

Notes de cours sur les Ouvrages d'assainissement routier

Université Nationale des Sciences, Technologies,
Ingénierie et Mathématiques d'Abomey



PADONOU G. Tankpinou

Novembre 2023

Chapitre I : L'assainissement routier

A Assainissement des Agglomérations

A.1 Définition

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

A.2 Historique

Au siècle précédent, la politique d'assainissement dite du « tout à l'égout » consistait essentiellement en une évacuation rapide des eaux usées et pluviales le plus loin possible des zones agglomérées. Cette situation était considérée comme satisfaisante. Mais une rapide croissance de la population urbaine rend la situation critique. En effet le développement rapide de l'urbanisation des villes à leur périphérie, a entraîné une forte augmentation des surfaces imperméabilisées ce qui a accru considérablement les volumes et les débits ruisselés entraînant ainsi une insuffisance des exutoires. On a donc assisté à une surcharge progressive des réseaux existants et à une augmentation du risque d'inondation.

Si la solution traditionnelle de réseaux d'assainissement est une bonne réponse sur le plan de l'évacuation des eaux, elle est limitée et présente de nombreux inconvénients sur le cycle naturel de l'eau (augmentation des débits vers les rivières entraînant un manque d'eau vers les nappes, une saturation des exutoires...)

A.3 Objectifs

Le projet d'assainissement d'une infrastructure routière est conçu pour maintenir la continuité des écoulements naturels et superficiels des bassins versants interceptés par le projet :

- collecter et réguler les eaux superficielles issues de la plateforme (infrastructures et accotements) ;
- lutter contre les pollutions chroniques et accidentelles d'origine routière.
- Les enjeux de l'aménagement sont :
 - de limiter son impact sur l'environnement, la ressource en eau et la biodiversité ;
 - d'assurer une transparence hydraulique en rétablissant les écoulements naturels ;
 - de piéger les polluants dus au lessivage des infrastructures par les pluies ;
 - de protéger les milieux naturels et aquatiques (qualité piscicole des cours d'eau) ;
 - de protéger les nappes phréatiques et les périmètres de protection des captages d'eaux potables ;
- de sauvegarder les continuités écologiques en permettant le passage de la faune

A.4 Nature des eaux à assainir

Les eaux d'assainissement sont de trois types :

- Eaux de ruissellement ;
- Eaux usées d'origine domestique ;
- Eaux industrielles.

Ces eaux peuvent être séparées ou mélangées, ce qui fait apparaître la notion de l'effluent urbain constitué par des eaux usées, d'origine domestiques, plus ou moins polluées par des eaux industrielles et plus ou moins diluées par des eaux de ruissellement.

A.4.1 Eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de la pluie, les eaux de lavage et les eaux de drainage. La pollution des eaux de ruissellement est variable dans le temps, plus forte au début d'une précipitation qu'à la fin par suite de nettoyage des aires balayées par l'eau.

A.4.2 Eaux usées d'origine domestique

Elles comprennent les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette....) et les eaux vannes (en provenance des WC, matières fécales et urines).

A.4.3 Eaux industrielles

Ce sont les eaux qui proviennent de diverses usines de fabrication ou de transformation.

A.5 Les systèmes de collecte et d'évacuation

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux préoccupations, à savoir :

- assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées ;
- assurer l'élimination des eaux usées ménagères et des eaux vannes.

L'instruction technique n° 77 284 du 22 juin 1977 en France autorise la mise en œuvre de quatre systèmes d'évacuation.

- les systèmes fondamentaux,
- les systèmes pseudo-séparatif, système composite,
- les systèmes spéciaux.

A.5.1 Les Systèmes fondamentaux

Dans les Systèmes fondamentaux On distingue :

A.5.1.1 Le système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et un autre pour l'évacuation de toutes les eaux météoriques (eaux pluviales). La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite en raison du volume limité des effluents en cause. C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est-à-dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

Le recours à un assainissement séparatif peut être avantageux, en particulier pour l'équipement de quartiers résidentiels réalisés progressivement, si le réseau unitaire existant à l'aval, est sur le point d'être saturé, ou se trouve saturé.

A.5.1.2 Le système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est à dire :

- si l'exutoire est éloigné des points de collecte.

- lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.

Lorsque la proportion de surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking, cours) est très élevée et que leurs pentes sont faibles, ce qui impose des ouvrages d'évacuation importants, où il est possible, sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux résiduaires domestiques. L'exemple très reconnu pour les systèmes individuels est la fosse septique. Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation. Le premier flot d'orage fortement souillé, parvient jusqu'à l'aval du réseau, les déversoirs d'orages n'étant pas encore entrés en action, une partie des eaux de ruissellement est donc traitée dans la station d'épuration.

A.5.1.3 Le système mixte

On appelle communément système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie d'un système unitaire et d'un système séparatif.

A.5.1.4 Le système pseudo-séparatif

On désigne sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. Les eaux météoriques sont divisées en deux parties :

- d'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçus à cet effet : caniveaux, fossés, etc ...
- d'autre part, les eaux des toitures, cours, jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc..) représentent une superficie importante avec de fortes pentes. Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitation à un.

A.5.1.5 Le système composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau d'eaux pluviales vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

A.5.1.6 Les Systèmes spéciaux

Le système est sous pression sur la totalité du parcours, le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

Le système est sous dépression, le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

B Généralités sur l'Assainissement Routier

B.1 Définition

l'assainissement routier ou hydraulique routière est l'ensemble des moyens et techniques utilisés pour résoudre les problèmes de collecte et d'évacuation de toutes les eaux de l'emprise de la route mais aussi ceux servant au rétablissement des petits écoulements naturels qui devraient se faire si l'ouvrage routier n'était pas implanté. L'hydraulique routière diffère de l'hydraulique urbaine par le caractère particulier du bassin versant à considérer et de la forme linéaire de la plate-forme routière.

B.2 Généralités

Les remblais et déblais utilisés pour construire une route modifient le relief du terrain naturel sur lequel cette route est construite. Ces modifications perturbent les écoulements préexistants, naturels ou déjà modifiés par d'autres ouvrages précédemment construits. La submersion de la route par les eaux, constitue une gêne voire un obstacle à la circulation des véhicules et entraîne d'autre part des dégradations dans les couches de chaussées en réduisant leur portance par imbibitions des sols.

Une route peut être protégée des risques graves d'érosion dus aux eaux de ruissellement :

- directement soit par augmentation de la résistance à l'érosion, soit par rectification régulière des surfaces érodées (entretien) ;
- indirectement par localisation du ruissellement dans des ouvrages étudiés spécialement pour écouler les eaux sans dégât : c'est le système d'assainissement, constitué par le réseau de fossés et leurs ouvrages de décharge.

Ces fossés concentrent toutes les eaux de ruissellement ayant une action directe sur la route, qu'elles proviennent des impluviums extérieurs ou bien de la plate-forme routière proprement dite et des talus attenants.

On distingue en général deux types de fossés :

- les fossés extérieurs destinés à collecter principalement les eaux provenant des impluviums extérieurs,
- les fossés latéraux situés des deux côtés, ou d'un seul côté de la route destinés à collecter principalement les eaux de la plate-forme routière et des zones attenantes (talus, bande d'arrêt, etc.)

Suivant la topographie, des dispositions spécifiques sont prises. En général, il est conseillé de mettre systématiquement des fossés extérieurs au cas où des débits non négligeables sont amenés au pied de la route par un impluvium.

On décharge ainsi les fossés latéraux de ces apports, on évite leur comblement en diminuant les dépôts solides et on réduit les risques d'obstruction des ouvrages de décharge par le charriage solide (branches, détritiques divers).

B.3 Assainissement des Plateformes

L'assainissement des plateformes routières, autoroutières est destiné à collecter les eaux de ruissellement afin d'assurer :

- une circulation en toute sécurité ;
- la pérennité de l'infrastructure ;
- la protection du milieu récepteur contre les pollutions chroniques et accidentelles ;

- le stockage et la régulation, pour réduire les risques d'inondation au niveau de l'exutoire.

Les eaux de ruissellement recueillies sur l'emprise de l'ouvrage (plateforme et talus) doivent être collectées par un réseau séparé et isolé des eaux du bassin versant environnant pour lesquelles l'infrastructure routière ne doit pas constituer un obstacle à l'écoulement. La séparation des eaux pluviales de la plateforme de celles du bassin versant naturel permet de maintenir les pollutions sur l'emprise de la plateforme et donc de pouvoir maîtriser leur traitement.

Le projet d'assainissement doit être conçu en respectant la biodiversité et l'environnement en tenant compte de la vulnérabilité du site pour :

- assurer le franchissement des cours d'eaux croisés par l'infrastructure en respectant les contraintes hydrauliques (conservation des débits, gestion des crues ...) ;
- recueillir les eaux pluviales et les éventuelles pollutions puis les stocker, les traiter et les réguler avant de les rejeter dans le milieu naturel.

Le dimensionnement des ouvrages d'assainissement doit prendre en compte plusieurs contraintes telles que :

- la typologie des terrains rencontrés ;
- la topographie du site ;
- la pluviométrie du bassin et les débits pluviaux desquels on veut se protéger ;
- les critères d'implantation des ouvrages d'assainissement au regard des règles de sécurité des usagers et du personnel d'exploitation et d'entretien.

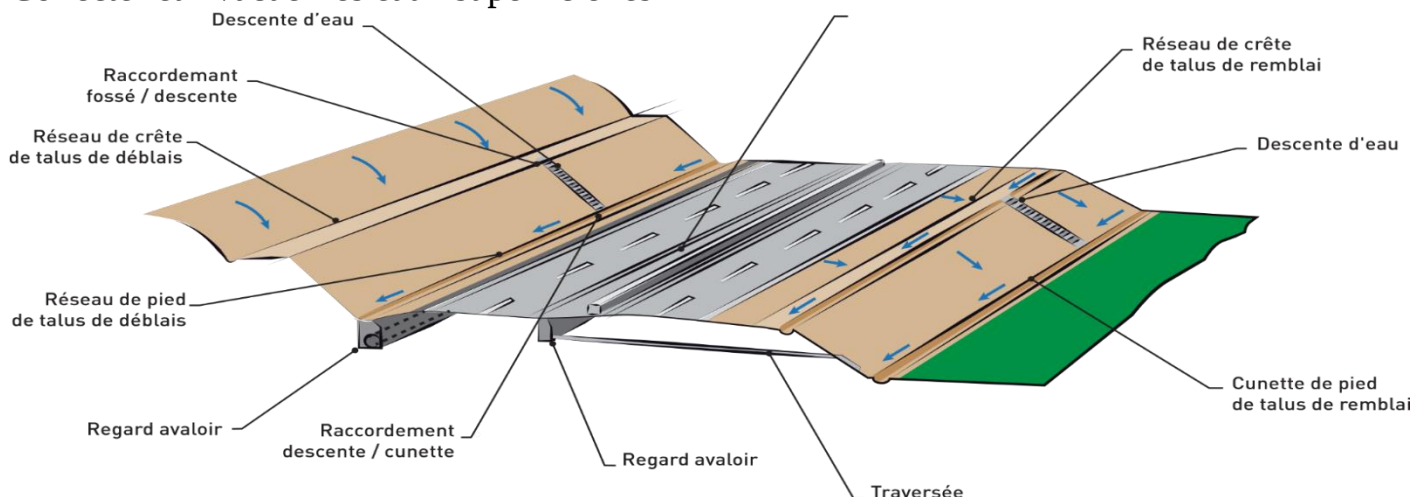
Il convient de s'appuyer sur une analyse globale de la vulnérabilité du site et de sa sensibilité aux impacts potentiels des rejets d'eaux pluviales.

De plus, il est nécessaire de veiller à assurer une bonne intégration paysagère et environnementale des divers ouvrages composant le système d'assainissement.

L'assainissement des plateformes routières ou autoroutières comprend :

- les ouvrages de collecte longitudinale ;
- les ouvrages transversaux ;
- les ouvrages de raccordement.

Collecter et Évacuer les eaux superficielles



: Collecter et Évacuer les eaux superficielles

B.3.1 Les ouvrages de collecte longitudinale

Les eaux de ruissellement provenant des plateformes et des talus doivent être collectées puis évacuées vers des bassins de rétention et éventuellement de dépollution.

Les ouvrages de collecte sont disposés tout le long de l'infrastructure. Ils sont linéaires ou ponctuels, enterrés ou superficiels, et permettent l'écoulement des eaux de manière gravitaire.

On distingue cinq types d'ouvrages de collecte longitudinale :

- l'ouvrage de crête de talus de déblais, il collecte les eaux de ruissellement du bassin versant naturel intercepté par l'infrastructure et permet d'éviter l'érosion des talus ;
- l'ouvrage de pied de talus de déblais, il collecte les eaux issues du ruissellement du talus de déblais de la plateforme ;
- l'ouvrage de terre-plein central, il collecte dans le cas des plateformes autoroutières les eaux issues du Terre-Plein Central (TPC) et de la chaussée
- l'ouvrage de crête de talus de remblai, il collecte les eaux de ruissellement issues de la plateforme pour éviter leur déversement sur le talus du remblai et donc éviter toute érosion de celui-ci ;
- l'ouvrage de pied de talus de remblai, il collecte toutes les eaux de la plateforme et du talus du remblai.

B.3.2 Les ouvrages transversaux

Les ouvrages transversaux permettent d'assurer l'écoulement d'un réseau longitudinal vers un autre. On distingue deux types d'ouvrages transversaux :

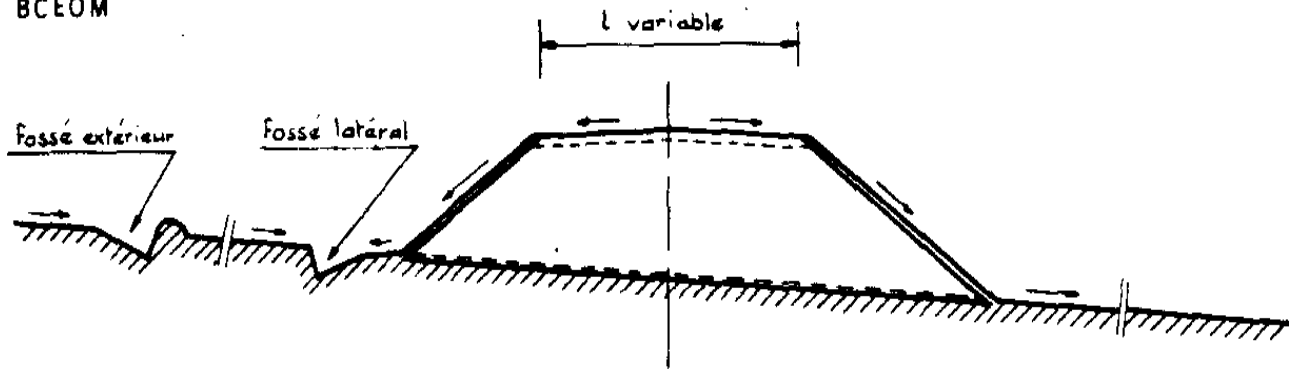
- les ouvrages superficiels : descentes d'eau ;
- les traversées sous chaussées : collecteurs enterrés.

B.3.3 Les ouvrages de raccordement

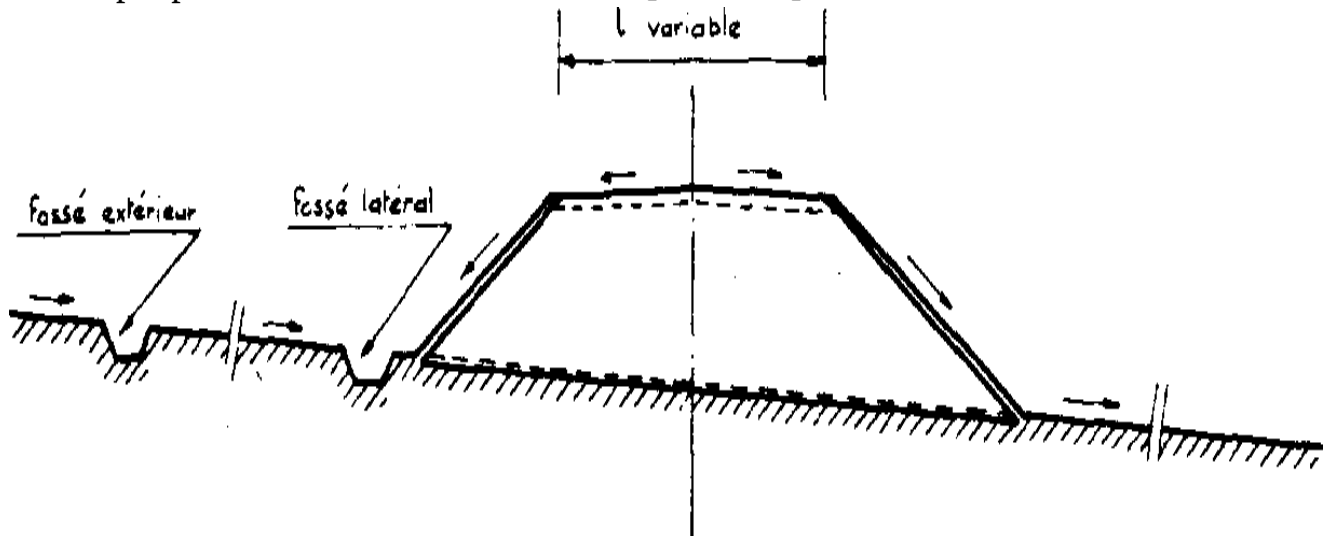
Les ouvrages de raccordement permettent d'assurer les liaisons longitudinales entre les réseaux. Ils sont constitués :

- de tuyaux ;
- de regards avaloirs ;
- de regards de visite nécessaires pour l'entretien et la maintenance des ouvrages.

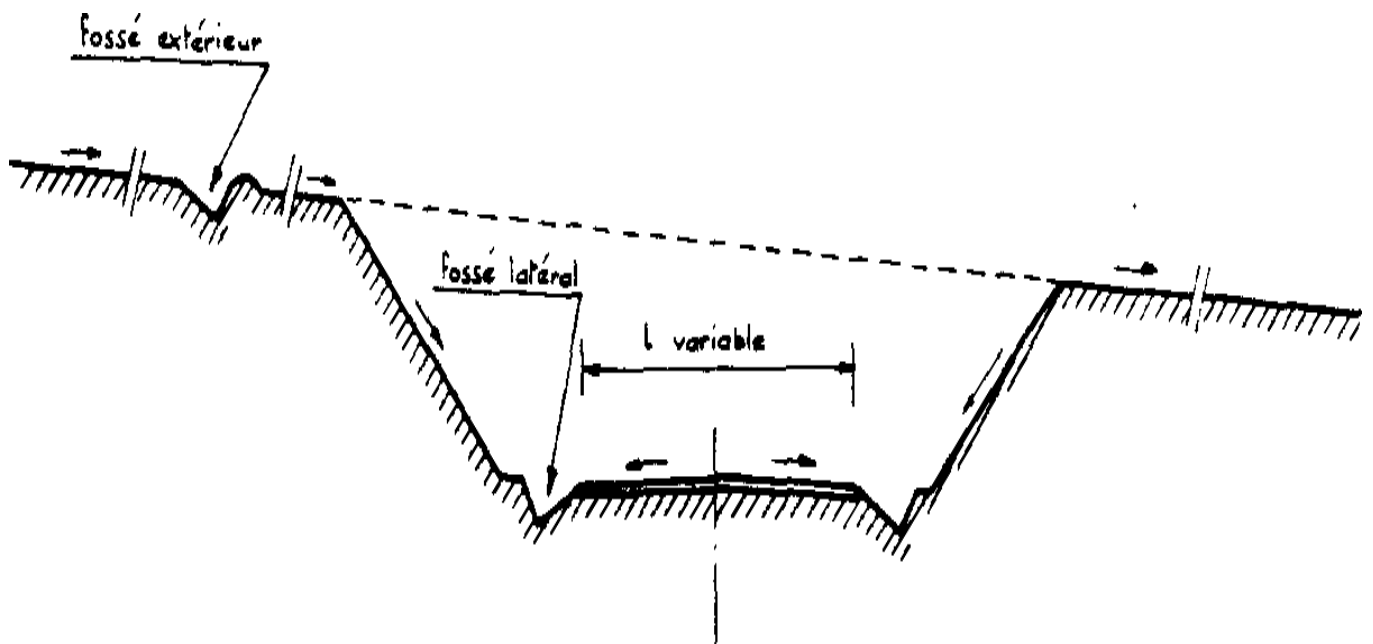
Quelques exemples de profils de fossés sont donnés selon qu'on soit en section en déblais ou en remblais et en terrain meuble ou rocheux.



