfin, Caquot, a établi dans son modèle, le bilan hydraulique du volume total d'eau V , précipité sur le bassin versant (de surface A exprimée en ha) jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration t_c , où l'on observe le débit maximal q :

$$V = 10 . K . H . A . C = 60 . q . (\beta + \delta) . t_c \quad (IV.22)$$

$$V = \frac{1}{6} . K . H . A . C = q . (\beta + \delta) . t_c \quad (IV.22a)$$

Dans lequel :

V : Le volume d'eau qui s'est écoulé à l'exutoire pendant le temps t_c , plus le volume stocké (sur chaussées, toitures, dans les caniveaux et collecteur) ;

K : Coefficient d'abattement spatiale de l'averse, pris sous la forme d'un coefficient pondérant la valeur de la surface, de la forme A^ε , trouver par Burkli-Ziegler ;

ε : Un coefficient d'ajustement statistique ;

H : Hauteur de pluie à l'épicentre de l'averse, en mm ;

A : Surface du bassin versant ;

C : Coefficient de ruissellement du bassin versant ;

q . β . t_c : Volume écoulé à l'exutoire en m³ pendant le temps de concentration t_c ;

q . δ . t_c : Volume stocké dans le réseau (sur chaussées, toitures, dans les caniveaux et collecteurs), et dans le bassin versant depuis le début de l'averse et jusqu'à l'instant, où le réseau atteint sa capacité maximale ;

(β+ δ) : Effet de capacité totale (β correspondant à l'écoulement et δ au stockage) ;

q : Débit maximal en m³/s au point considéré.

V.4.2.2. Temps de concentration :

C'est la somme des deux temps explicitant l'effet de capacité développé par l'écoulement dans le bassin versant (t₁) et dans le réseau (t₂), donc : $t_c = t_1 + t_2$

Caquot dans son étude, exprime t_c sous cette formule :

$$t_c = t_1 + t_2 = 0,93 \cdot I^{-0,363} \cdot A^{0,366} \cdot Q_p^{-0,20} \quad (\text{V.23})$$

Mais, aujourd'hui de nombreux travaux expérimentaux sur le sujet ont adoptés la formule suivante :

$$t_c = \mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q_{P(F)}^f \quad (\text{V.24})$$

Et les paramètres d'ajustement ci-après :

$$\mu = 0.50 \quad c = -0.41 \quad d = 0.507 \quad f = -0.287$$

V.4.2.3. Formule générale du débit de pointe Q_P :

Si, dans la formule de Caquot, on fait $q = Q_{P(F)}$ et $K = A^{-\varepsilon}$, on peut écrire :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \cdot C \cdot \frac{H}{t_c} \cdot A^{1-\varepsilon} \quad (\text{V.25})$$

Si l'on admet que $\frac{H}{t_c}$ est l'intensité moyenne en mm/min de durée t_c, on peut écrire encore :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \cdot C \cdot i(t_c, F) \cdot A^{1-\varepsilon} \quad (\text{V.26})$$

Où : $i(t_c, F) = a(F) \cdot t_c^{b(F)}$ (Formule de Montana) ;

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta+\delta)} \cdot C \cdot a(F) \cdot t_c^{b(F)} \cdot A^{1-\varepsilon} \quad (V.27)$$

Ensuite, en remplaçant t_c , par sa valeur (V.24), ce qui donne :

$$Q_{P(F)} = \frac{1}{6(\beta+\delta)} \cdot C \cdot a(F) \cdot (\mu \cdot I^c \cdot A^d \cdot Q_{P(F)}^f)^{b(F)} \cdot A^{1-\varepsilon} \quad (V.27a)$$

On aboutit finalement à la formule générale :

$$Q_{P(F)} = \left[\frac{a(F) \cdot \mu^{b(F)}}{6(\beta+\delta)} \right]^{\frac{1}{1-b(F) \cdot f}} \cdot C^{\frac{1}{1-b(F) \cdot f}} \cdot I^{\frac{b(F) \cdot c}{1-b(F) \cdot f}} \cdot A^{\frac{[b(F) \cdot d] + (1-\varepsilon)}{1-b(F) \cdot f}} \quad (V.28)$$

Formule appropriée à une région donnée, pour différentes périodes de retour, dont on connaîtrait les paramètres $a(F)$ et $b(F)$.