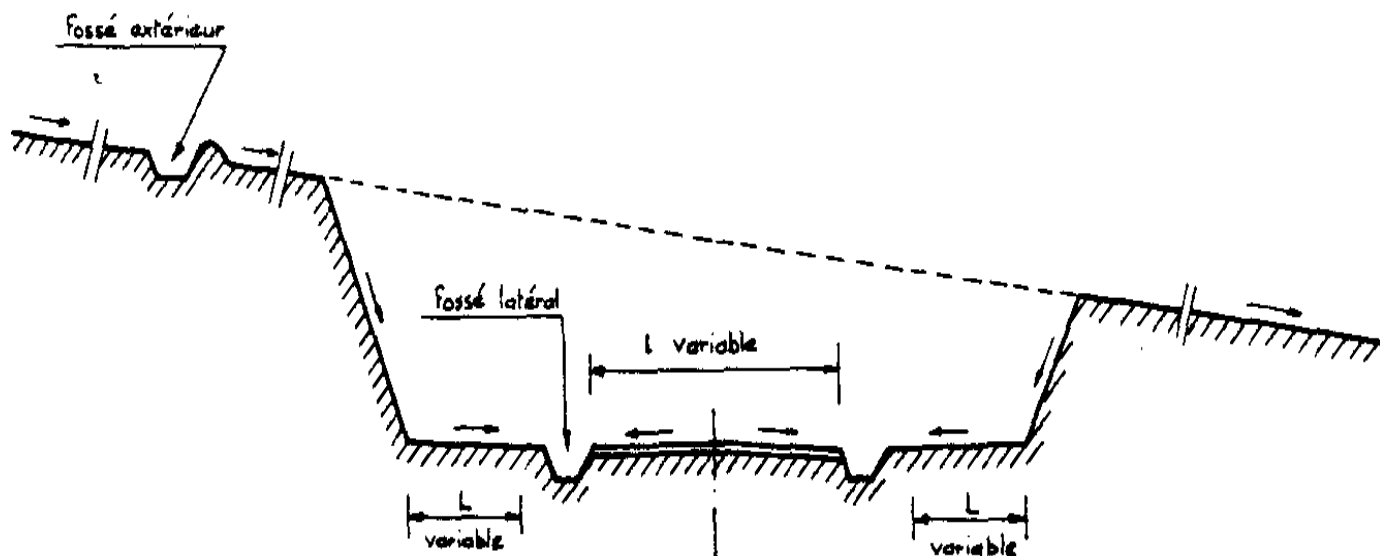
: Exemple profil en remblai. Zone meuble [BCEOM]



: Exemple profil en remblai. Zone rocheuse



: Exemple profil en déblai. Zone meuble.



: Exemple profil en déblai. Zone rocheuse.

Les fossés peuvent être :

- triangulaires, confectionnés à la niveleuse (grader.) C'est le plus communément rencontré. Les pentes des talus sont en général $1/2$ et $2/1$ ou bien $2/3$ et $3/2$;
- rectangulaires, confectionnés par exemple à la niveleuse, à la pelle mécanique ou au ripper en terrain très cohésif ou rocheux ;
- trapézoïdaux, confectionnés par exemple à la niveleuse ou à la pelle mécanique en terrain très cohésif ou rocheux. Les pentes de talus peuvent être $1/2$ ou $1/1$ ou $3/2$ suivant la stabilité des talus voire plus raides en terrain rocheux.

En terrain meuble non cohésif, les fossés peuvent être revêtus pour éviter les affouillements, compte tenu du coût de ces canaux, les profils trapézoïdaux dits économiques sont parfois utilisés : ils sont tels que l'on a le maximum de section d'écoulement pour une longueur de revêtement donnée (périmètre mouillé).

Les dimensions peuvent être très variables, notamment pour les fossés extérieurs qui peuvent être amenés à véhiculer des débits importants. Pour les fossés latéraux, on ne dépasse pas en général une profondeur de 0,60 m pour des problèmes de sécurité à moins que des dispositifs spéciaux (glissières. . .) ne soient mis en place.

Les fossés extérieurs ou fossés latéraux doivent comporter les ouvrages de décharge en nombre suffisant :

- pour éviter les débordements de l'eau quand les débits dépassent la capacité des fossés intéressés ;
- ou bien pour que les vitesses d'écoulement dans les fossés non revêtus n'atteignent pas les limites d'affouillement des terrains traversés.

Chapitre II : Le Bassin Versant

A Introduction

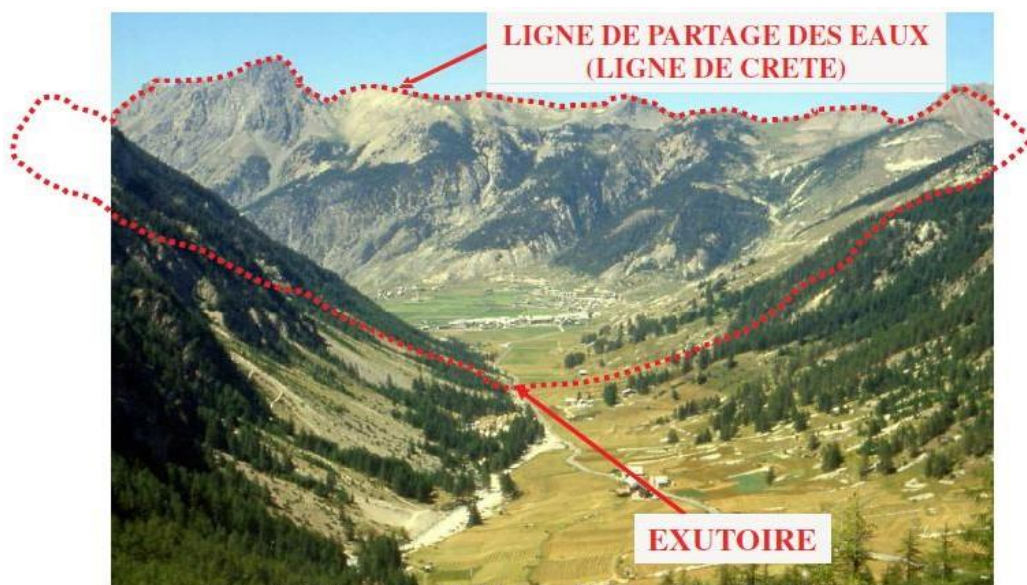
Les méthodes décrites ci-après s'adressent aux projeteurs. Le choix des paramètres et la prise en compte de leur incertitude, pour une formule donnée, ont été préférés à l'utilisation conjointe de multiples formules souvent disparates. Les paramètres hydro-pluviométriques sont fournis dans un fascicule spécifique afin de permettre une mise à jour régulière. Dans le domaine de l'hydraulique le problème de choix de formules ne se pose pas puisqu'il s'agit d'un domaine dérivé de la mécanique des fluides plus proche des sciences exactes. Sont concernés par ces méthodes majoritairement des bassins de petite taille (jusqu'à quelques dizaines de km²), ou des bassins versants de quelques centaines de km². Contrairement à ces bassins versants dits « courants », certains nécessitent une étude spécifique et ne peuvent être traités par les méthodes proposées ci-après.

A.1 Le bassin versant [BV] ou bassin hydrographique

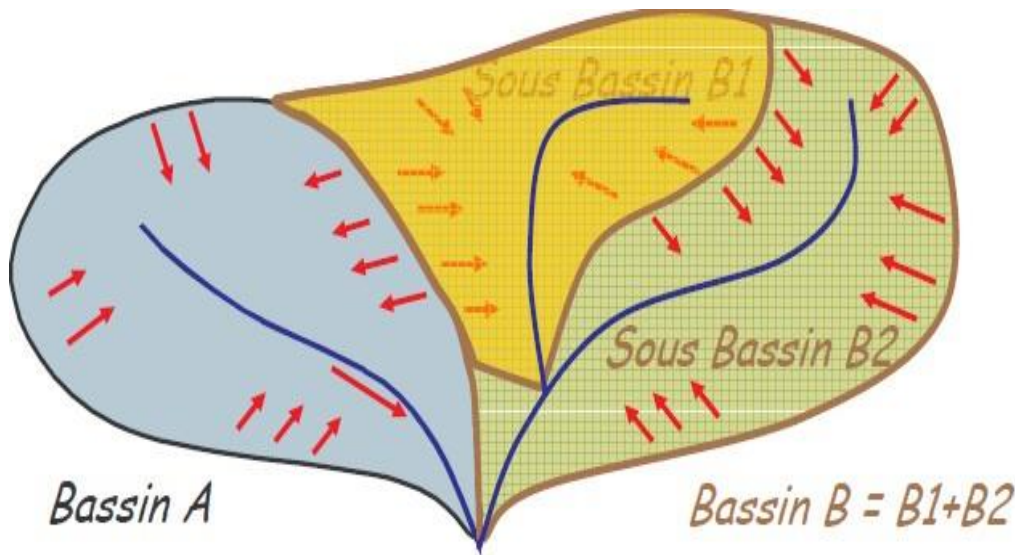
- c'est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique. Il est défini comme la surface parcourue par un cours d'eau et ses affluents. Un cours d'eau prend généralement naissance dans une zone à reliefs et draine la surface topographique. Les écoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.
- c'est un système ou surface élémentaire hydrologiquement close : aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.
- c'est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun.

La ligne séparant deux bassins versants adjacents se nomme la ligne de partage des eaux.

Un bassin versant peut se subdiviser en un certain nombre de bassins élémentaires (sous bassins versants ou bassins partiels ou imbriqués) correspondant à la surface d'alimentation des affluents.



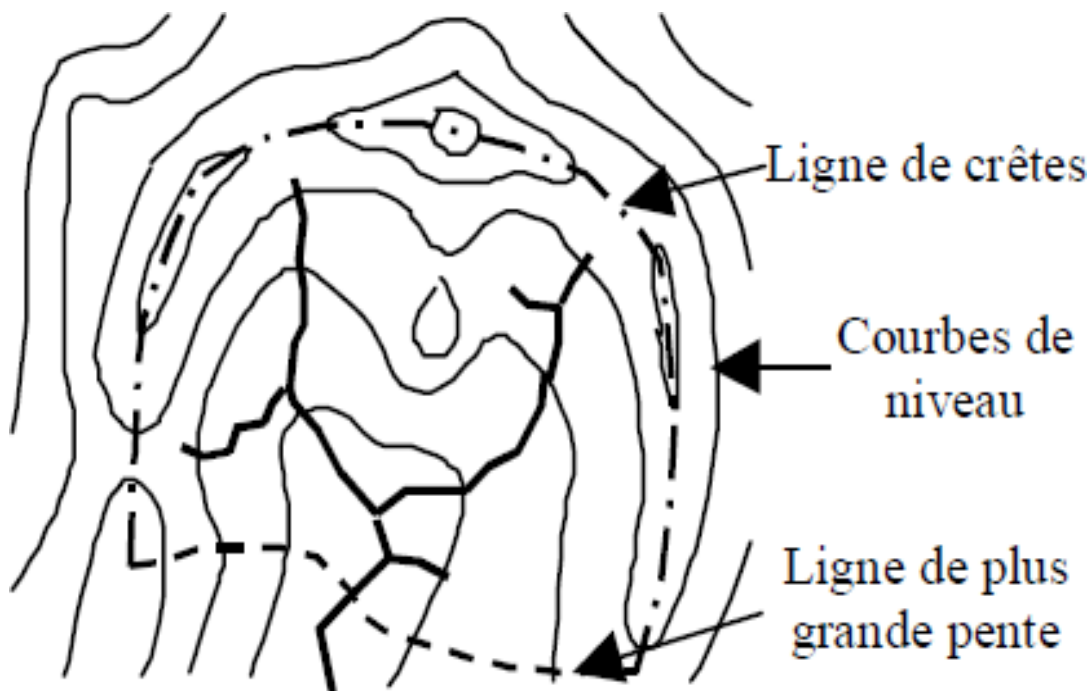
: Bassin Versant



: Composition de Bassin versant

A.2 Le bassin versant topographique

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente comme le montre la figure ci-jointe.



: lignes de partage

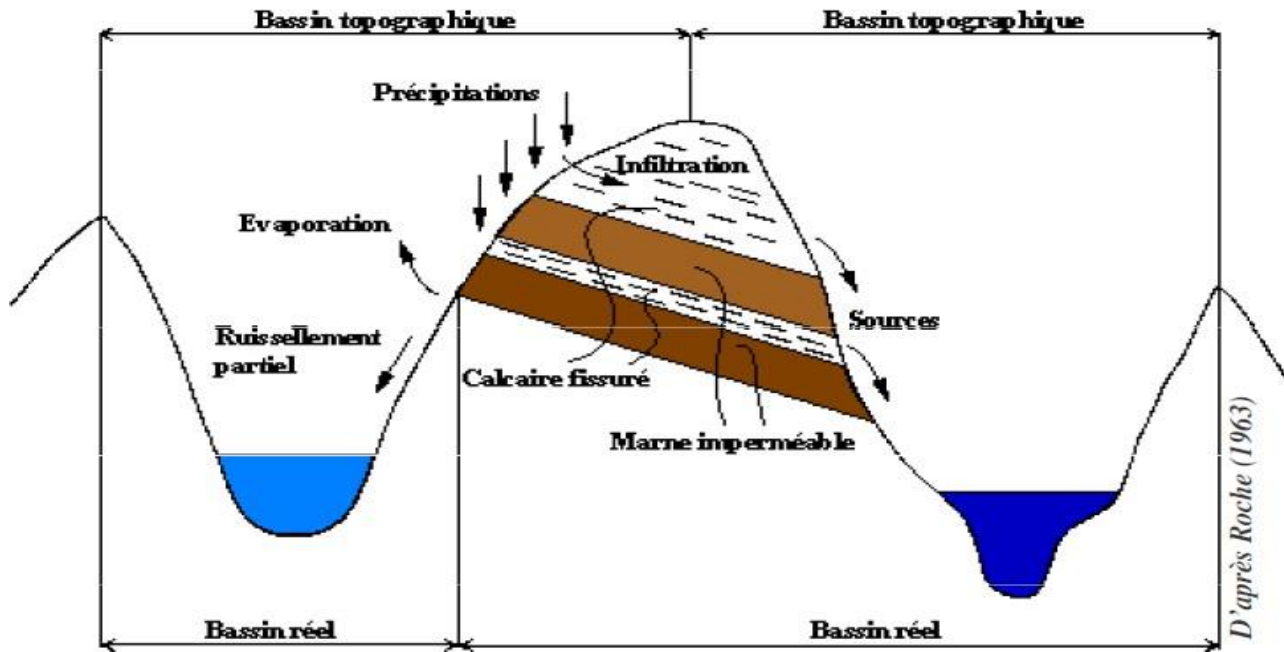
A.3 Le bassin versant réel

Dans une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infiltrent puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, en plus des considérations topographiques, il faut tenir compte, des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant.

Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins.

En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines se compensent. On admet, de plus que le débit des cours d'eau est proportionnel à la surface du bassin. Les échanges souterrains se font, aux frontières et varient donc sensiblement comme le périmètre. Lorsque la taille du bassin augmente, la surface croît plus vite que le périmètre et la valeur relative des échanges souterrains par rapport au débit de surface tend à devenir négligeable.

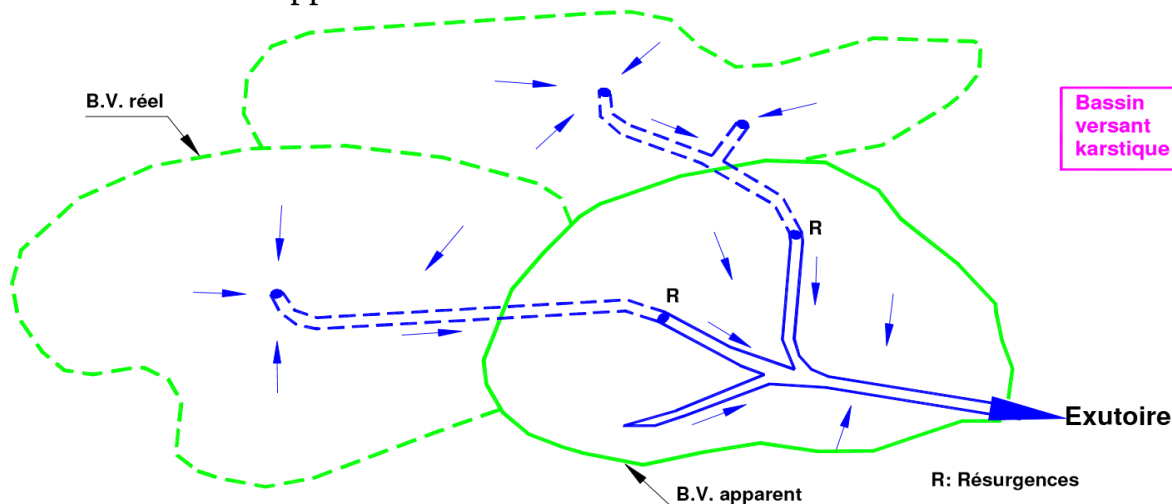


: Différents types de Bassins Versants

A.4 Quelques types de bassins versants

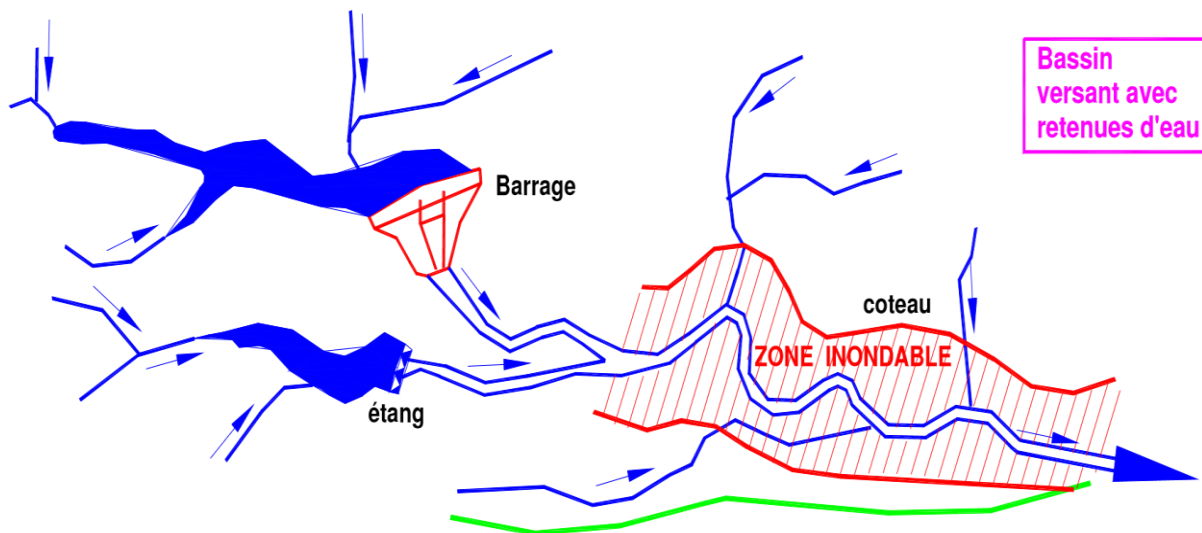
A.4.1 Les bassins versants karstiques

Il existe une grande incertitude sur les contours du bassin versant réel qui peut être très supérieur au bassin versant apparent.



: Les bassins versants karstiques

Les bassins versants comportant de grandes zones de stockage Naturelles (zones inondables, étangs, lacs artificiels, réservoirs de barrage, etc.) Les débits sont écrêtés par ces zones de stockage. A priori la méthode proposée surestime le débit.



: bassins versants avec zones inondables

A.4.2 Les bassins versants urbains

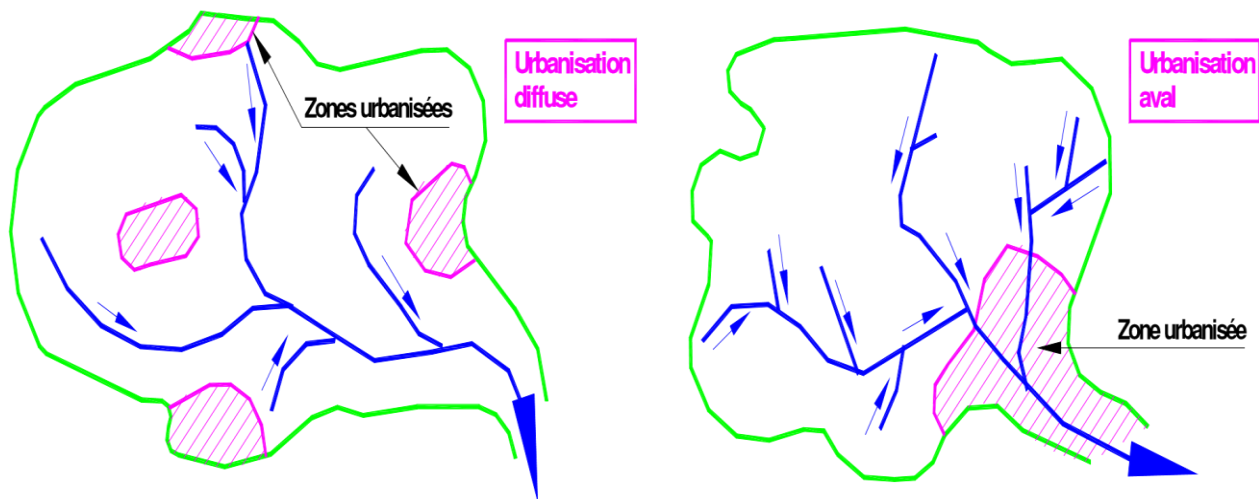
Selon l'Instruction Technique Relative à l'Assainissement des Agglomérations un bassin est réputé « urbain » si son taux d'imperméabilisation est inférieur à environ 20 %. Ce taux est le rapport de la totalité des surfaces imperméabilisées à la superficie totale du bassin versant.