V.4.2.4. Formules superficielles d'utilisation :

Le découpage de la France par exemple, suivant trois régions de pluviométrie homogène, raccordées à une évaluation statistique des paramètres $a(F)$ et $b(F)$, représentatifs de la pluie pour différentes périodes de retour à conduit à l'établissement d'un catalogue des formules superficielles correspondant aux bassins versants d'allongement moyen M tel que :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2 \quad (V.29)$$

Voici quelques formules pour différentes période de retour pour la région I :

Période de retour (an)	a(F)	b(F)	Formules superficielles $Q_{P(F)}$ en m^3/s
10	5.9	-0.59	$1.430 \cdot I^{0.29} \cdot C^{1.20} \cdot A^{0.78}$
5	5.0	-0.61	$1.192 \cdot I^{0.30} \cdot C^{1.21} \cdot A^{0.78}$
2	3.7	-0.62	$0.834 \cdot I^{0.31} \cdot C^{1.22} \cdot A^{0.77}$
1	3.1	-0.64	$0.682 \cdot I^{0.32} \cdot C^{1.23} \cdot A^{0.77}$

Pour Alger on préconise la formule suivante :

$$Q_{P(F)} = 520 \cdot I^{0.20} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83} \quad (V.30)$$

Dans les zones fortement urbanisées et dépourvues de reliefs, le débit trouvé pour la période décennale sert de base pour la détermination des débits pluviaux correspondants aux périodes de retour supérieures, en multipliant le premier par un coefficient correctif « n »

n= 1,25 pour T=20 ans

n= 1,60 pour T=50 ans

n= 2,60 pour T=100 ans.

V.4.2.5. Évaluation des paramètres de la formule de Caquot :

- **Pluviométrie: a, b et ε**

- **a et b:** Fonctions de la période de retour **T** selon courbes IDF ;

- Abattement spatial **ε**: Fonction de **t_c**, sur les bassins versants expérimentaux mais les instructions françaises de 1977 adoptent $\varepsilon = 0,05$ (pour $A < 100$ ha, $\varepsilon = 0,03$ plus adaptée);

- **Effet de capacité du réseau :**

$\beta + \delta = 1.1$ en France, mais cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins ;

- **Temps de concentration : μ, c, d et f**

On adopte en France les valeurs suivantes : $\mu = 0.28M^{0.84}$;

M : Caractérise l'allongement ou la forme, du bassin versant et pour **t_c** : $c = -0.41$, $d = 0.51$ et ; $f = -0.29$;

$$t_c = 0.28 \cdot M^{0.84} \cdot I^{-0.41} \cdot A^{0.51} \cdot Q_P^{-0.29} \quad (\text{Desbordes - 1974}) \quad (\text{V.31})$$

Où **t_c**, est exprimé en minute, **A** en ha ($A < 200$ ha) et **Q_P**, en m³/s.

V.4.2.6. Définition des variables de la formule de Caquot :

- **Surface A (en ha) :**

Il s'agit de la surface drainée en amont du point où l'on effectue le calcul de **Q_P** ;

- **Pente moyenne I_{moy} du bassin versant :**

- Soit **L** le plus long cheminement hydraulique, décomposée en **k** tronçons de longueur **L_k** tel que : $L = \sum L_k$ et de pente sensiblement constante **I_k**,

- De même : $t_c = \sum t_k = \sum \frac{L_k}{V_k}$

- Or : $V_k = C_k \cdot \sqrt{R_{HK} I_k}$ (Formule de Chézy) (V.32)