Conditions de superficie du bassin versant urbain :

SBVU $\leq 2 \text{ km}^2$: les formules de l'Instruction s'appliquent

SBVU $> 2 \text{ km}^2$: les formules de l'Instruction ne s'appliquent plus.

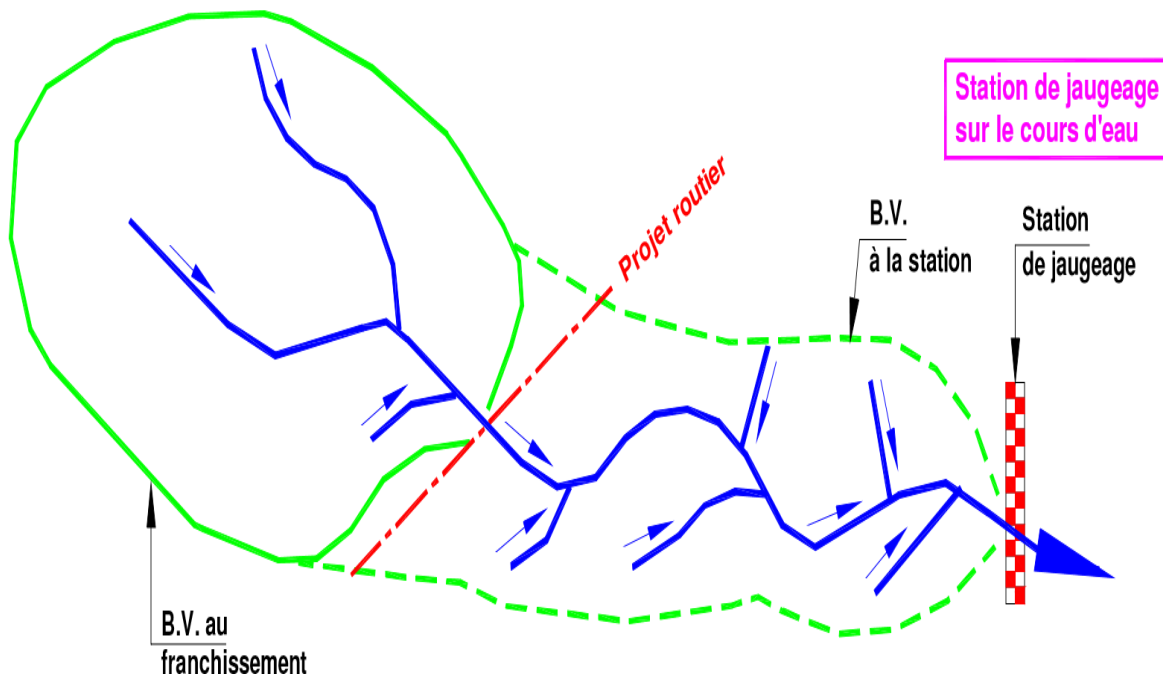
La méthode rationnelle fournit une première évaluation et ce d'autant plus que le taux d'imperméabilisation sera faible. Dans le cas particulier d'une urbanisation située en aval du bassin versant, une étude spécifique est nécessaire dans tous les cas.



: bassin urbain

A.4.3 Les bassins versants jaugés

L'existence d'une station de jaugeage, même située assez loin en aval implique la réalisation d'une étude spécifique.



: Les bassins versants jaugés

Les caractéristiques (la morphologique, l'occupation du sol, la géologie) du bassin versant concerné, déterminent les formules à employer et les valeurs des paramètres à considérer.

A.5 Tracé des limites d'un bassin versant

Chaque bassin versant est séparé des autres bassins voisins par une ligne de partage des eaux.

Démarche à suivre pour délimiter un bassin versant :

- repérer l'exutoire ;
- repérer le réseau hydrographique ;
- repérer les points hauts puis les courbes de niveau autour de ces points hauts ;
- tracer la ligne de partage des eaux en suivant les lignes de crête puis en rejoignant l'exutoire par une ligne de plus grande pente perpendiculaire aux courbes de niveau ;
- la limite ne doit jamais couper un cours d'eau (sauf à l'exutoire) ;
- la limite est toujours perpendiculaire aux courbes de niveau.

A.6 Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage. Le temps de concentration (T_c) qui caractérise en partie la vitesse et l'intensité de la réaction du bassin versant à une sollicitation des précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques du bassin (sa taille ou sa surface ; sa forme ; son élévation ; sa pente et son orientation.)

A ces facteurs s'ajoutent les facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique (le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique) qui sont aisément estimer à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.

A.6.1 La surface

La surface du bassin versant est la première et la plus importante des caractéristiques. Elle constitue l'aire de réception des précipitations qui alimentent un cours d'eau par écoulement.

Le débit du cours d'eau à l'exutoire dépend de la surface. Un petit bassin versant réagit très vite à une averse, les eaux se rassemblent rapidement alors qu'un grand bassin versant réagit très lentement à une averse (effet ressenti très lent à l'exutoire). La surface se mesure en km².

A.6.2 Le périmètre

C'est la caractéristique de longueur la plus utilisée. Il est directement mesuré sur la carte topographique ou de manière indirecte en utilisant la longueur du rectangle équivalent.

A.6.3 La forme - l'indice de Gravelius (K_G)

La forme du bassin versant a une grande influence sur l'écoulement global et surtout sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée. Cette caractéristique est donnée par l'indice de Gravelius (encore appelé coefficient de compacité) défini comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$$

P est le périmètre du bassin en km

A la superficie du bassin en Km².

Le bassin est dit :

- allongé lorsque $1,5 < K_G < 1,8$
- forme ramassée lorsque $1,0 < K_G < 1,5$

A.6.4 Le rectangle équivalent

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel avec conservation de la superficie, du périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles au petit côté du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Le rectangle équivalent, c'est le rectangle de longueur L et de largeur l qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant: L et l sont en km.

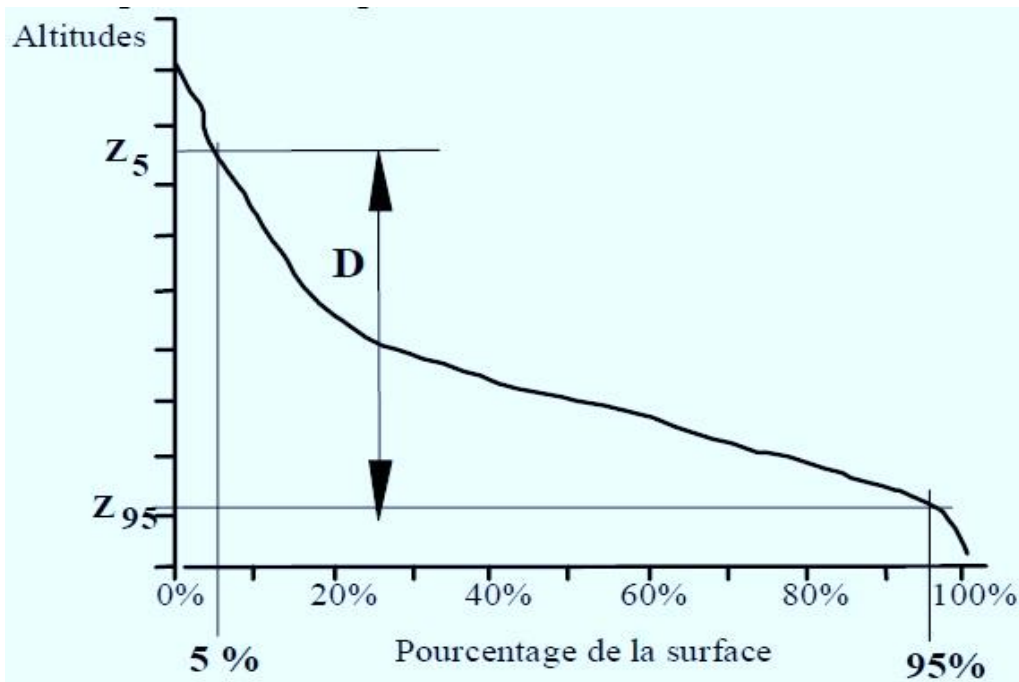
A.6.5 Le relief (l'altitude)

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin.

En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

A.6.5.1 La courbe hypsométrique

C'est la représentation des altitudes en fonction de la répartition de la surface du bassin versant. Elle donne un aperçu de la pente du bassin (du relief). L'on porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée.



Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

A.6.5.2 La dénivelée (D)

On définit la dénivelée comme étant la différence de cote entre H5% et H95% soit :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

A.6.5.3 Les indices de pentes

Leur connaissance est d'une grande importance. Car, plus que la pente des versants est grande plus les eaux ruissellent. Il est évident pour une averse donnée que des crues en montagne soient plus importantes qu'en plaine où les pentes sont beaucoup plus faibles. La pente peut être évaluée par la méthode de :

- la pente moyenne, peu utilisée
- l'indice de pente de Roche, long à évaluer
- l'indice de pente globale, simple à appliquer

A.6.5.4 L'indice de pente globale I_g est donné par la formule :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

D : Dénivelée définie sur la courbe hypsométrique entre 5% et 95% ou sur la carte topographique

L: Longueur du rectangle équivalent

Cet indice, très facile à calculer, est des plus utilisés. Il sert de base à une des classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25 km².

Tableau II-1 : I_g en fonction du relief

Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.006$
Relief assez faible	$0.006 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$0.1 < I_g$

A.6.5.5 La dénivelée spécifique (D_s)

La dénivelée spécifique (D_s) permet de comparer des bassins de tailles différentes.

$$D_s = I_g \times \sqrt{A}$$

Relief très faible	$D_s < 10 \text{ m}$
Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$
Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$
Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$
Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$
Relief très fort	$500 \text{ m} < D_s$

A.6.6 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. La notion de cours d'eau est difficile à donner avec précision, en particulier pour les cours d'eau temporaires.

Le réseau de cours d'eau sera étudié avec plus ou moins de détails selon le support cartographique utilisé. Des thalwegs de très faibles extensions seront observés par photographie aérienne, tandis qu'on ne verra que les cours d'eau pérennes et importants sur une carte au 1/100 000ème.

L'étude du chevelu hydrographique servant surtout à comparer des bassins entre eux, il suffit, dans la plupart des cas, de se fixer une définition du thalweg élémentaire et de l'appliquer pour l'étude de tous les bassins (par exemple : thalwegs = traits bleus temporaires ou pérennes sur carte I.G.N. au 1/50 000ème).

Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

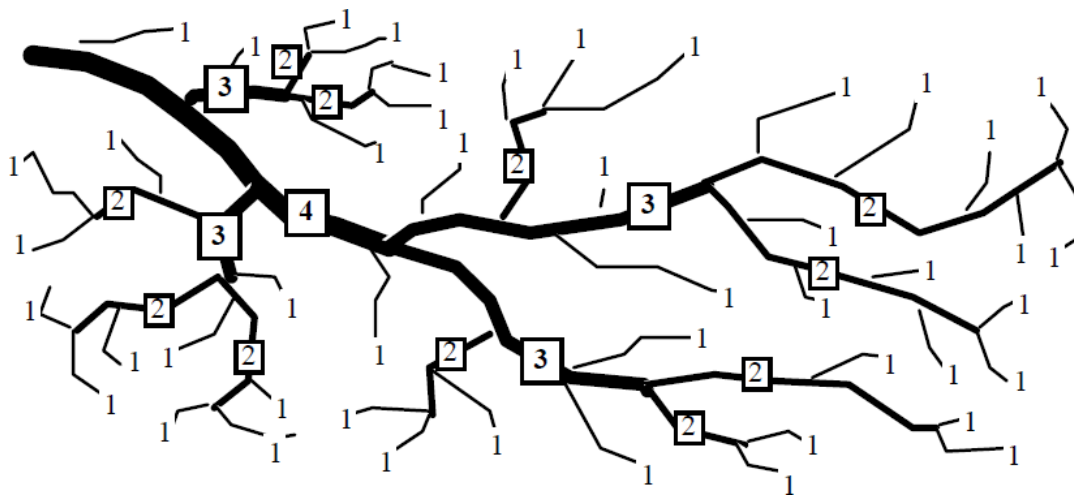
Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les auteurs. Parmi toutes ces classifications, nous adopterons celle de Strahler:

- tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1,
- au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n + 1$,
- un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :

➤ $n + n = n + 1$ et $n + m = \max(n, m)$.

Exemple



: Hiérarchisation du réseau

Chapitre III : Hydrologie

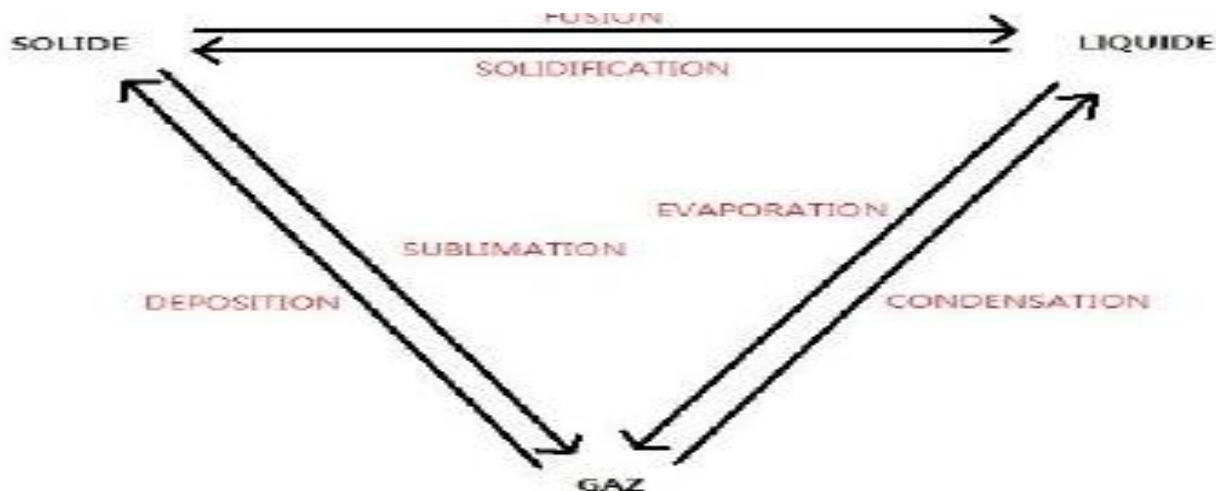
A Le Cycle Hydrologique / Le Cycle de l'eau

L'eau des océans constitue les 97% de toute l'eau existante. Les 3% restant sont des eaux douces qui sont aussi répartie entre les calottes glaciaires ainsi que dans les glaciers pour 68%, 31% dans les nappes phréatiques (eau souterraine) et moins de 1% est considéré comme de l'eau de ruissellement ou eau de surface. Cette eau de surface est répartie à 87% dans les lacs, 11% dans les marais et 2% dans les rivières.

A.1 Propriétés Physiques de l'eau

L'eau est incolore, inodore et insipide. L'eau est un solvant universel, elle est adhésive et élastique "Il en résulte une tension de surface ou tension superficielle (l'eau est à l'interface entre 2 surfaces différentes). L'eau a une chaleur spécifique élevée (énergie à amener pour changer l'eau d'un degré). L'eau a une densité maximale à 4°C, ce qui permet à la glace de flotter. Le pH est la mesure de la quantité relative d'hydrogène libre et d'ions d'hydroxyde dans l'eau (H^+ : acide // OH^- : basique). Le pH est un indicateur des changements chimiques de l'eau. L'eau a un pH neutre (égal à 7). Il détermine la solubilité dans l'eau et l'aptitude biologique des composés chimiques (nutriments; phosphore, azote et carbone // métaux lourds ; plomb, cuivre, cadmium, etc.)

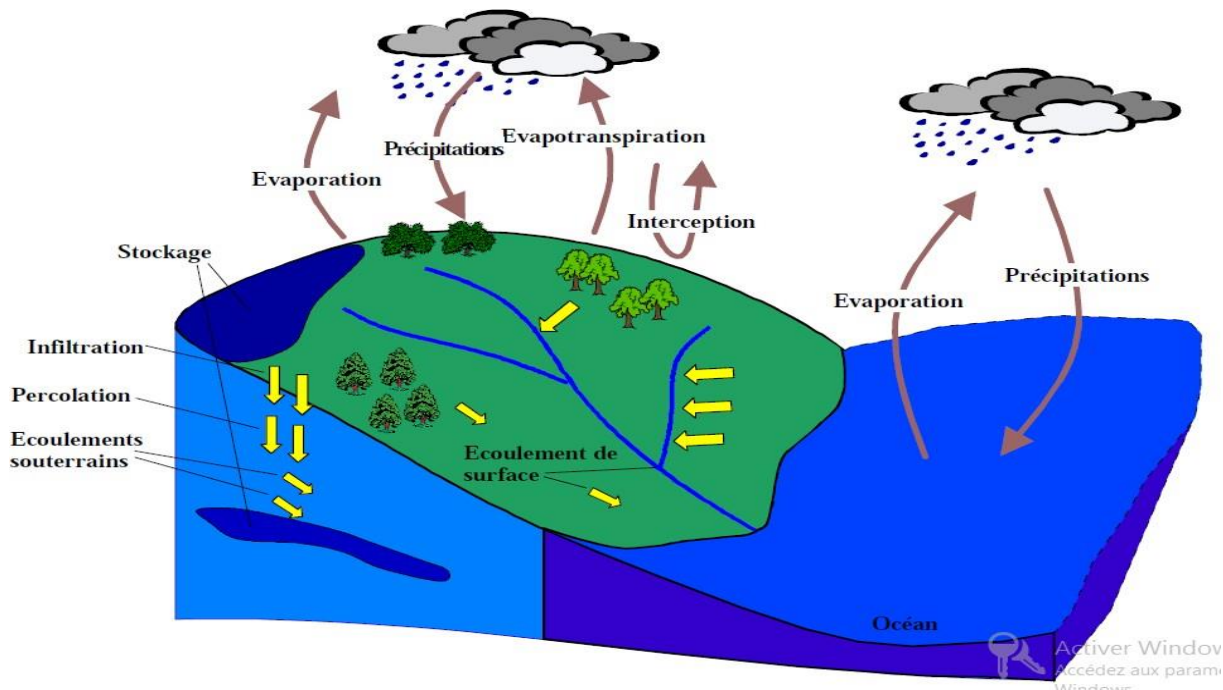
L'eau est un le seul élément terrestre qui puisse être liquide, gaz et solide. Un changement d'état se traduit par un échange d'énergie donc par un change de chaleur.



: Différents états de l'eau

La fusion, la sublimation et l'évaporation se font avec l'absorption d'énergie à l'opposé de la condensation, la solidification et de la déposition où il y a libération d'énergie.

Le cycle de l'eau (cycle hydrologique) est un modèle conceptuel qui décrit le stockage et tous les mouvements de l'eau entre la biosphère, l'atmosphère, la litho- sphère et l'hydrosphère. Autrement le cycle de l'eau inclue tous les cheminements liés au stockage dans un réservoir et le mouvement de l'eau dans ses 3 phases (liquide, gaz et solide.)



: Cycle de l'eau

A.2 Les Précipitations

Les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, sous forme liquide (bruine, pluie, averse) et sous forme solide (neige, grésil, grêle) et les précipitations déposées ou occultes (rosée, givre,...) elles sont provoquées par un changement de température ou de pression. L'intensité d'une précipitation peut être donnée en millimètre par heure (mm/h) et la lame d'eau précipitée en millimètre d'eau (mm d'eau) par unité de surface horizontale.

(1 mm de pluie = $1\text{dm}^3/\text{m}^2 = 1\text{ L}/\text{m}^2 = 10\text{ m}^3/\text{ha}$)

B Statistique Appliquée à l'hydrologie

Les caractéristiques d'une crue de fréquence donnée peuvent se déterminer par les méthodes statistiques si on dispose de données hydrométriques s'étendant sur une période suffisamment longue, une vingtaine d'années d'affilée au minimum.

Soit A la variable aléatoire continue que nous devons étudier : débit de pointe d'une crue, précipitation journalière, hauteur d'eau à une échelle, etc.

La fonction de répartition $F(x)$ est la probabilité pour que cette variable étudiée A soit inférieure ou égale à x, x étant une valeur que peut prendre A.

$$F(x) = \text{Prob}[A \leq x]$$

Cette fonction $F(x)$ appelée encore fonction de non-dépassement tend asymptotiquement vers 1 (quand A tend vers l'infini). La fonction $F(x)$ est liée à la fonction de dépassement $P(x)$ par la relation

$$P(x) = 1 - F(x)$$

En pratique, ayant un échantillon de N valeurs de A à étudier, classées par ordre décroissant, la fonction de dépassement $P(x)$ est donnée expérimentalement, pour chaque valeur A_R de rang R par :

$$P(A_R) = \frac{R}{N+1} \quad (\text{Ou bien par } P(A_R) = \frac{R-0.5}{N} \text{ où R est le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes, N est la taille de l'échantillon, } A_R \text{ la valeur de rang R})$$

Le temps de retour T, notion pratique, quoique très contestée, est donné par la relation :

$$T = \frac{1}{P} = \frac{1}{1-F}$$

Un échantillon de N valeurs de A_i , se caractérise par :

B.1 La moyenne algébrique

$$\bar{A} = \frac{\sum A_i}{N}$$

La variance ou moment centré d'ordre 2 (écart quadratique moyen ou écart type)

$$\sigma^2 = \frac{\sum (A_i - \bar{A})^2}{N-1}$$

Montrer que $\sigma^2 = \frac{1}{N-1} \times [\sum A_i^2 - N\bar{A}^2]$

B.2 Le moment centré d'ordre 3

$$\mu_3 = \frac{N}{(N-1) \times (N-2)} \times \sum (A_i - \bar{A})^3$$

B.3 Quelques lois statistiques

Le phénomène observé est généralement ajusté par des lois statistiques très nombreuses. Nous retenons ici quelques-unes qui font intervenir peu de paramètres et sont donc facilement utilisables:

- loi de GIBRAT-GALTON,
- loi de GOODRICH,
- loi de PEARSON III,
- loi de GUMBEL, loi de FRECHET.

B.3.1 Loi de GIBRAT-GALTON

La loi de GIBRAT-GALTON est proche de la loi normale ou loi de GAUSS, à l'expression de la variable près. En effet sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(Q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \times \int_{-\infty}^u \exp\left(\frac{-u^2}{2}\right) du$$

Elle est identique à celle de loi normale, dans laquelle la variable réduite est :

$$u = a \log(Q - Q_0) + b$$

Dans cette expression apparaissent trois paramètres d'ajustement.

Le paramètre Q_0 : il peut être calculé par la méthode des moments, qui a pour inconvénient d'introduire des distorsions pour les petits échantillons.

Cette méthode s'appuie sur les moments d'ordre 2 et 3, que nous avons définis précédemment ; on a l'expression :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{Q} - Q_0)^3}{\sigma^2 + 3(\bar{Q} - Q_0)^2}$$

Les paramètres d'ajustement a et b. Ils peuvent être calculés de deux manières : à l'aide des équations déduites des moments

$$\begin{cases} a = \frac{1.517}{\sqrt{\log\left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{Q} - Q_0)^2}\right]}} \\ b = \frac{1.1513}{a} - a \times \log(\bar{Q} - Q_0) \end{cases}$$

à l'aide des équations issues du maximum de vraisemblance

$$\begin{cases} a^2 = \frac{1}{\frac{\sum \log^2(Q_i - Q_0)}{N} - \frac{[\sum \log(Q_i - Q_0)]^2}{N^2}} \\ b = \frac{-a \times \sum \log(Q_i - Q_0)}{N} \end{cases}$$

Les calculs à la main des expressions ci-dessus sont ardues, mais avec les calculatrices électroniques de poche programmables ou non, on parvient aisément aux résultats recherchés.

B.3.2 Loi de GUMBEL et FRECHET

Appelées lois doublement exponentielles ou lois des valeurs extrêmes, elles se présentent, toutes deux, sous la forme

$$F(Q) = e^{-e^{-u}}$$

où $F(Q)$ est la fonction de non-dépassement avec :

$$u = \alpha(Q - Q_0) \text{ pour la loi de GUMBEL}$$

$$u = \alpha(\log Q - (\log Q)_0) \text{ et pour la loi de FRECHET.}$$

Ces lois font apparaître deux paramètres α et Q_0

Détermination des paramètres d'ajustement

Pour chaque type de loi, les paramètres d'ajustement se déduisent des paramètres statistiques selon le tableau suivant :

: Expressions selon GUMBEL et FRECHET

GUMBEL	FRECHET
$\bar{Q} = \frac{\sum Q}{N}$	$\overline{\log Q} = \frac{\sum \log Q}{N}$
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (Q - \bar{Q})^2}{N - 1}}$	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\log Q - \overline{\log Q})^2}{N - 1}}$
$\frac{1}{\alpha} = 0.780 \times \sigma$	$\frac{1}{\alpha} = 0.780 \times \sigma$
$Q_0 = \bar{Q} - 0.45 \times \sigma$	$(\log Q)_0 = \overline{\log Q} - 0.45 \times \sigma$

B.3.3 Calcul des débits de diverses fréquences

Ils se calculent directement par l'intermédiaire de la variable u tirée de la loi de répartition qui donne $u = -\log(-\log F)$

qu'on égale à :

$$u = \alpha(Q_F - Q_0) \text{ pour GUMBEL et}$$

$$u = \alpha(\log Q_F - (\log Q)_0) \text{ pour FRECHET}$$

Afin d'obtenir la valeur correspondante Q_F ou Q_T avec $T = \frac{1}{1-F}$

B.3.4 Test de validité d'un ajustement

La population étudiée est approximativement représentée par la loi choisie pour ajuster sa distribution statistique. L'on commet une erreur d'adéquation (erreur commise en adoptant une loi donnée). Sur un échantillon donné, plusieurs lois de distribution peuvent être appliquées, donnant des résultats qui peuvent diverger notablement d'une loi à l'autre.

Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le moins mauvais des ajustements

L'un des tests les plus usités est le test du χ^2 .

Soit un échantillon de N valeurs classées à étudier et pour lequel une loi de répartition F(X) a été déterminée. On divise cet échantillon en un certain nombre K de classes contenant chacune n_i valeurs expérimentales.

Le nombre v_i est le nombre théorique de valeurs (sur un échantillon de N valeurs) affectées à la classe i par la loi de répartition. Ce nombre v_i est donné par :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x)dx = N[F(x_i) - F(x_{i+1})]$$

$f(x)$ étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique

Le nombre χ^2 est défini par la relation :

$$\chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

variable aléatoire dont la répartition a été étudiée par PEARSON

Cette répartition dépend du nombre de degrés de liberté $K - 1 - p$, K étant le nombre de classes de l'échantillon et p le nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F.

Ainsi, nous avons pour la loi de GIBRAT-GALTON $p = 3$; et $p = 2$ pour les lois de GUMBEL-FRECHET.

B.3.5 Le procédé pratique de calcul

L'échantillon des N valeurs classées par ordre décroissant ou croissant est divisé en K classes arbitraires, telles que chaque classe i contienne au minimum un nombre $n_i \geq 5$ de valeurs expérimentales.

On détermine v_i , le nombre théorique de valeurs contenues dans la classe i par la relation

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x)dx = N[F(x_i) - F(x_{i+1})]$$

On calcule alors la valeur de :

$$\chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

On recherche sur les tables de PEARSON, la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degrés de liberté $K - 1 - p = \lambda$ (voir annexe n 4).

Si cette probabilité est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisant

Si elle est inférieure à 0,05, il y a de fortes chances pour que l'ajustement soit mauvais. Il est préférable de le rejeter.

N.B. Limites de la méthode

Le test du χ^2 , quoiqu'étant le plus usité, présente deux défauts :

L'opérateur garde une certaine liberté dans le choix du nombre de classes et chaque découpage risque de donner des valeurs de χ^2 très différentes ;

Le découpage en classes conduit, d'une part, à négliger les extrémités du rangement qui sont justement les plus importants à la fois pour l'utilisation pratique et pour l'ajustement, et d'autre part, à limiter le test aux valeurs centrales, ce qui est très restrictif.

C Hydrologie

Le calcul des débits de pointe en différents points d'un réseau d'eaux pluviales pour un événement pluvieux d'occurrence donnée (décennale, centennale etc...) dans une région précise du territoire, nécessite :

- une bonne connaissance statistique des précipitations qui peuvent s'y produire,
- une définition précise des caractéristiques des bassins versants, (c'est à dire des surfaces drainées en amont des points où s'effectuent les calculs), qui sont les opérateurs de la transformation de la pluie en débit:

C.1 Mesure des précipitations

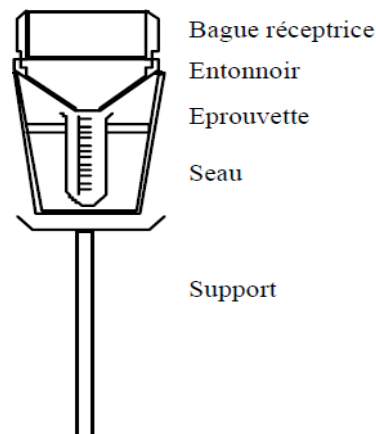
Les précipitations (pluie) sont mesurées dans des stations pluviométriques où les relevés se font soit manuellement (pluviomètres), soit à l'aide d'appareils enregistreurs (pluviographes).

Si pendant l'intervalle de temps Δt , l'on récupère le volume (V) à travers la surface (S) du récipient, la hauteur de pluie $H\Delta t$ (ou lame d'eau précipitée) est donnée par l'expression :

$$H_{\Delta t} = \frac{V}{S}$$

Le **pluviomètre** est un appareil où l'eau traversant une surface réceptrice est dirigée par un entonnoir vers un seau récepteur.

Un pluviomètre peut être associé à un pluviographe qui permet la mesure des hauteurs de pluie et leur intensité de manière automatique.



Hauteur d'eau précipitée

Si à travers une section de 1 m^2 on a recueilli au bout de un an 952 litres d'eau, ce volume représente une hauteur de 952 mm, on dira qu'il est tombé une hauteur $H = 952\text{ mm}$ en un an.

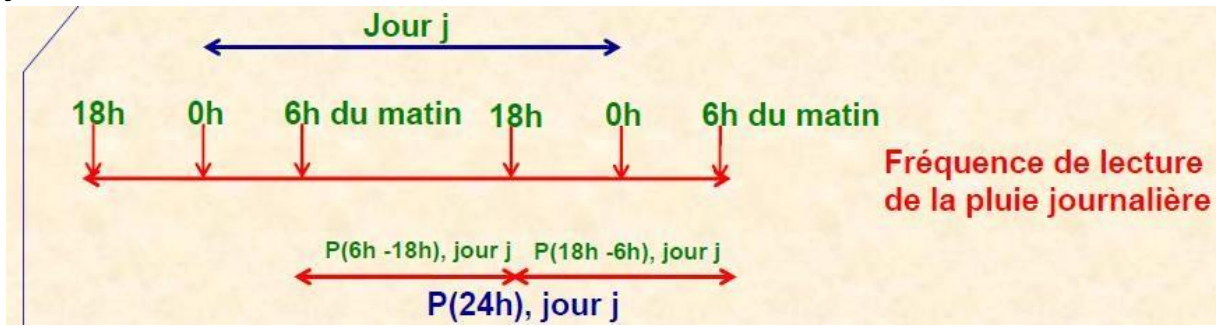
$$1\text{ mm d'eau par an} \cong 1\text{ litre} / \text{m}^2$$

La durée d'observation peut être de plusieurs décennies. Une pluie de 10 mm tombée sur un bassin au cours de 24 heures ne provoquera pas la même réponse du bassin que si elle est tombée en 12 heures ou en 48 heures. L'intensité des pluies représente la lame d'eau tombée par unité de temps.

C.2 Fréquences de lecture

Généralement la lecture se fait tous les jours à six (06) heures du matin. La pluie tombée entre 6h du matin du jour i et 6h du jour $i+1$ est appelée pluie du jour i . Si plusieurs lectures sont

faites, alors la pluie journalière représentera le cumul des lectures faites au cours d'une même journée.



La pluie maximale journalière annuelle: est la hauteur maximale de pluie enregistrée en 24h durant les 365 jours de l'année.

On calcule aussi les pluies ou modules pluviométriques mensuels et annuels à partir des pluies journalières. Le module pluviométrique mensuel P_m : est la hauteur d'eau tombée mensuellement en millimètre.

$$p_{mi} = \sum_{i=1}^n P_j$$

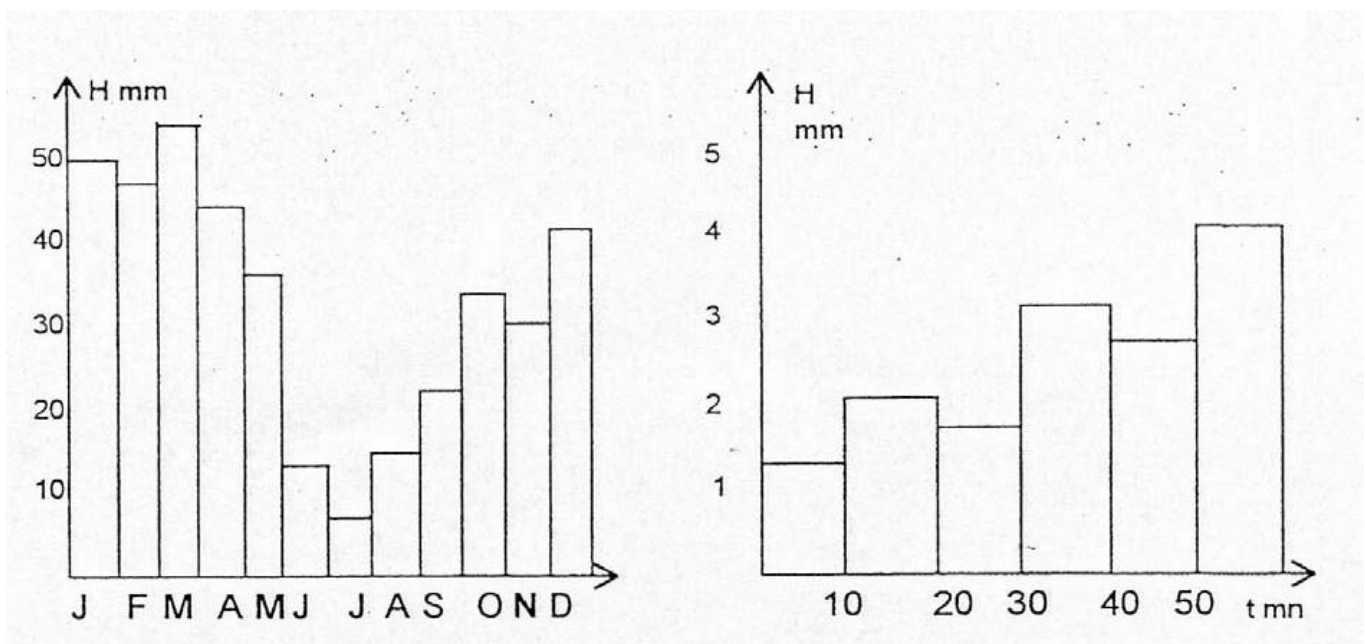
P_j est la pluie journalière (n= 28, 29, 30 ou 31 jours.)

Le module pluviométrique annuel P_a : est la hauteur maximale de pluie tombée annuellement en millimètre.

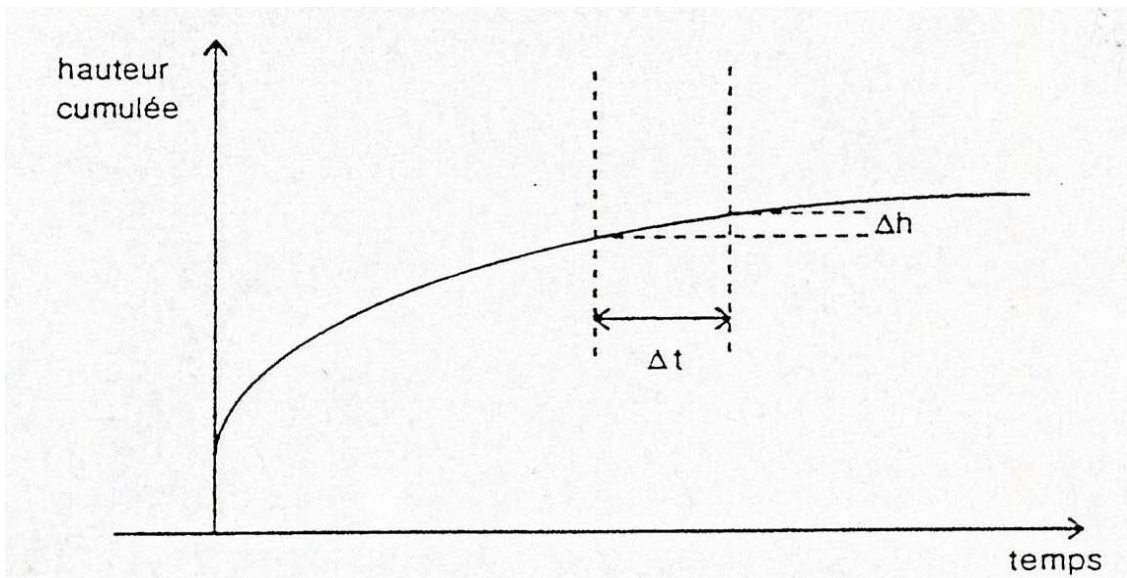
$$p_a = \sum_{i=1}^{365} P_{mi}$$

Les observations effectuées sont exploitées sous différentes formes :

L'**Hyétoqramme** est un Graphique représentant l'intensité de la pluie (en mm/h ou mm/j) en fonction du temps. La représentation de l'intensité de la pluie demande l'acquisition de données sur un pas de temps réduit (heures ou jours).



: Courbe des hauteurs cumulées en fonction du temps. (en mm/h ou mm/j)



: représentation Graphique la hauteur de pluie cumulée en fonction du temps (en mm/h ou mm/j)

Les objectifs des traitements statistiques faits sur les mesures de précipitations acquises au niveau des stations météorologiques sont :

- tester la validité des mesures, détecter une valeur erronée ou compléter les lacunes de données ;
- appliquer une statistique descriptive (analyse ponctuelle et spatiale), à des séries chronologiques pour en tirer des informations utiles (condenser les informations, caractériser différents aspects des précipitations comme la fréquence d'un événement pluvieux, tirer des lois etc.).

Ces informations seront utilisées pour estimer principalement les débits de crue nécessaires pour tout projet dans les aménagements hydrauliques.

Une série de mesures d'une seule station peut être utile dans :

- le tracé d'une courbe des hauteurs de pluie cumulée ;
- le tracé du hyétogramme ;
- la définition du temps de retour d'un projet ;
- le tracé des courbes IDF (intensité-durée-fréquence).

L'Intensité de précipitation

Soit que, l'on ait enregistré au pluviographe la courbe des hauteurs cumulées pour une averse. Si à l'intervalle de temps Δt correspond la variation de hauteur Δh , l'intensité moyenne i_m associée à l'intervalle de temps Δt est définie par le rapport :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

En se déplaçant le long de la courbe, les deux verticales espacées de Δt , on lira pour chaque position la valeur de Δh . L'intensité moyenne maximale de l'averse associée à la valeur Δt est définie par :

$$i_m = \max \left(\frac{\Delta h}{\Delta t} \right) = \frac{\max(\Delta h)}{\Delta t}$$

On recommence l'expérience pour une nouvelle valeur de Δt et l'on constatera que l'intensité moyenne maximale diminue quand Δt augmente.

C.3 Courbes Intensité - Durée - Fréquence (IDF)

La probabilité pour qu'une intensité i d'une précipitation (caractérisée par sa hauteur et sa durée) ne soit pas atteinte ou dépassée conditionne les caractéristiques des projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques. Pour la variable aléatoire i (intensité de pluie), cette probabilité dite fréquence de non-dépassement ou probabilité de non-dépassement est donnée par l'expression :

$$F(xi) = P(i \leq xi)$$

Son complément à l'unité noté $1 - F(x_i)$ est appelé probabilité de dépassement ou fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition.

On définit alors le temps de retour T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement et donné par l'expression :

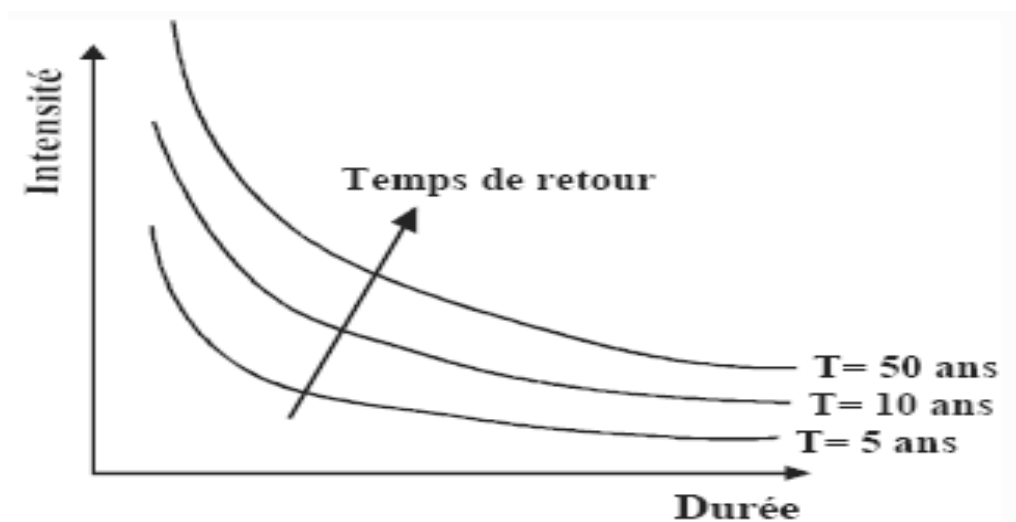
$$T = \frac{1}{1-F(x_i)}$$

Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour T est l'intensité qui sera dépassé en moyenne toutes les T années.

Remarques : Les courbes IDF mettent en relation l'intensité, la durée et la fréquence d'apparition des pluies qui sont liées par deux lois générales de pluviosité.

Pour une même fréquence d'apparition (donc un même temps de retour), l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.

A durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).



: Les courbes IDF

Par exemple, si l'on dit que la pluie de hauteur (i) mm est une pluie de période de retour 5 (10 ; 20 etc) ans, cela signifie que statistiquement, cette pluie a été enregistré une fois en 5 (10 ; 20 etc) ans. Il est à noter qu'une pluie de période de retour T ans peut cependant arriver plusieurs fois dans une même année.