Si on suppose : $C_k \cdot \sqrt{R_{HK}}$, constant d'un tronçon à l'autre, alors

$$t_c = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \cdot \sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}} = \frac{1}{C \sqrt{R_H}} \cdot \frac{L}{\sqrt{I}} ;$$

D'où :

$$I_{moy} = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2 \quad (\text{V.33})$$

I_{moy} : Exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire. Elle correspond à un assemblage des diverses pentes **I_k**, prises en compte

successivement des tronçons d'un même cheminement. Il s'agit donc d'un assemblage en **SÉRIE** des pentes.

- **Pente moyenne équivalente :**

Lorsqu'il s'agit de plusieurs cheminements hydrauliques de tronçons indépendants qui convergent vers un point, il convient donc de recourir à une expression permettant d'obtenir la valeur de cette pente représentative d'un assemblage en **PARALLÈLE**, appliquer sur le cheminement correspondant au plus fort débit :

$$I_{\text{éq moy}} = \frac{\sum I_k \cdot Q_{Pk}}{\sum Q_{Pk}} \quad (\text{V.34})$$

- **Coefficient de ruissellement :**

On décompose le bassin versant en surfaces élémentaires A_k homogènes de coefficient C_k et : C donné par la formule (V.4) ;

- **Période de retour :** Le choix de la période de retour doit être justifié. On adopte souvent par défaut en assainissement urbain $T = 10$ ans. Si la période de retour choisie augmente, le débit de pointe croît donc et, avec elle, la section des ouvrages d'évacuation et leur coût.

Mais, dans le même temps, le coût statistique des dommages associés au risque d'inondations diminue puisqu'une plus grande période de retour signifie une protection accrue. Il s'ensuit qu'il existe théoriquement un choix optimal de T , correspondant du minimum du coût total (coût de l'assainissement + coût des dommages), Ceci est illustré par le graphique de principe de la figure N° 8 (voir ci-dessous) .

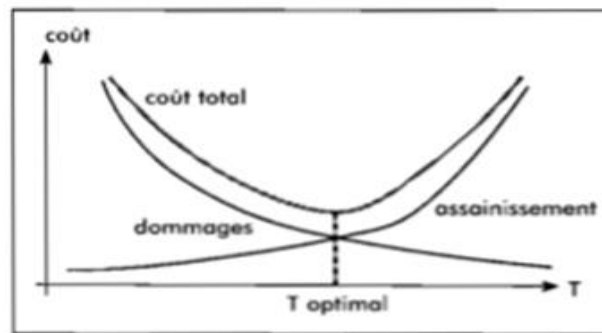


Fig.8. Coût des dommages, coût de l'assainissement pluvial et protection optimale.

- **Allongement M du bassin versant :**

$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$ (L: Le plus long chemin hydraulique et A: superficie du bassin versant) ;

La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$ et M doit être supérieur à 0.8 (bassin versant en forme de demi-cercle). Pour des valeurs de M différentes de 2, le débit de pointe Q_P , donné par la formule doit être corrigé par :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7b} \quad (V.35)$$

Les valeurs usuelles de **m**, sont données dans le tableau suivant :

$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
$m = \left(\frac{M}{2}\right)^\alpha$ Avec: $\alpha = 0.7 \cdot b(F)$	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

V.4.2.7. Groupement des bassins :

La formule superficielle de Caquot, est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes de paramètres individuels A_k, C_k, L_k (longueur du drain principal), Q_{Pk} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement soit en série ou en parallèle sont exprimées ci-après :