Les courbes IDF, permettent :

- à synthétiser l'information pluviométrique en une station précise ;
- de calculer les débits projets utilisés en modélisation hydrologique ;
- d'estimer des débits de crue.

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées pendant une longue période à une station donnée. Les courbes obtenues peuvent être construites de manière analytique ou statistique.

C.3.1 Représentation analytique

Il existe plusieurs expressions analytiques de représentation de l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée. Nous pouvons citer entre autre :

➤ celle de TALBOT : $i = \frac{A}{B+t}$

➤ celle de MONTANA : $i = a \times t^{-b}$

t est l'intervalle de référence, considéré au cours du dépouillement exprimée en mn

i est Intensité exprimée en mm/h ou mm/mn.

a , b , A , B sont des paramètres régionaux qui dépendent du lieu où se trouvent la station pluviométrique et de la période de retour de l'averse.

L'analyse systématique de toutes les averses survenues au cours d'une période de plusieurs années à une station, permet de dresser un tableau donnant les intensités observées en fonction de la durée de référence t ou Δt et la période de retour T . On trace alors un graphique à 3 entrées: l'intensité, la durée et la période de retour correspondant à la fréquence choisie. Au nuage de points représentant chaque période de retour, on définit des courbes (IDF) donnant $i = (T)$ pour différentes périodes de retour T .

C.3.2 Représentation statistique (méthodes probabilistes)

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. L'analyse fréquentielle peut s'appliquer si on ne présuppose pas une loi connue (de type Montana, etc.) et si on s'intéresse à des événements rares, donc extrêmes. Les données recueillies sont alors ajustées, à un pas de temps choisi, à une loi statistique qui doit décrire relativement bien la répartition des extrêmes. C'est l'analyse fréquentielle.

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

L'analyse fréquentielle d'une série d'intensités maximales de pluie permet de déterminer le temps de retour d'une valeur particulière. Il n'est en revanche et a priori pas possible de répondre à d'autres questions pertinentes qui peuvent se poser à l'ingénieur.

Par exemple, la notion de temps de retour ne permet pas de répondre aux questions où q est la probabilité que l'événement ne se produise pas dans une année en particulier.

La prédiction d'un événement hydrologique repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus. Ces modèles décrivent la probabilité d'apparition d'un événement de valeur donnée.

Avant de commencer tout travail, il est primordial de formuler clairement les buts de l'analyse et d'adapter la démarche en conséquence. A cet égard, en hydrologie, l'un des critères essentiels est certainement l'échelle spatio-temporelle : étudier le comportement des crues dans un micro-bassin urbain (à très faible temps de concentration) avec des données de pluie au pas de temps mensuel n'aurait pas de sens.

C.3.3 Choix du modèle fréquentiel

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel (Loi Normale, loi log normale, loi de Gumbel...) et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible.

Chapitre IV : Ouvrages de collecte des eaux de la plateforme

A Introduction

Il s'agira ici de l'assainissement de la plate-forme et des ouvrages qui le permettent. En fonction du type de la route et de son emprise, Les ouvrages qui assurent la collecte des eaux de ruissellement seront placés, soit en bordure, soit en terre-plein central. Il s'agit essentiellement des caniveaux, des fossés plats, des bordures et des bourrelets. Les ouvrages de concentration des eaux, tels que les avaloirs, les regards, les raccordements bourrelet- descente d'eau, puis les ouvrages d'évacuation des eaux de la plate-forme tels que les descentes d'eau, les têtes de buses, et divers autres raccordements complèteront cette étude.

Le projet de collecte des eaux superficielles commence aussi par une étude sommaire ou avant-projet, qui consiste à examiner tous les facteurs relatifs à l'assainissement, qui peuvent avoir une influence sur les choix à effectuer lors de l'étude et sur l'estimation du projet.

Une des étapes consiste à estimer, sans aller dans le détail, le coût sommaire du projet. Il sera facilité par un relevé sur un plan (généralement au 1/5000 en avant-projet sommaire et un plan du réseau au 1/1000 ou 1/2000 en phase d'avant-projet détaillé) et sur le profil en long, des sections supposées homogènes de voie qui seront équipées du même type de réseau. Le dimensionnement des ouvrages n'est pas nécessaire ici, sauf si le choix de l'ouvrage et son dimensionnement peuvent avoir une influence notable sur les coûts du projet.

Une deuxième étape consiste à identifier les exutoires susceptibles de recevoir les eaux collectées et faire une étude sommaire de leur capacité à recevoir les débits des eaux qui y seront évacuées. Puisque la chaussée peut faire l'objet de pollutions accidentelles, les eaux collectées sont susceptibles d'être polluées suite à cette éventuelle pollution accidentelle. Il y a donc lieu de faire une étude de vulnérabilité des exutoires identifiés, afin d'éviter toute pollution des cours d'eaux ou rivières environnants ou encore des aquifères sous-jacentes.

La troisième étape va consister à identifier les bassins versants naturels qui sont susceptibles de diriger leurs eaux sur l'ouvrage routier à construire. Ces bassins versants doivent également être reportés sur le plan.

B Les réseaux

Il s'agit de définir les réseaux constitués essentiellement des ouvrages de collecte, de concentration des eaux et de leur évacuation. La définition de ces réseaux se fait essentiellement à partir des sections homogènes (en déblai, en remblai élevé, en dévers, celles où il existe un terre-plein central si c'est le cas et les sections des déblais qui sont susceptibles de recevoir, de la part du terrain naturel, des débits importants) définies sur le plan et le profil en long.

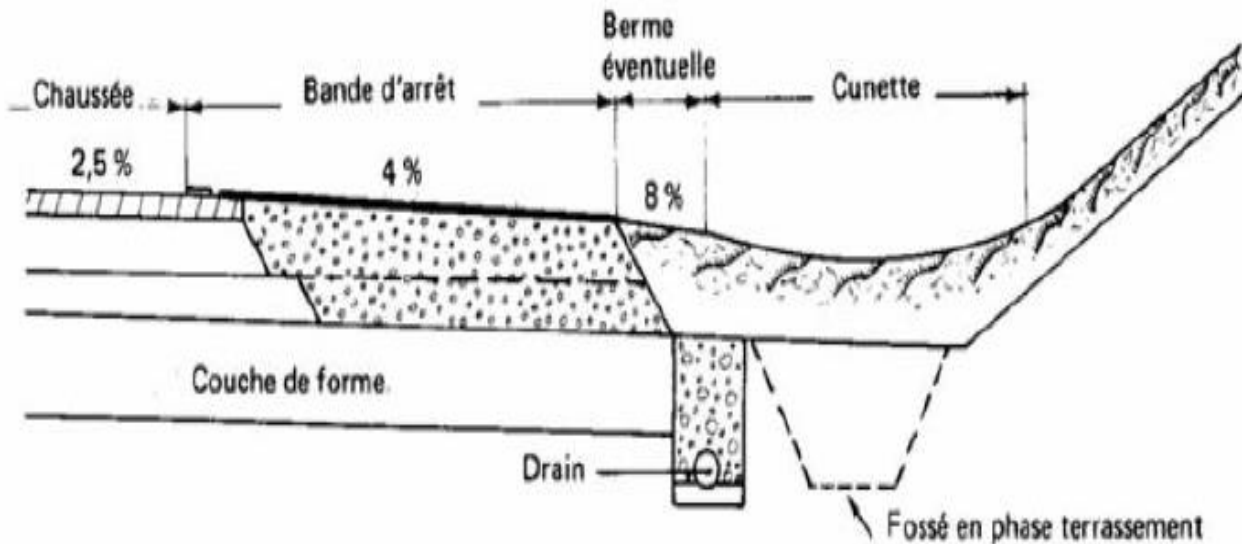
Ensuite, il faudra caractériser les chaussées et les talus par leurs largeurs, leurs pentes et leurs coefficients de ruissellement, caractériser les réseaux par leurs origines et leurs extrémités, caractériser les emplacements des liaisons transversales imposées par le tracé, caractériser les points hauts et bas, la pente du projet ainsi que les changements de pente, la pente du terrain naturel aux voisinages de l'ouvrage.

B.1 Les réseaux de pieds de talus de déblai

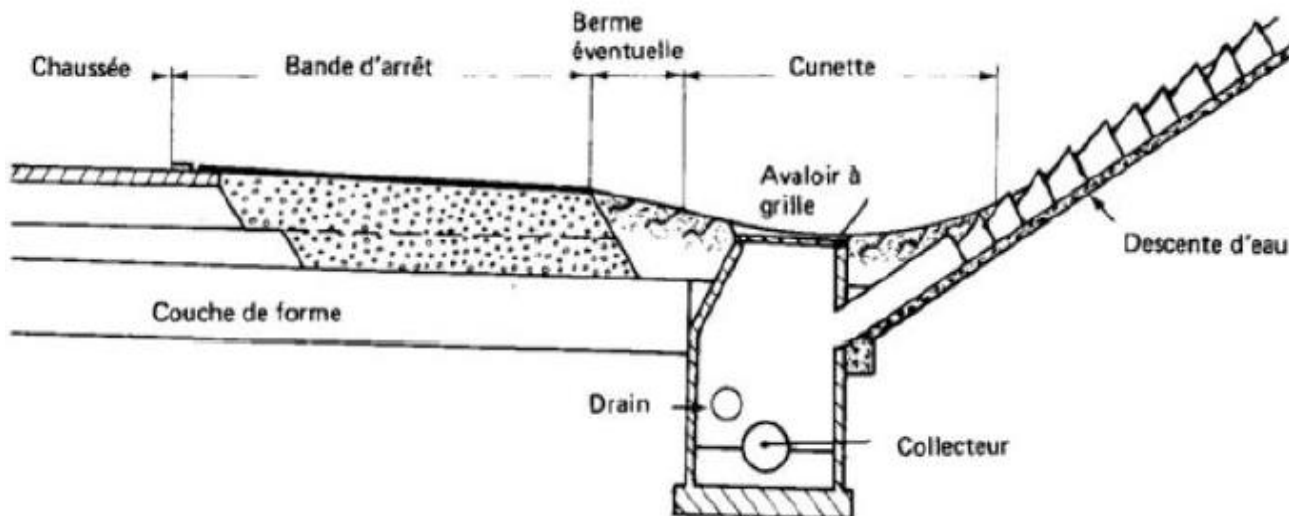
Un réseau longitudinal constitué de fossés peu profonds appelés fossés plats comme par exemple des cunettes (voir plus loin) aux formes douces pour améliorer la sécurité ou de caniveaux profonds, chargés de récupérer les eaux issues de la chaussée, du talus et de l'accotement. Les

eaux récupérées par ce réseau sont rejetées dans un collecteur revêtu. Des regards et avaloirs associés sont des ouvrages de concentration qui assurent la transmission des eaux recueillies par les ouvrages de collecte (cités ci-dessus, mais également les bordures et les bourrelets, voir plus loin) vers les dispositifs d'évacuation situés hors de la plateforme.

Si les eaux de ruissellement sont collectées à différents niveaux sur le talus en crête ou sur les bermes, il faudra prévoir des ouvrages de raccordements (figures suivantes) tels que les raccordements de descente d'eau à cunette ou encore descente d'eau à collecteur.



: réseau de pied de talus de déblai

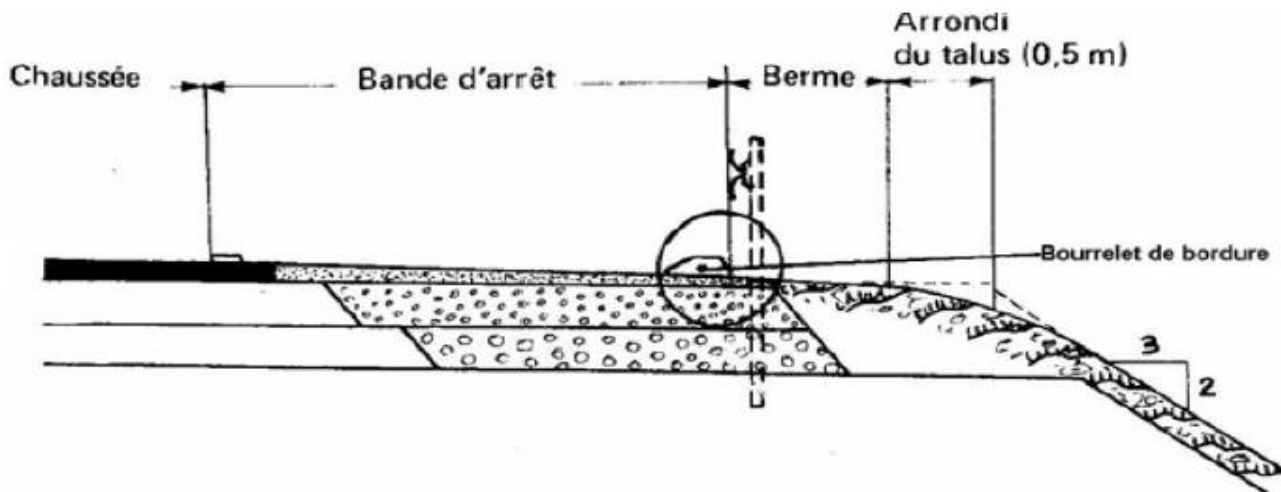


: raccordement descente d'eau-collecteur

B.2 Les réseaux d'assainissement d'un talus de remblai

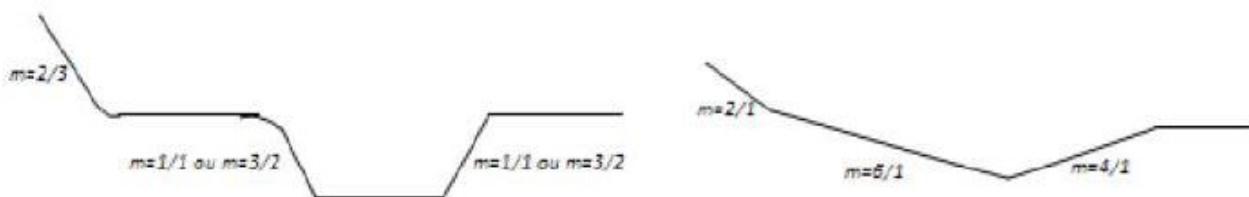
Lorsqu'une route est en remblai, l'une des choses les plus redoutées est l'érosion du talus, due aux eaux qui vont ruisseler. Le risque d'érosion est d'autant plus élevé que le talus est haut ou que sa pente est forte. Ce risque est également fonction de l'intensité locale des pluies, mais aussi de la cohésion du sol et de la présence ou non de la végétation. C'est pour cela qu'il y a lieu de prévoir en plus du réseau de crête de talus de remblai, un réseau longitudinal, pour empêcher les eaux de ruisseler directement sur le talus ; le but étant de les diriger (grâce à un

raccordement aux descentes d'eau) vers des emplacements aménagés en conséquence, c'est-à-dire les descentes d'eau qui sont placées en moyenne tous les 40 m. Pour le cas de la plupart des pays du Sahel caractérisés par les averses de fortes intensités, ce réseau devient nécessaire dès que les talus dépassent 2 m. Pour les pluies moins intenses, il faudra attendre que les talus dépassent 4 m. Le réseau de crête de talus de remblai est constitué de bourrelets en enrobé ou de bordures (voir détails plus loin) posés à plat, placés à la limite de la partie imperméabilisée de la chaussée ou de la bande d'arrêt d'urgence.



: réseau de crête de talus de remblai

Les eaux interceptées par le réseau de crête de talus de remblai et collectées par les descentes d'eau parviennent au pied de talus. Lorsque les débits deviennent importants et lorsqu'elles sont évacuées librement, elles peuvent créer des érosions au pied de talus ; ce qui est susceptible d'être préjudiciable pour l'ouvrage routier ou encore créer des dommages pour des riverains. Il faudra bien sûr les collecter et les canaliser vers les exutoires ou vers un ouvrage de traversée (voir plus loin). Le réseau qui permet de récupérer ces eaux est appelé réseau de pied de talus de remblai, disposé au moins à 1 m du pied de talus. La figure suivante représente les différentes variantes d'un tel type de réseau.



: réseau de pied de talus de remblai

B.3 Réseaux d'assainissement d'un talus de déblai

Les talus de déblai ne sont pas fréquents (pas courants), peuvent s'avérer nécessaire lorsque l'emprise de la chaussée est contenue entre les flancs d'éléments en hauteur (une colline par exemple) ou taillée dans un élément en hauteur. L'érosion des talus d'un tel type d'ouvrage dépend, en plus de la pluviosité, de la cohésion de la roche dans laquelle la route a été taillée ou des roches qui bordent cette route ; mais aussi de l'étendue de la route et des pentes du talus. Vue l'importance économique de la route, ces talus sont souvent revêtus, dans le cas où ils ne sont pas assez cohésifs ou engazonnés.

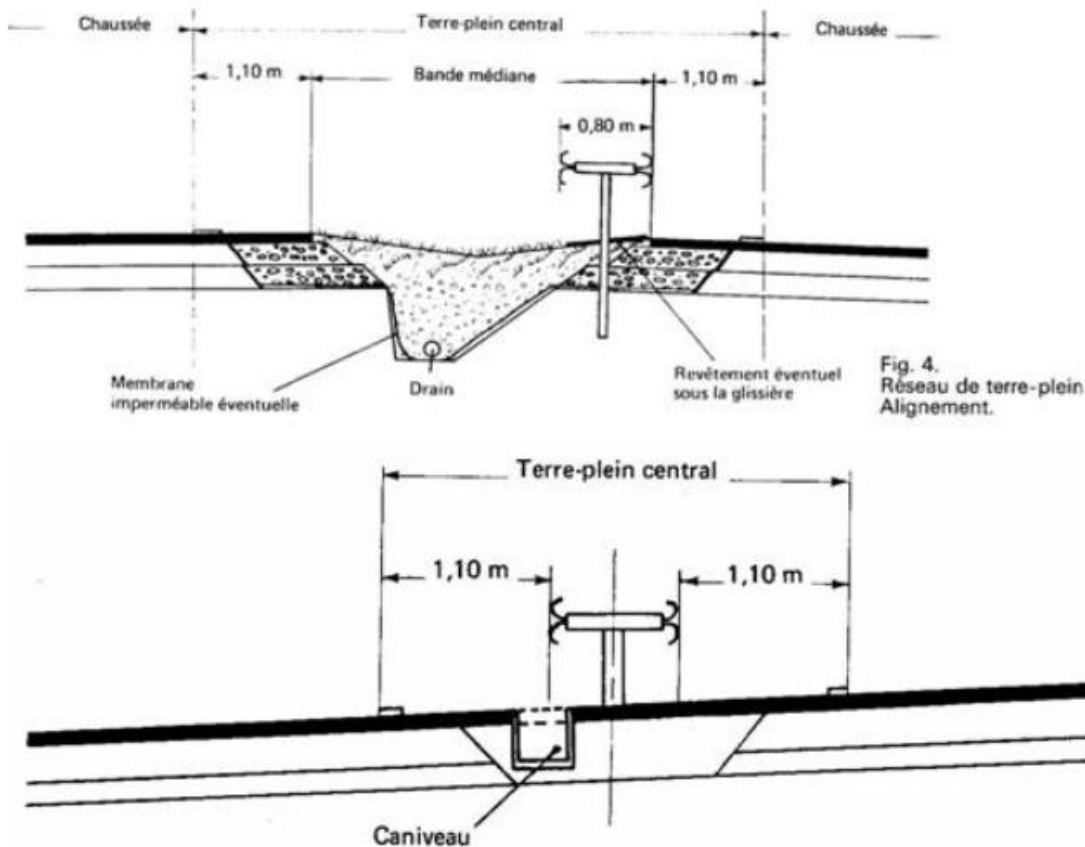
S'ils le sont assez ou s'ils sont bien stabilisés et le rôle de l'assainissement d'un tel type d'ouvrage se limite à un rôle de prévention et d'entretien contre l'érosion (lente, mais certaine) des talus pour maintenir pendant longtemps leur stabilité, mais aussi contre l'infiltration dans le talus. Ce réseau est dit réseau de crête de talus en déblai.



: Réseaux d'assainissement d'un pied de talus de déblai

B.4 Réseau de terre-plein central

C'est un réseau qui a pour rôle de protéger toute la plate-forme, surtout lorsque le terre-plein central n'est pas revêtu. Lorsque le terre-plein central est revêtu, un caniveau situé dans la partie basse du terre-plein central permet de drainer les eaux de la chaussée et de la plate-forme. Dans le cas où il n'est pas revêtu (engazonné par exemple), un drain principal, décalé par rapport à l'axe du terre-plein central (pour tenir compte de la présence de zones plantées et de glissières), permet de drainer les eaux de la plate-forme. En déblai, pour des plateformes assez larges, il faudra prévoir une tranchée drainante profonde, laquelle devrait par ailleurs permettre de contribuer au rabattement d'éventuelle nappe.



: Réseau de terre-plein central

B.5 Ouvrages transversaux et de raccordement

Les ouvrages transversaux sont ceux qui assurent le transfert d'un réseau à un autre. On distingue les descentes d'eau et les traversées sous chaussées. Les ouvrages de raccordement quant à ceux qui sont situés à chaque point de ramification, de rejet ou encore de changement de nature d'ouvrage. On distingue les regards, les têtes de collecteur et les ouvrages de raccordement.

C Les données

L'une des données les plus importantes pour le dimensionnement des ouvrages et des différents réseaux est la pluviométrie de la zone de projet. A laquelle on peut ajouter l'évaporation de la zone, qui sera négligée sans trop d'erreur si cette donnée n'est pas accessible, car les surfaces à assainir sont faibles. En plus de ces données, les données topographiques sont essentielles et devraient permettre d'identifier les potentiels exutoires.

Les contraintes liées au rejet des eaux hors de la plate-forme devraient être évaluées (à l'aide des éventuelles données sur la pollution accidentelle des chaussées) afin d'anticiper sur les différentes pollutions contre lesquelles il faut se prémunir. La courbe intensité-durée-fréquence (IDF) reliant les intensités des pluies à leurs durées pour chacune des fréquences de leur apparition est d'une importance capitale dans cette phase du projet.

Elle permet d'estimer le débit issu de la plate-forme afin de l'apprécier, par rapport aux débits admissibles des exutoires identifiés ou pour dimensionner des bassins écrêteurs de crue ou des bassins d'infiltration (dans le cas où les débits admissibles des exutoires identifiés sont faibles, comparativement aux débits issus des plateformes). L'estimation du débit provenant de la plate-forme se fait à partir des données pluviométriques, par la formule dite formule rationnelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \frac{1}{3600} CiA \quad \text{avec } Q \text{ en } l/s; A \text{ en } m^2 \text{ et } i \text{ en } mm/h \\ \text{ou } Q = 2,78CiA \quad \text{avec } Q \text{ en } l/s; A \text{ en } ha \text{ et } i \text{ en } mm/h \\ \text{ou } Q = \frac{1}{3,6} CiA \quad \text{avec } Q \text{ en } m^3/s; A \text{ en } km^2 \text{ et } i \text{ en } mm/h \end{array} \right.$$

Q est le débit évacué ; A est l'aire de la surface de la plate-forme (ou du bassin) qui alimente le réseau et C est le coefficient moyen de ruissellement de la plate-forme (dépendant de son imperméabilisation). Il prend la valeur de 0,7 pour le calcul du réseau latéral et 0,9 pour le calcul du réseau de terre-plein central.

i est l'intensité de l'averse de durée t_e (durée définie comme temps d'équilibre t_e). De façon générale, on a coutume, pour simplifier les calculs, de prendre, pour la période de retour (fréquence) choisie, un temps d'équilibre $t_e = 15 \text{ minutes}$. En revanche, pour un réseau court (cas inférieur à 200 m) ou lorsque l'ouvrage est revêtu, on prend un temps d'équilibre $t_e = 10 \text{ minutes}$. Pour la collecte des eaux superficielles, les ouvrages seront dimensionnés, lorsqu'il s'agit des autoroutes et voies rapides urbaines, pour une période de retour de 10 ans, en vérifiant que pour une pluie de période de retour de 25 ans, l'eau n'atteint pas le bord de la chaussée (ou de la bande d'arrêt d'urgence pour les autoroutes, lorsqu'on suppose que les bermes font partie de l'ouvrage superficiel). Pour les routes, cette période de retour va varier de 10 ans à 5 ans, suivant l'incidence du débordement.

D Dimensionnement des ouvrages

Les ouvrages sont essentiellement soumis à des contraintes de pente, pour les pentes inférieures à 1%, Pour de fortes pentes (3,5 à 4% pour éviter de générer des fortes vitesses capables de produire l'érosion de l'ouvrage) comme pour des zones où l'on désire éviter les infiltrations, il est recommandé de mettre en place des ouvrages revêtus.

Dès lors que les conditions précitées ne sont pas vérifiées, il est recommandé d'engazonner l'ouvrage. Ce qui aura pour conséquence de diminuer le débit (par augmentation de la rugosité) et donc de d'augmenter le temps de parcours. Dans tous les cas, il faut privilégier les conditions de sécurité des usagers et les conditions d'entretien et d'exploitation.

Il est cependant important pour le projeteur de respecter les deux principes suivants :

Rejeter chaque fois que cela est possible, les eaux hors de la plate-forme afin de diminuer le débit à transiter dans les ouvrages, et donc leur coût (la traversée des zones sensibles à la pollution des eaux peut conduire localement à des dispositions différentes).

Utiliser au maximum les ouvrages superficiels dont les coûts d'investissement et d'entretien sont plus faibles que ceux des ouvrages enterrés.

E Principe de dimensionnement

Ici nous présentons un moyen simple pour vérifier l'ordre de grandeur du débit à évacuer. Pour une averse d'intensité supposée constante qui tombe sur une plate-forme, une partie s'infiltré, une autre (supposée négligeable) s'évapore et le reste ruisselle. Lorsque le débit à l'exutoire et en tout point du réseau devient constant, on dira qu'on a atteint le débit d'équilibre. Le temps nécessaire à l'établissement de ce débit d'équilibre est appelé temps d'équilibre. Ce temps joue le même rôle que le temps de concentration qui est le temps que met la goutte d'eau qui tombe au point le plus éloigné du bassin versant pour parvenir à l'exutoire. L'averse critique est celle dont la durée est égale au temps d'équilibre de l'ensemble plateforme et réseau (l'ouvrage étant

déjà choisi a priori et on cherche à voir s'il convient) et éventuellement le bassin versant (si ses eaux s'écoulent vers l'emprise de l'ouvrage). Ce temps d'équilibre dépend des caractéristiques de la plate-forme (géométrie et rugosité), des caractéristiques de l'ouvrage que l'on teste et de l'intensité de la pluie. Pour déterminer ce temps et l'intensité de l'averse qui lui correspond, plusieurs formules existent, notamment :

La formule empirique de KIRPICH

$$T_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1,15}}{H^{0,38}}$$

T_c est le temps de concentration en minute ;

L est la distance, en mètre, entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin considéré ;

H , est la dénivelée en mètre entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin considéré.

La formule de RICHARDS

$$\frac{T_c^3}{T_c+1} = g \times \frac{k}{CR} \times \frac{L^2}{P}$$

k est un coefficient fonction du produit CR

L est la longueur en km du chemin hydraulique; de façon empirique, on prend :

$$L = 2\sqrt{S} ; R = H + \frac{H}{T_c} \text{ avec } H \text{ la hauteur en mm de l'eau tombée pendant la durée } T_c .$$

Ou encore $R = i_c (1 + T_c)$ où i_c est l'intensité moyenne de la pluie en mm/h correspondant à T_c en heure.

C est le coefficient de ruissellement du Bassin versant considéré. Les approximations suivantes sont adoptées pour le coefficient k .

$$k = \frac{0,112}{(CR)^{0,51}} \text{ pour } 0 < CR < 55 ; k = \frac{0,26}{(CR)^{0,72}} \text{ pour } 55 < CR < 200$$

Ainsi, le temps de concentration peut être déterminé par itération. On peut prendre, pour simplifier les calculs (avant-projet sommaire), les temps d'équilibre renseignés dans un paragraphe précédent.

Lorsque l'ouvrage à dimensionner est choisi, on calcule le débit qu'il est capable d'évacuer (débit capable Q_c) par la formule de Manning-strickler ($Q_c = K_S S R_H^{2/3} \sqrt{I}$). Il est à noter que cette formule n'est valable que pour les écoulements en régime permanent, à éviter donc pour les petits ouvrages hydrauliques. Des tables appropriées fournissent les valeurs du coefficient de Strickler pour simplifier les calculs.

: Valeurs du coefficient de rugosité pour quelques matériaux

Nature	Valeur de K
Ouvrage en terre	33
Ouvrage taillé dans un sol rocheux	25
Ouvrage en béton	37

En fonction de la nature de l'ouvrage, la vitesse d'écoulement croît avec la hauteur d'eau dans le fossé. Au-delà d'une certaine hauteur d'eau, la vitesse de l'eau dépasse la limite supportable par un sol meuble sans érosion. Dans ces conditions, l'ouvrage commence par se dégrader jusqu'à se détruire assez rapidement. Il y a donc lieu, pour des ouvrages en terre, d'imposer des vitesses limites.

: Valeurs de vitesses limites maximum

Nature	Vitesse maximum en m/s
Sables fins argileux ou limons argileux	0,75
Limons ou argiles sableux (sable < 50%)	0,90
Argiles compactes	1,10
Mélanges de graviers, sables et limons	1,50
Graviers, cailloux moyens	1,80
Zones rocheuses ou béton (conseil)	3,50

Les vitesses minimales varient également entre 0,4 m/s à 0,5 m/s pour les sables fins à 1,50 m/s à 1,80 m/s pour les gros cailloux. Le débit maximum admissible dans un premier temps doit être évalué avant tout autre démarche. Sa valeur est donnée par :

$$Q_{cmax} = V_{max} \times S$$

S est la section mouillée de l'ouvrage. Cette première indication guide le choix de l'ouvrage. Dès lors que cette condition est respectée et que l'ouvrage est choisi, il s'agit de le dimensionner, c'est-à-dire trouver la longueur sur laquelle il s'étendra.

Puisque la plate-forme est supposée de largeur constante, alors le débit ruisselé par la plate-forme, donné par la formule rationnelle, dépend de la longueur L de la plate-forme ($A = L \times l$), l étant la largeur de la plate-forme) et de l'intensité i , on écrira donc $Q(i, L)$. Le dimensionnement va consister à calculer ce qui va être appelé la longueur de saturation de l'ouvrage, c'est-à-dire la longueur de la plate-forme pour laquelle le débit ruisselé va équivaloir au débit capable (ouvrage plein ou à la hauteur fixée).

Ainsi, lorsque l'intensité de l'averse est déterminée pour le temps d'équilibre fixé :

alors l'ouvrage choisi convient bien au débit ruisselé, Si $Q(L) < Q_c$

Si $Q(L) > Q_c$, la longueur d'équilibre L_e est inférieure à la longueur L du réseau, il est alors saturé, on lui associe alors un ouvrage plus performant, en modifiant en conséquence les dimensions de l'ouvrage courant ou tout simplement on recommence le calcul avec un autre type d'ouvrage.

Ces différents calculs supposent que la géométrie de la plate-forme ainsi que celle de l'ouvrage sont connues.

En effet, en ce qui concerne l'ouvrage, pour calculer le débit capable, on a besoin de la section mouillée, du périmètre mouillé. Nous détaillons ci-après les calculs de ces éléments géométriques pour quelques ouvrages courants, tels que les fossés plats et les fossés profonds.

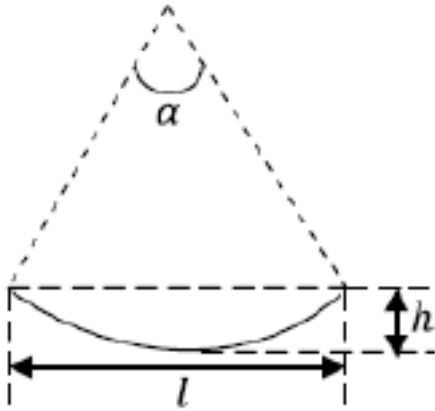
F Quelques types d'ouvrages superficiels

Nous résumons ici quelques types d'ouvrage qui permettent la collecte des eaux de la plate-forme et leur évacuation hors de la plate-forme.

F.1 Fossés plats ou encore fossés peu profonds

Ce sont les fossés qui sont couramment utilisés en pieds de talus de déblai ou dans les régions où l'intensité des précipitations sont faibles. Lorsque ces ouvrages sont engazonnés, le coefficient de Strickler est inférieur à 70. S'ils sont revêtus, leur coefficient de Strickler va dépendre du type de revêtement. On en distingue de trois types, à savoir :

F.1.1 Les cunettes



Le théorème de Pythagore permet d'écrire que :

$$(R - h)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2 = R^2, \text{ on en déduit}$$

$$R = \frac{h}{2} + \frac{l^2}{8h},$$

on en déduit

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2R} \Rightarrow \alpha = 2 \operatorname{Arcsin} \left(\frac{l}{2R} \right)$$

$$\text{et } P = \alpha R$$

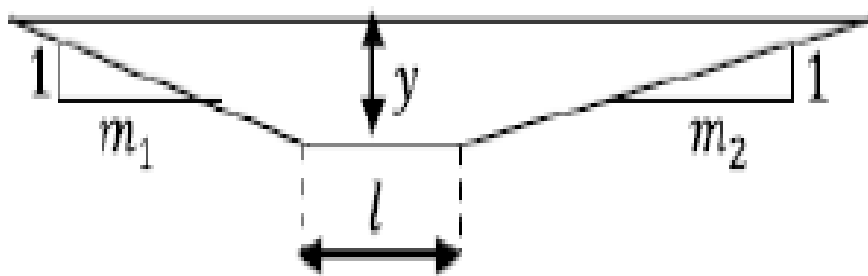
$$S = \frac{R^2 \alpha}{2} - \frac{(R-h)l}{2};$$

$$(R - h) = R \cos \frac{\alpha}{2} \text{ et } \frac{l}{2} = R \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$\text{Alors } S = \frac{R^2 \alpha}{2} - R \cos \frac{\alpha}{2} R \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{R^2}{2} (\alpha - \sin \alpha) \text{ et}$$

$$R_H = \frac{R(\alpha - \sin \alpha)}{2\alpha}$$

F.1.2 Les fossés trapézoïdaux



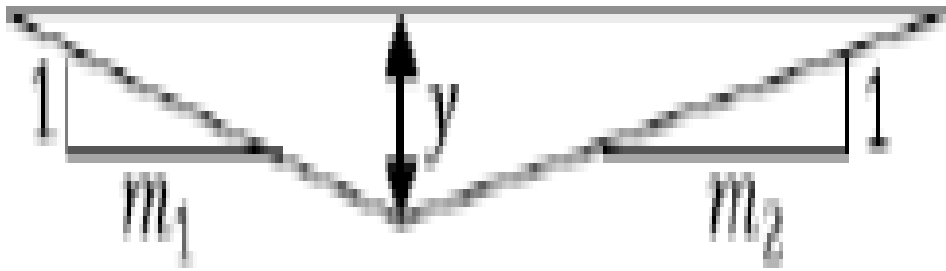
$$P = l + y \left(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2} \right)$$

$$S = \frac{(m_1 y + l + m_2 y + l) y}{2} = \frac{y}{2} (m_1 y + m_2 y + 2l)$$

Les conditions d'application, permettant d'assurer la sécurité des usagers sont :

$$m_1 > 4 \text{ et } m_2 > 4 \text{ ou encore } m_1 > 6 \text{ et } m_2 > 3$$

F.1.3 Les fossés triangulaires (cas particulier du cas précédent)



$$P = y \left(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2} \right)$$

$$S = \frac{(m_1 y + m_2 y + l)y}{2} = \frac{y}{2} (m_1 y + m_2 y)$$

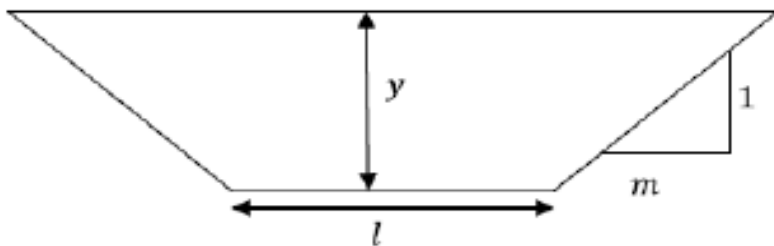
Avec : $m_1 > 6$ et $m_2 > 4$ ou encore $m_1 > 4$ et $m_2 > 6$

F.2 Fossés profonds

Les canaux profonds jouent le même rôle que les fossés plats, mais au pied de remblai ou lorsque les intensités des averses sont relativement élevées. Ce sont des ouvrages de forme trapézoïdaux de façon générale isocèle. Lorsque le débit à évacuer est faible ou encore dans les cas particuliers des zones urbaines, on peut avoir des caniveaux de forme rectangulaire.

F.2.1 Formes trapézoïdales

Lorsque les fossés sont réalisés en terre, le coefficient de rugosité k est compris entre 20 et 30 alors que pour les fossés revêtus, nous avons $50 \leq k \leq 80$.



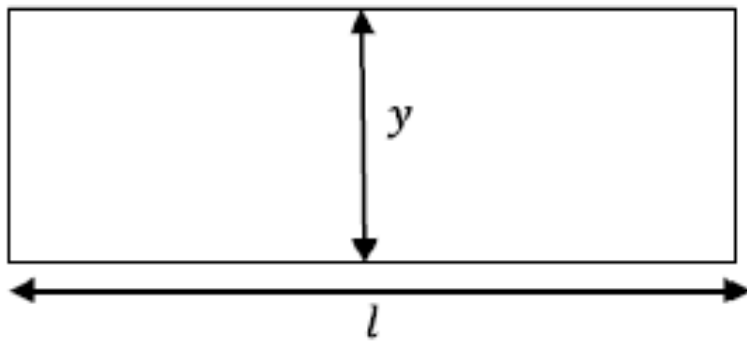
Les dimensions de ce type d'ouvrage sont obtenues en faisant $m_1 = m_2 = m$, alors :

$$P = l + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

$$S = y(my + l)$$

F.2.2 Formes rectangulaires

Le coefficient de rugosité varie entre 50 et 80, pour ces types de fossés. Les résultats se déduisent du cas ci-dessus en posant $m = 0$.

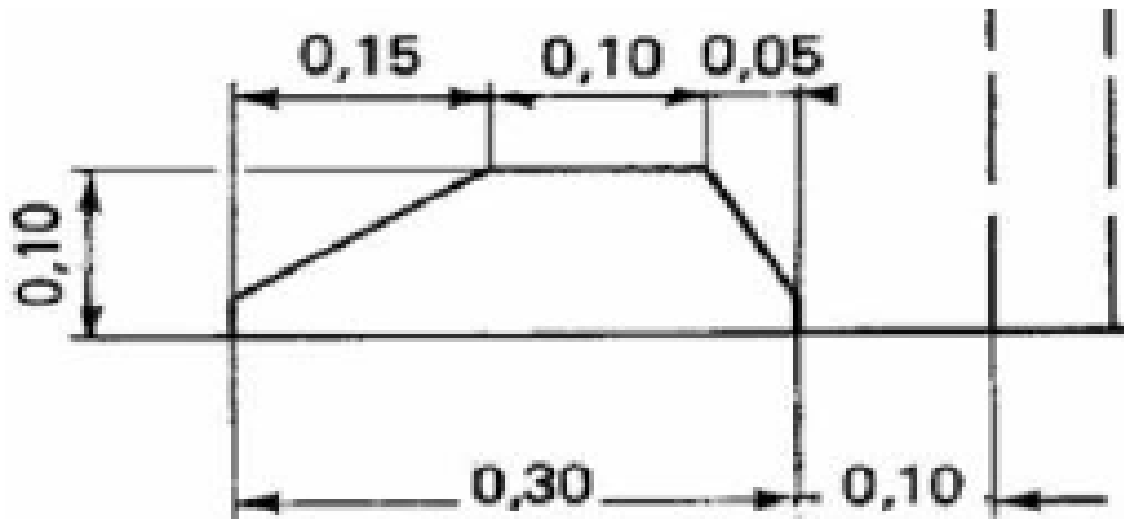


Les dimensions de ce type d'ouvrage sont obtenues en faisant $m_1 = m_2 = 0$, alors :

$$\begin{cases} P = l + 2y \\ S = yl \end{cases}$$

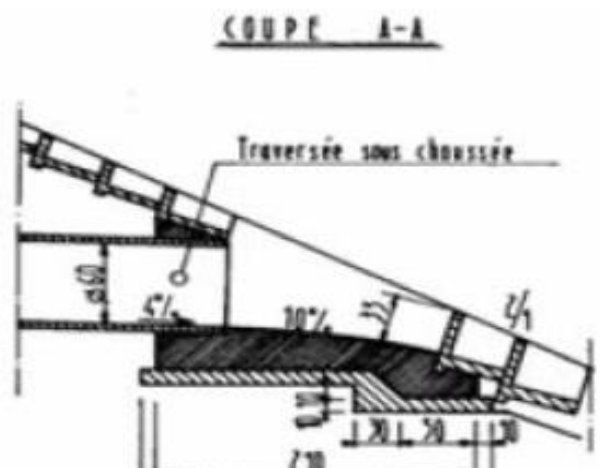
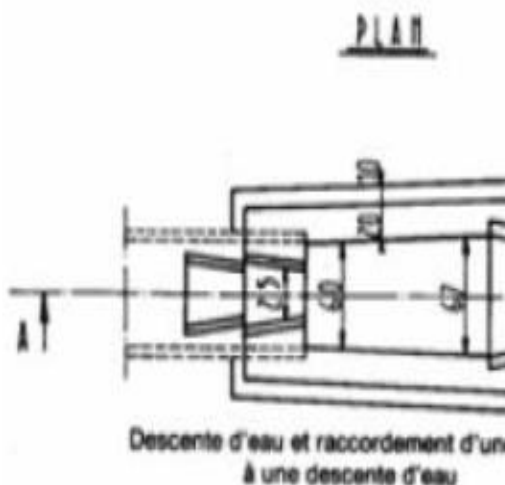
F.3 Les bordures et les bourrelets

Ce sont des ouvrages situés en bordure de la chaussée ou de l'accotement. Ils permettent de protéger les talus contre le ravinement en guidant l'eau vers les avaloirs ou les descentes d'eau. Ils sont utilisés en crête de talus de remblai et éventuellement sur terre-plein central, lorsqu'il est revêtu.