- **Bassins en parallèles :**

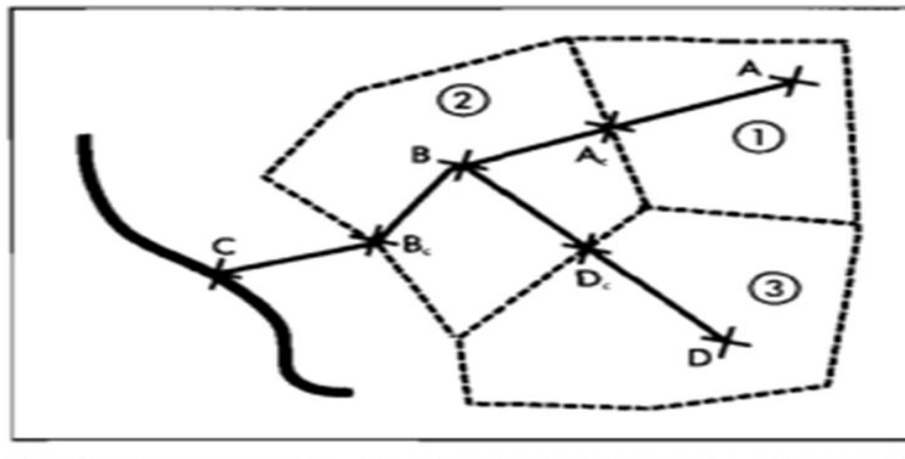


Figure.9. Groupement des bassins

Sur la figure ci-dessus, les bassins 1 et 3 sont en parallèle: $BV_{13} = BV_1 + BV_3$

Les caractéristiques du bassin équivalent BV_{13} sont les suivantes :

- $A_{13} = A_1 + A_3$
- $C_{13} = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_3 \cdot A_3}{A_{13}} = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_3 \cdot A_3}{A_1 + A_3}$

- $I_{13} = \frac{I_1 \cdot Q_{P1} + I_3 \cdot Q_{P3}}{Q_{P1} + Q_{P3}}$ (Voir formule : V.34)

- L_{13} : Déterminée selon le parcours de temps de concentration maximal: ainsi, si $t_{c1} > t_{c3}$, alors

$$L_{13} = L_1$$

- $M_{13} = \frac{L_{13}}{\sqrt{A_{13}}}$

- **Bassins en séries :**

Sur la figure.9, le bassin 2 est placé en série avec le bassin équivalent, BV_{13} précédent. On obtient un bassin équivalent noté BV_{123} tel que: $BV_{123} = BV_{13} + BV_2$

Ses caractéristiques sont les suivantes:

- $A_{123} = A_{13} + A_2 = A_1 + A_3 + A_2$

- $C_{123} = \frac{C_{13}A_{13} + C_2A_2}{A_{123}} = \frac{C_1A_1 + C_3A_3 + C_2A_2}{A_1 + A_2 + A_3}$

- $L_{123} = L_1 + L_2$ si $L_1 > L_3$

- $L_{123} = L_3 + L_2$ si $L_1 < L_3$

- $I_{123} = \left[\frac{L_{123}}{\frac{L_{13}}{\sqrt{I_{13}}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right]^2$

- $M_{123} = \frac{L_{123}}{\sqrt{A_{123}}}$

Tableau récapitulatif des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en séries	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèles	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{Pi}}{\sum Q_{Pi}}$	$\frac{L(Q_{Pi}^{max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement du bassin ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en "parallèle". En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en "parallèle" sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots) on calculera l'allongement

équivalent M_{eq} , dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel $L (Q_{pj} \text{ max})$.

V.4.2.8. Validité des formules :

Les formules d'expression du débit du modèle de Caquot, quelle que soit la période de retour choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- En ce qui concerne la surface du bassin ou du groupement de bassins, la limite supérieure est fixée impérativement à **200** hectares ;
- En ce qui concerne la pente, la valeur **I** doit rester comprise entre **0,2% et 5%**. Dans le cas de groupement des bassins, le rapport entre les pentes extrêmes déterminées pour chaque bassin doit rester inférieur à 20 ;
- En ce qui concerne le coefficient de ruissellement, la valeur de **C** doit rester comprise entre 0,2 et 1.

- L'allongement du bassin : $M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8$