: Profil d'un bourrelet et sa position par rapport à une glissière

F.4 Les descentes d'eau



Les eaux de ruissellement provenant de la chaussée et de l'accotement vers les pieds de talus de remblai.

Les eaux récupérées depuis les fosses de crête de talus de déblai vers les avaloirs ou caniveaux situés en bordure de plate-forme.

Elles doivent canaliser les eaux pouvant s'écouler sur les talus pour éviter tout ravinement.

Les ouvrages implantés sur les crêtes de talus (de remblai ou de déblai), ils permettent d'acheminer au pied de talus, les eaux collectées sur les crêtes. Il en existe de superficielles et de souterraines.

Lorsqu'elles sont superficielles, elles peuvent être en tuile de béton de dimensions standards (petits modèles 30 à 50 l/s et grands modèles de 200 à 250 l/s.)

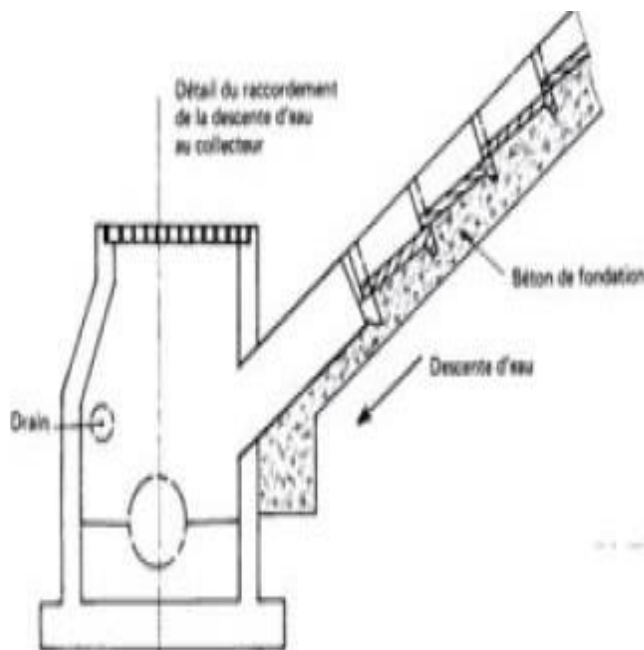
Des demi-tuyaux en amiante-ciment (l'amiante est identifié comme matériau cancérigène, son utilisation est prohibée), en béton, ou métalliques emboîtés les uns dans les autres et ancrés dans les talus de plaques ou de plots en béton.

Des ouvrages coulés sur place pour des débits plus importants.

Elles peuvent être enterrées, auquel cas on peut utiliser les tubes en pvc noyés dans les talus.

: Le tableau suivant permet de choisir entre les deux types de descente d'eau.

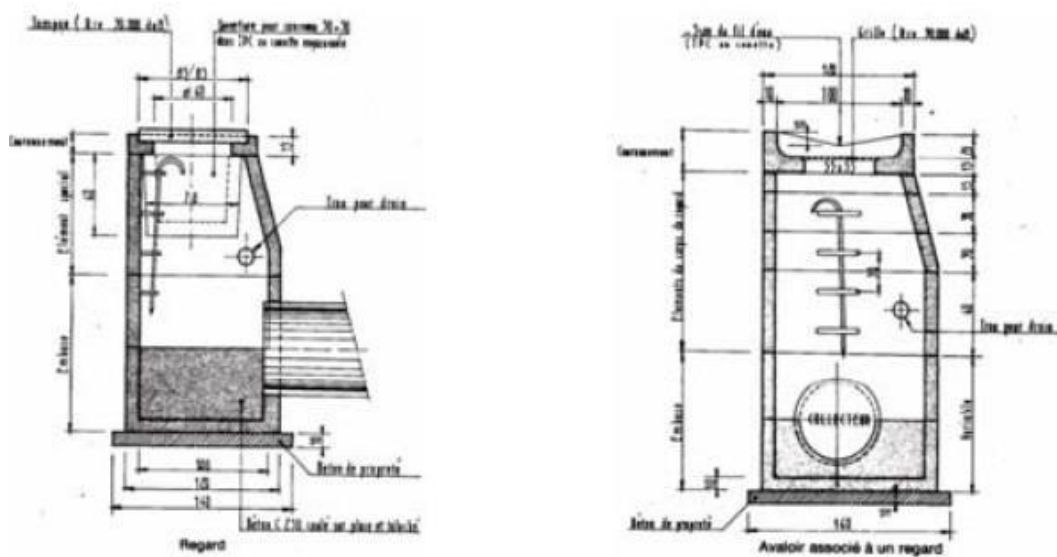
	Descente enterrée	Descente superficielle
Avantages relatifs	Non apparent Facilite l'entretien du talus Moins lourdes	Dégradation et érosion sont apparentes Entretien plus facile
Inconvénients relatifs	Etanchéisation nécessaire et donc exigeante Problème d'obturation	Nécessite une butée de pieds Peuvent gêner l'entretien des talus si mal encastrées Sont plus fragiles et manutention difficile



: Descente d'eau et son raccordement au collecteur

F.5 Les ouvrages de concentration des eaux

Les regards et avaloirs associés sont des ouvrages de concentration. Ils assurent la transmission des eaux recueillies par les ouvrages de collecte, les bordures et les bourrelets, vers les dispositifs d'évacuation situés hors de la plateforme.



: Regards et avaloirs associés

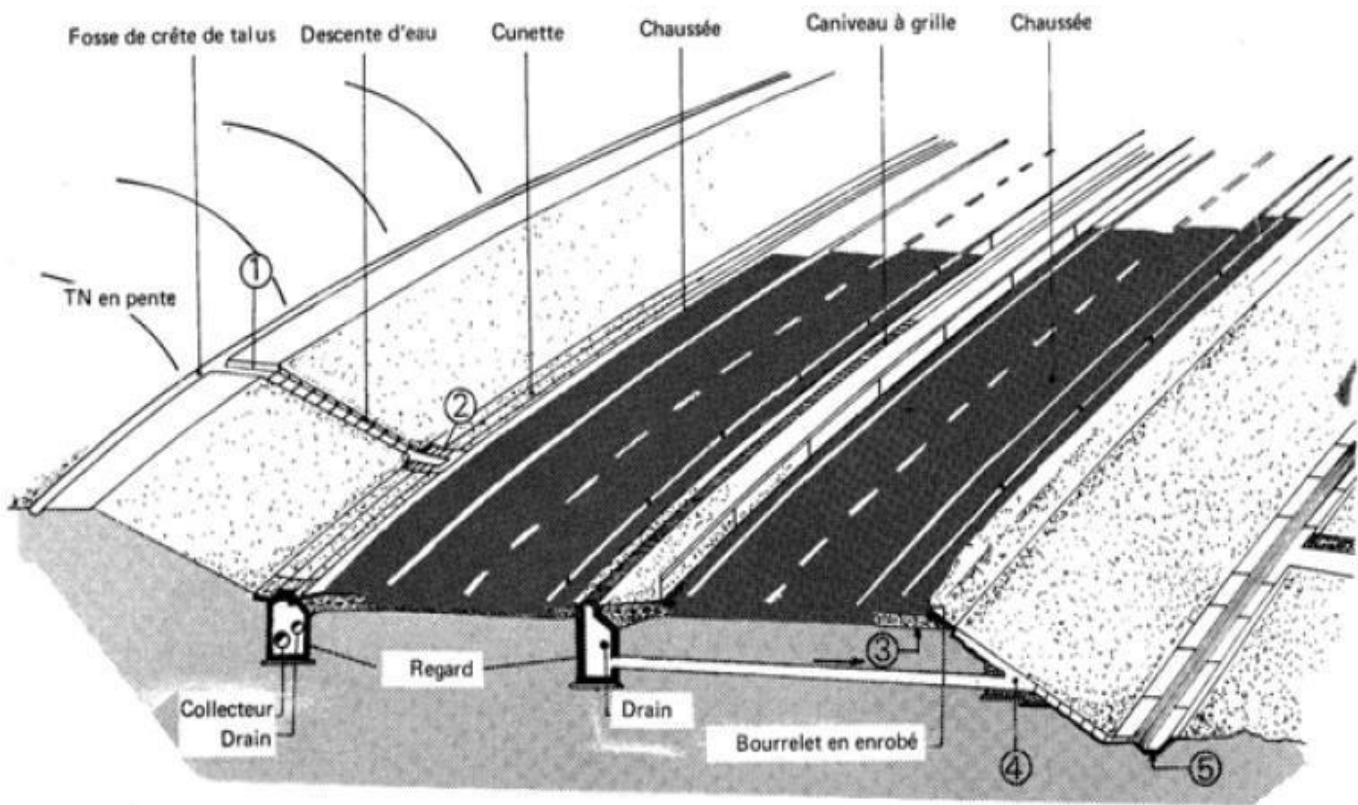
F.6 Ouvrages d'évacuation de l'eau de la plate-forme

F.6.1 Tête de buses

Elles permettent de protéger l'extrémité d'une buse contre l'obstruction par des terres provenant de l'érosion ou de l'affouillement éventuels des talus. Elles sont constituées d'un radier et de murs retenant les terres.

F.6.2 Collecteurs

Ils permettent d'évacuer les eaux hors du site. Ils sont constitués de fossés profonds, soit en terre, soit en béton. Ils peuvent être longitudinaux ou transversaux (traversée sous chaussée).



: Schéma général de l'ensemble des ouvrages

Schéma général des ouvrages de collecte des eaux superficielles sur une route- Ouvrages de raccordement : 1. Fossé de crête de talus à une descente d'eau, 2. descente d'eau à un fossé plat, 3. bourrelet à une descente d'eau, 4. traversée sous chaussée à une descente d'eau, 5. descente d'eau à un fossé profond.

Chapitre V : Débit Maximum à l'exutoire d'un Petit Bassin Versant

A Méthode Rationnelle

Le temps de concentration (T_c) en amont du point où s'effectue le calcul dans le bassin versant est le concept de base de la méthode rationnelle. Trois hypothèses sont faites dans la validation de cette méthode.

le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée plus ou moins égale au temps de concentration. C'est-à-dire que la totalité du bassin contribue à la formation du débit de pointe.

le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration

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

La méthode rationnelle est très utilisée pour sa simplicité. En supposant une pluie qui tombe sur une surface élémentaire, la formule rationnelle s'écrit dans son expression la plus simplifiée :

$$Q = \frac{1}{360} C \times i_m \times A$$

Où :

C , est le coefficient de ruissellement, il traduit le fait qu'une partie de l'eau précipitée ne parvienne pas à l'exutoire (pertes au ruissellement) ;

i_m est l'intensité de la pluie exprimée en mm/h : plus la pluie est intense et plus le débit sera important ;

A est la surface réceptrice (ou bassin versant) exprimée en hectare, en supposant que la pluie tombe sur toute cette surface, influence le débit à l'exutoire.

Le débit est exprimé en m³/s. L'apport pluvial d'une plateforme routière est évalué par cette méthode. Le temps de concentration est généralement évalué par la formule du service routier de Californien

$$(t_c = 0,0195 \times L^{0,77} \times I^{0,385})$$

Avec t_c le temps de concentration en minute ; L est la longueur hydraulique (parcours de l'eau) en mètre ; I est la pente selon le parcours de l'eau en mètre par mètre.

A.1 Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est le rapport :

$$C = \frac{\text{volume ruisselé (parvenant à l'exutoire de la surface réceptrice)}}{\text{volume précipité (surface réceptrice)}}$$

Le coefficient de ruissellement encadré par les valeurs extrêmes 0 et 1, est en fait très difficile à estimer. Pour l'estimer, il existe plusieurs approches.

Dans le cas où la nature de la surface du bassin versant est homogène, on applique des valeurs forfaitaires proposées par de nombreux tableaux plus ou moins détaillés et précis.

: Coefficient de ruissellement selon le type de surface [Satin, Selmi, 1999]

Nature de la surface	Coefficient C
Pavage, chaussée revêtue, piste ciment	$0,70 < C < 0,95$
Toitures et terrasses	$0,75 < C < 0,95$
Sols imperméables avec végétation	
$I < 2\%$	$0,13 < C < 0,18$
$2\% < I < 7\%$	$0,18 < C < 0,25$
$7\% < I$	$0,25 < C < 0,35$
Sols perméables avec végétation	
$I < 2\%$	$0,05 < C < 0,10$
$2\% < I < 7\%$	$0,10 < C < 0,15$
$7\% < I$	$0,15 < C < 0,20$

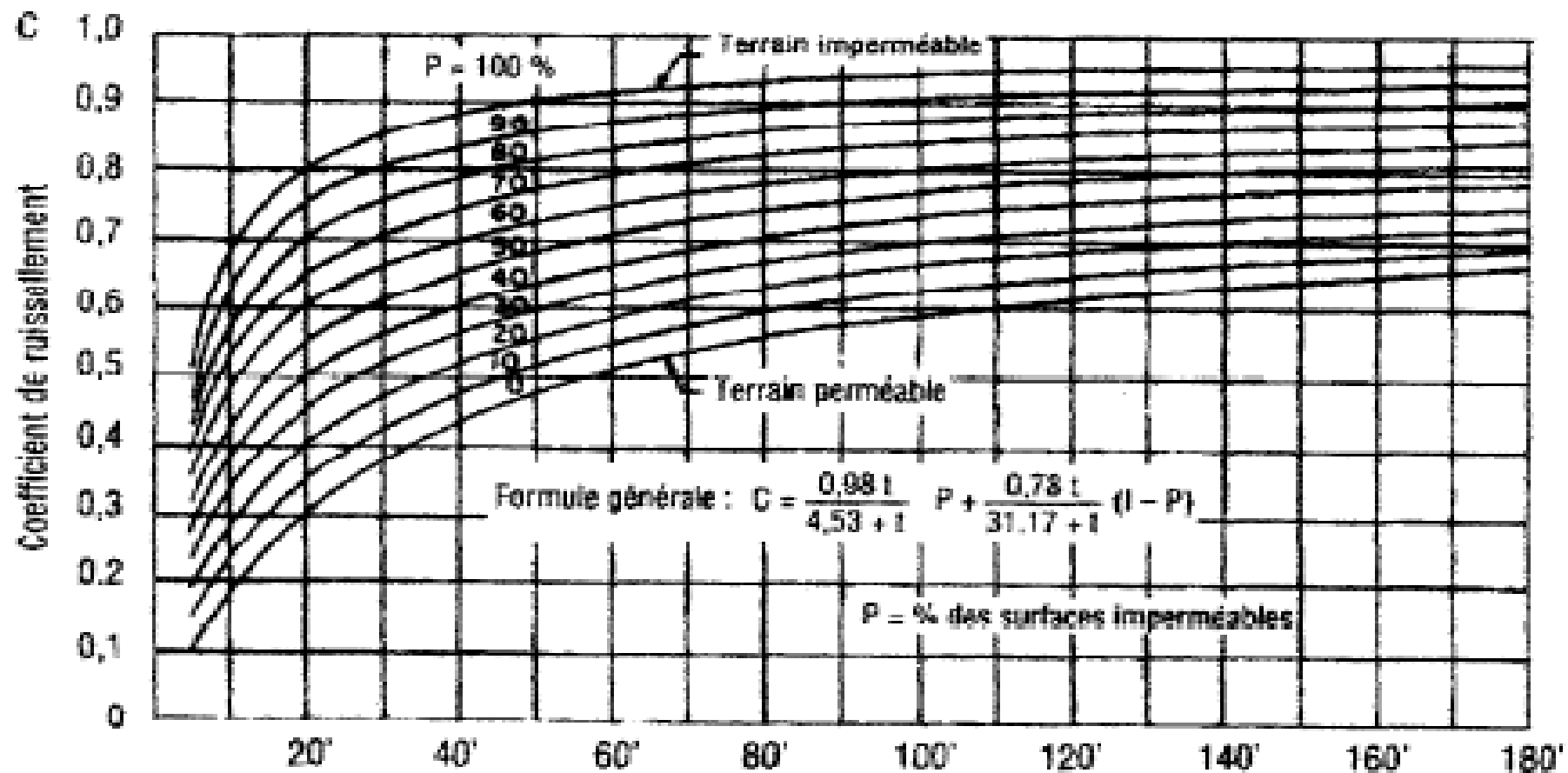
: Coefficient de ruissellement selon le type d'occupation du sol [Satin, Selmi, 1999]

Type d'occupation de sol	Coefficient C
Commercial	$0,70 < C < 0,95$
Résidentiel	
Lotissement	$0,30 < C < 0,50$
Collectif	$0,50 < C < 0,75$
Habitat dispersé	$0,25 < C < 0,40$
Industriel	$0,50 < C < 0,80$
Parcs et jardin	$0,05 < C < 0,25$
Terrains de sports	$0,10 < C < 0,30$
Terrain vague	$0,05 < C < 0,15$
Terrains agricoles	
Drainés	$0,05 < C < 0,13$
Non drainés	$0,03 < C < 0,07$

: Coefficient de ruissellement d'après Bourrier, 1997

Désignation des zones (d'après les catégories d'urbanisation)	Nature du sol			Facteur correctif en fonction de la pente de la zone	
	léger (1)	moyen (2)	lourd (3)	terrain plat <1%	terrain pentu >7%
Zone agglomérée, secteur dense, centre ville - 160 logts/Ha	0.85	0.9	0.9	0.95	1.05
Secteur diffus, centre de quartier - 110 à 150 logts/Ha	0.75	0.8	0.8	0.95	1.05
Banlieue de métropole - 60 à 100 logts/Ha	0.5	0.55	0.6	0.9	1.1
Banlieue éloignée, semi-collectif et pavillons en bande - 40 à 60 logts/Ha	0.4	0.45	0.5	0.9	1.2
Zone pavillonnaire (parcelle de 400m²) - 20 à 30 logts/Ha	0.3	0.35	0.4	0.9	1.2
Zone résidentielle - 18 à 40 logts/Ha	0.25	0.35	0.4	0.9	1.2
Zone pavillonnaire grand standing - 15 à 20 logts/Ha	0.2	0.3	0.35	0.9	1.2
Village rural traditionnel	0.15	0.2	0.25	0.75	1.25
Zone d'habitat de très faible densité - 1 à 5 logts/Ha	0.08	0.1	0.15	0.75	1.25
Zone d'habitat très ancien	0.4	0.5	0.6	0.9	1.2
Zone industrielle et artisanale	0.4	0.5	0.7	0.9	1
Zone industrielle lourde	0.6	0.7	0.8	0.95	1
Zone portuaire	-	0.8	-	0.95	1
Gare routière et entrepôts	0.75	0.8	0.85	0.95	1
Gare et entrepôt ferroviaire	0.15	0.2	0.3	0.75	1
Services publics : hôpital, centre administratif et zone d'équipement	-	0.85	-	0.95	1.05
Centre de repos et hospitalier, zone d'équipement à dominante verte	0.25	0.45	0.6	0.95	1.1
Centre hôtelier et commercial	0.65	0.7	0.8	0.9	1.1
Terrains de sport, terrain de jeux	0.2	0.3	0.35	0.9	1.1
Aérodrome et terrain militaire	0.15	0.3	0.45	1	1.1
Cimetière urbain	0.3	0.4	0.5	0.75	1.25
Entreprise ferroviaire	0.08	0.1	0.15	0.9	1
Emprise autoroute	0.5	0.6	0.65	0.95	1
Emprise route nationale et chemin départemental	0.3	0.4	0.6	0.8	1
Emprise voie urbaine rapide	-	0.8	0.8	1	1
Emprise autres voies urbaines	-	0.9	-	1	1
Emprise échangeurs et carrefours	0.4	0.5	0.6	1	1
Chaussées et parkings	-	0.8	-	0.95	1
Dallage béton	-	0.9	-	0.95	1.05
Pavage serré ou joint coulé	-	0.75	-	0.9	1.1
Pavage large joint sable	0.55	0.6	0.7	0.9	1.1
Circulation piétonne -voies en macadam- accotement stabilisé	0.5	0.6	0.8	0.9	1.1
Allée en gravier	0.3	0.35	0.45	0.9	1.1
Espaces verts - zone de loisir	0.1	0.15	0.25	0.75	1.25
Espaces libres - zone de dégagement et zone non aedificandi	0.1	0.15	0.2	0.75	1.25
Zones boisée urbaine, parcs et jardins	0.05	0.1	0.15	0.5	1.25
Forêts, bois et landes	0.01	0.04	0.08	0.5	1.2
Terrain de culture - céréales	0.06	0.08	0.1	0.75	1.25
Prés et pâturages	0.05	0.07	0.08	0.66	1.25
Carrières ou mines	0.2	-	0.5	0.9	1.25
Terrains nus (sans végétation, ni culture)	0.04	0.15	0.3	0.5	1.5

(1) Sols sableux, graveleux ou très perméables. (2) Terrains ordinaires courants. (3) Sols argileux, rocheux, peu perméables.



: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du temps écoulé à partir du commencement de la précipitation [Bourrier, 1997]

Les pertes au ruissellement sont maximales au début de la pluie (sol sec, dépressions du sol vides, . . .) et tendent à diminuer progressivement (saturation du sol, remplissage des dépressions, . . .) avec la durée de la pluie. Donc accroissement du coefficient de ruissellement. Généralement le volume d'eau de pluie est plus important quand la période de retour est plus grande. Donc le coefficient de ruissellement est plus grand. Pour des périodes de retour très élevées, Il est préférable de surestimer les coefficients de ruissellement précédents.

Lorsque la surface en jeu est composée de surfaces élémentaires homogènes (A_j) de coefficients de ruissellement élémentaires (C_j), le coefficient de ruissellement (C) de la surface totale est estimé par l'expression :

$$C = \frac{\sum_{j=1}^n A_j \times C_j}{\sum_{j=1}^n A_j}$$

Les C_j coefficients sont estimés d'après les tableaux et figures précédents.

Le coefficient de ruissellement (C), peut être estimé par des formules empiriques de type

$C = (a \times IMP) + (b \times I) + c$ établies par des mesures faites sur des bassins expérimentaux. Ces formules ne sont généralement valables que pour les bassins où elles ont été calées et leur extrapolation à d'autres bassins versants est souvent hasardeuse. Ici :

$a; b; c$ sont des coefficients de calage ;

IMP est le rapport des surfaces imperméables à la surface totale ;

I est la pente moyenne du bassin versant.

Le coefficient de ruissellement (C), peut aussi être estimé par la Mise en œuvre de méthodes statistiques, qui consistent à appliquer sur un plan (ou une photographie aérienne) de la surface où il faut estimer le coefficient de ruissellement, une feuille calque munie de points répartis de façon aléatoire. La densité des points dépend de l'échelle du plan (ou de la photographie) et de la précision recherchée sur l'estimation du coefficient de ruissellement. On compte ensuite le nombre de points dans chaque surface élémentaire type et un simple calcul pondéré permet de connaître la surface de chaque type d'occupation du sol.

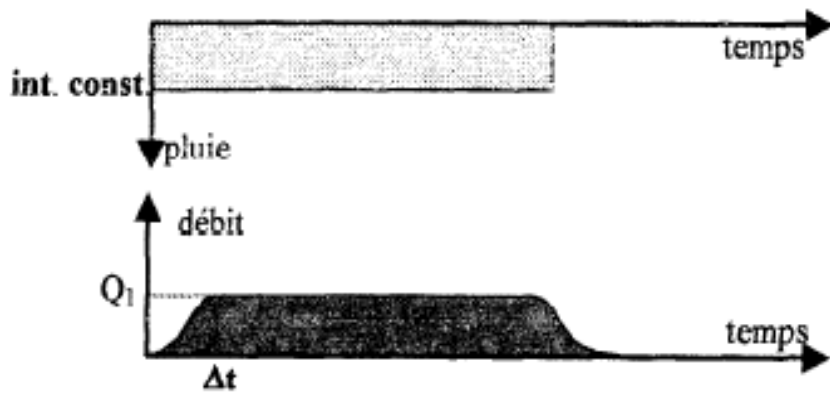
A.2 L'intensité de la pluie

Il s'agit en fait de choisir une pluie de projet, dont le ruissellement (le débit à l'exutoire) pourra être estimé par la formule rationnelle. La pluie de projet retenue ici est à une pluie d'intensité constante. Le problème revient alors à en choisir l'intensité.

Choisissons un pas de temps Δt . Découpons le bassin versant en surfaces isochrones pour des intervalles de temps Δt :

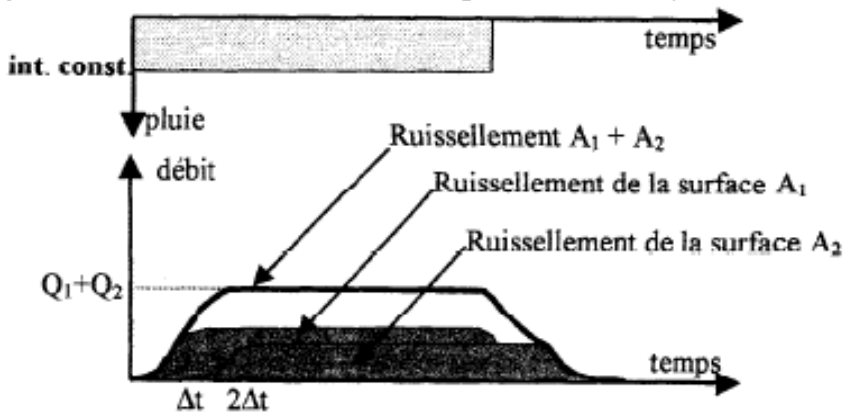
- l'eau qui tombe sur la surface A_1 , la plus proche de l'exutoire, parviendra à l'exutoire entre les instants 0 et Δt ;
- l'eau qui tombe sur la surface A_2 parviendra à l'exutoire entre les instants Δt et $2\Delta t$;
- l'eau qui tombe sur la surface A_n parviendra à l'exutoire entre les instants $(n - 1)\Delta t$ et $n\Delta t$;

A titre d'exemple, supposons une pluie très longue et considérons un bassin versant décomposé en 2 surfaces isochrones ; dans un premier temps, voyons ce qui se passe avec la surface A_1 Au bout de l'instant Δt , toute la pluie ruisselle 'en nappe' sur la surface A_1 et le débit à l'exutoire devient constant égal à Q_1 .



Ruissellement de la surface A_1

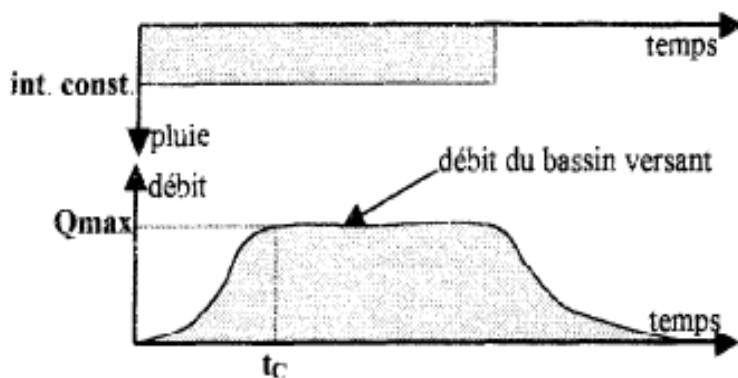
On peut considérer le même phénomène avec la surface A_2 . Au bout de $2\Delta t$, cette surface génèrera un débit constant Q_2 qui viendra s'ajouter au débit Q_1 .



Ruissellement des surfaces A_1 et A_2

Considérons maintenant la surface totale A décomposée en n surfaces isochrones, tous les débits élémentaires des surfaces A_i s'additionneront et le débit de la dernière surface contributive à A , parviendra totalement à l'instant $n\Delta t$ (qui correspond au temps de concentration du bassin versant) et le débit se stabilisera alors à une valeur maximale $Q_{max} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$.

Le temps de concentration t_c d'un bassin versant généralement noté t_c correspond au temps que met une goutte d'eau tombée à l'endroit hydrauliquement le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant pour parvenir à l'exutoire.



A.3 Le temps de concentration t_c

Le débit à l'exutoire d'un bassin versant sera inférieur au débit maximal Q_{max} précédemment obtenu, lorsque la durée de pluie de projet est inférieure au temps de concentration t_c du bassin versant. En effet, dans ce cas, toute l'eau qui est tombée sur la surface A_1 aurait cessée de ruisseler à l'exutoire du bassin versant, lorsque l'eau tombée et qui ruisselle sur la surface A_n parviendra à l'exutoire.

Pour le temps de concentration t_c , pour choisir la valeur constante de l'intensité de la pluie, nous considérons les ajustements IDF, que nous avons réalisés, qui fournissent, pour la durée t_c , une intensité moyenne de période de retour T choisie. Nous considérons alors que la période de retour du débit alors calculé est la même que celle de la pluie.

Il faut remarquer pour une période de retour T choisie, que plus la durée de la pluie augmente et plus l'intensité diminue. Donc éviter que la durée de pluie soit supérieure au temps de concentration t_c pour lequel, on a le débit maximal calculé par la formule rationnelle. Nous avons :

$$Q_{max} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \sum Q_j \quad \text{éq V-1}$$

$$\text{Or } Q_j = C_j \times i \times A_j$$

$$Q_{max} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \sum C_j \times i \times A_j = i \times \sum A_j \times \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$$

$$Q_{max} = i \times \sum A_j \times \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j} = i \times A \times C$$

$$\text{Avec } C = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$$

Dès lors que l'intensité de la pluie est constante, On peut donc s'abstenir de définir les surfaces isochrones et considérer simplement la surface totale.

On peut alors écrire la formule rationnelle au niveau d'un bassin versant avec une pluie de projet à intensité constante de façon plus explicite :

$$Q(T) = C \times i(t_c, T) \times A$$

Où : T est la période de retour choisie et t_c le temps de concentration du bassin versant.

Remarques

La méthode rationnelle peut s'étendre à une forme de pluie quelconque. Il suffit de calculer à chaque pas de temps, les débits générés par chaque surface isochrone à l'exutoire du bassin versant et de cumuler ces débits. La grande difficulté est d'estimer les surfaces isochrones pour un bassin versant quelconque.

Le temps de concentration

$$t_c = \max(t' + t'')$$

Sur le plan pratique, ce temps peut être mesuré à l'aide de traceurs injectés dans l'eau (ex : fluorescéine).

Pour estimer le temps de concentration (t_c), il existe une variété de formules empiriques, dont la validité reste théoriquement limitée à l'échantillon qui a servi pour le calage. Or, ces formules empiriques sont établies pour des bassins versants peu urbanisés, voire plutôt ruraux. Il se pose le problème de leur emploi en hydrologie urbaine.

A.4 Exemples

A.4.1 Méthode de l'onde cinématique

Le temps de concentration t_c d'un bassin uniformément incliné est :

$$t_c = \frac{6,9}{i_e^{0,4}} \left[\frac{L}{K_s \sqrt{S_0}} \right]^{0,6}$$

Avec

t_c en mn

i_e l'intensité de pluie effective en mm /h

L la longueur du plan incliné en m

S_0 la pente du plan incliné en m /m

K_s le coefficient de rugosité de Strickler

A.4.2 Formule de Giandotti

$$t_c = 60 \times \frac{1,5L + 4\sqrt{S}}{0,8 \times \sqrt{Z_{moy} - Z_{min}}}$$

t_c en mn

L la longueur du chemin hydraulique le plus long en km

S la superficie du bassin versant en km²

Z_{moy} et Z_{min} sont les altitudes moyenne et minimale du bassin versant en m

Il semble que la formule de Giandotti donne plutôt le temps de montée que nous considérons ici comme temps de concentration.

A.4.3 Formule de Kirpich [Chocat, 1997]

Pour des bassins de surface comprise entre 0,4 et 45,3 ha

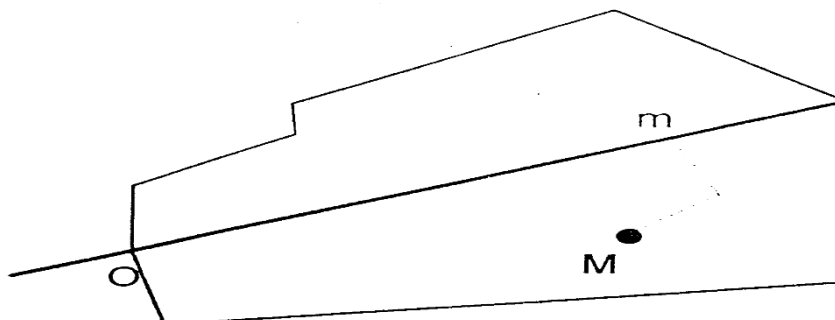
$$t_c = 0.01947 \times \frac{L^{0.77}}{I^{0.385}}$$

t_c est le temps de concentration en minute

L est la longueur du plus long thalweg du bassin en mètre

I est la pente en m / m

Il faut remarquer que cette formule sous-estime le temps de concentration par rapport aux autres formules.



Pour un même bassin versant les résultats obtenus par ces formules peuvent différer. C'est pourquoi, pour la mise en œuvre de la méthode rationnelle, on peut utiliser une méthode plus physique (mais qui fait aussi appel à des relations empiriques). On décompose le temps de concentration t_c en deux temps.

La goutte d'eau tombée en un point M du bassin versant : ruisselle selon le trajet Mm (gouttières, caniveaux...) pendant un temps t_s de ruissellement en surface avant de rejoindre le réseau d'assainissement ou le talweg principal et s'écoule dans le collecteur entre les points m et O pendant un temps t_r temps de ruissellement en réseau (ou dans le talweg principal) jusqu'à l'exutoire.

La durée totale de l'écoulement est $t = t_s + t_r$

La durée maximale d'écoulement dans le bassin est appelée temps de concentration (t_c).

$$t_c = \max(t_s + t_r)$$

Sur le plan pratique, ce temps peut être mesuré à l'aide de traceurs injectés dans l'eau (ex : fluorescéine).

t_s et t_r sont indépendamment estimés.

Cette méthode se justifie bien pour un bassin versant équipé d'un réseau où on peut effectivement bien distinguer ces deux types d'écoulement.

A.5 Estimation du temps de ruissellement en surface (t_s)

A.5.1 Selon [Nonclerc, 1982] :

- dans les agglomérations urbaines, de l'ordre de 5 mn ;
- dans les agglomérations semi-urbaines, de l'ordre de 5 à 15 mn ;
- pour les terrains non bâtis, les cultures, les bois, à partir d'une vitesse d'écoulement V sur les versants donnée par la formule : $V = (1 \text{ à } 1,5) \times C \times \sqrt{I}$

Où C : coefficient moyen de ruissellement ; I : pente moyenne du terrain en m/m.

A.5.2 Selon [OMS, 1992]

- 15 mn pour des bassins versants de surface inférieure à 5 ha ;
- 15 mn pour des bassins versants jusqu'à 20 ha avec une pente moyenne supérieure à 0,5%
- Pour des bassins versants jusqu'à 20 ha avec une pente moyenne inférieure à 0,5%, on prend un temps de base de 15 mn auquel on rajoute 1 mn par hectare additionnel à 5ha.

A.5.3 Selon [ENPC, 1978]

- 5 mn dans les agglomérations d'habitat très dense ;
- 10 à 15 mn dans les agglomérations d'habitat dense à faible pente ;
- 20 à 30 mn dans les zones d'habitat lâche, de type résidentiel.

Dans tous les cas, il conviendra de se référer au terrain afin d'ajuster au mieux ces valeurs.

A.6 Estimation du temps de ruissellement dans le réseau (t_r)

Un processus de résolution itérative est utilisé pour un réseau non existant donc en projet. t_r dépend des dimensions du réseau, qui dépendent de la pluie de projet élaborée, qui dépend du temps de concentration t_c (donc de t_r qui dépend des dimensions du réseau, etc.)

Le processus itératif est le suivant (après avoir établi un plan du réseau et calculé t_s) :

On estime un t_r , ce qui permet de calculer $t_c = t_s + t_r$;

On calcule alors le débit à évacuer par la formule rationnelle.

Ceci nous permet de dimensionner un réseau d'évacuation (voir le dimensionnement plus loin). Ce dimensionnement fournit un nouveau t_r et on recommence jusqu'à convergence. Cette valeur de t_r peut être évaluée par :

$$t_r = \sum_j \frac{lt_j}{V_j} \quad \text{où} \quad \begin{cases} lt_j & \text{est la longueur du } j^{\text{ème}} \text{ tronçon de pente uniforme} \\ V_j & \text{est la vitesse moyenne d'écoulement dans ce tronçon} \end{cases}$$

La vitesse V_j peut être estimée par le rapport.

$$Q/S_j \quad \text{où } Q \text{ est le débit et } S_j \text{ la section d'écoulement du tronçon } j$$

A.7 La période de retour (T)

Elle permet de fixer « la protection » que devra offrir les ouvrages d'assainissement et aussi les coefficients de formules d'ajustement des courbes IDF.

Pour les réseaux d'assainissement pluviaux on choisit souvent $T = 10$ ans. De plus en plus la tendance est à la différenciation en fonction des zones à protéger de la période de retour (T). On associe souvent le risque encouru avec la période de retour. Le risque doit être défini comme la rencontre entre un événement perturbateur (la pluie) et un élément vulnérable (la zone urbaine à protéger). Alors on estime la période de retour à :

Inférieure 5 ans par exemple pour les zones peu vulnérables (en périphérie, peu habitées, sans valeurs économiques,...);

- de 5 à 10 ans pour les zones vulnérables (zone commerciale, industrielle, ...);
- égale ou supérieure à 10 ans pour les zones très vulnérables (centre-ville, ...)

Par ailleurs, les ajustements statistiques des courbes IDF sont souvent définis pour T égal à 10 ans et on ne dispose pas toujours d'ajustement pour $T \neq 10$ ans (surtout pour $T > 10$ ans).

Le tableau qui suit, permet, à partir du calcul de Q pour $T = 10$ ans, d'extrapoler le débit à d'autres périodes de retour.

: Rapport du débit d'une période de retour T au débit décennal

Période de retour T	Valeur du rapport $Q(T)/Q(T = 10 \text{ ans})$
3 mois	0,24
6 mois	0,34
1 an	0,45
2 ans	0,57
5 ans	0,80
10 ans	1,00
20 ans	1,25
50 ans	1,60
100 ans	2

Enfin, les considérations économiques interviennent aussi dans le choix de la période de retour dans la mesure où une protection de période de retour élevée entraînera des coûts plus élevés pas forcément compatibles avec les possibilités financières.

B Méthode superficielle de CAQUOT

L'ingénieur CAQUOT vers 1940, propose une méthode (qui porte son nom) pour pallier aux insuffisances de la méthode rationnelle. Notamment la prise en compte de la variation de l'intensité (distribution spatiale des précipitations), l'estimation souvent laborieuse du temps de concentration et surtout de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

Sachant que temps de concentration du bassin versant dépende du débit (donc de la période de retour choisie). Le débit maximum sera atteint lorsque t est égal à t_c .

le volume ruisselé (V_{ru}) en m^3 entre les instants 0 et t_c est donné par l'expression :

$$V_{ru} = 10 \times H \times A \times C \times \alpha$$

Avec

H : hauteur d'eau précipitée en mm pendant t_c ;

A : Surface du bassin versant en Hectare;

C : Coefficient de ruissellement ;

α : Coefficient d'abattement spatial de la pluie qui est une fonction de la Surface A du bassin versant. Notons $\alpha = A^{-\varepsilon}$

On fait les hypothèses que :

le volume stocké (V_{sto}) en m^3 dans le réseau est proportionnel au débit maximal Q que l'on observe à l'instant t_c .

le volume écoulé ($V_{éco}$) en m^3 à l'exutoire du bassin versant jusqu'à l'instant t_c est proportionnel au débit maximal Q que l'on observe à l'instant t_c

$$\begin{cases} V_{sto} = 60 \times \delta \times t_c \times Q \\ V_{éco} = 60 \times \beta \times t_c \times Q \end{cases}$$

Avec

δ et β : coefficients d'ajustement ($\delta < 1$ et $\beta < 1$);

t_c : Temps de concentration en minute ;

Q : Débit maximal en m^3/s .

Le bilan volumétrique s'écrit : $V_{ru} = V_{sto} + V_{éco}$

Il vient que :

$$Q = \frac{1}{6} \times \frac{H}{t_c} \times \frac{C \times A^{1-\varepsilon}}{\beta + \delta}$$

$\frac{H}{t_c}$: Intensité moyenne en millimètre /minute de la pluie pendant le temps t_c . Soit pour une période de retour T ; $i(t_c, T) = \frac{H}{t_c} = a(T) t_c^{b(T)}$.

Le temps de concentration t_c en minute peut-être estimé par une relation du type :

$$t_c = \mu(M) \times I^c \times A^d \times Q^f$$

où

μ : coefficient fonction de M

$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$: Allongement du bassin versant ; L est le plus long chemin hydraulique et A la surface du bassin versant.

I : Pente moyenne en mètre / mètre du réseau d'assainissement ;

A : Surface en hectare du bassin versant ;

Q : Débit maximum en mètre cube par seconde à l'exutoire du bassin versant.

Lorsque nous remplaçons chaque terme par sa valeur, nous constatons que le débit de pointe (débit à l'exutoire) est fonction de cinq variables (A, C, I, L, T) et de neuf paramètres répartis comme suit :

a, b, ε paramètres de la pluie. a et b (paramètres de MONTANA) sont des fonctions de la période de retour T selon les courbes IDF (prendre les valeurs de INT 77). L'abattement spatial ε est une fonction du temps de concentration t_c . (pour les surfaces de 100 à 200 ha et des temps de concentration de l'ordre de 30 mn, prendre $\varepsilon = 0,05$; pour les surfaces inférieures à 100 Ha, prendre $\varepsilon = 0,03$) De manière générale, la valeur $\varepsilon = 0,05$ a été adoptée par les INT 77, Ceci correspond à une majoration de Q pour $t_c < 15$ mn et à une minoration de Q pour $t_c > 30$ mn. $\beta + \delta$ caractérisant le mode de transformation de la pluie en débit. Les INT 77 retiennent la valeur moyenne $\beta + \delta = 1,1$ après analyse des hydro-grammes observés sur les petits bassins expérimentaux ($A < 5$ ha), qui a conclu à la variation de $\beta + \delta$ entre les valeurs extrêmes de 0,63 et 1,53 pour un même bassin.

μ , c, d, f caractérisant le bassin versant. Les INT 77 retiennent des valeurs pour des bassins versants homogènes ayant une superficie inférieure à 200 Ha

$$\mu = 0,50 \text{ ou } \mu = 0,28 \times M^{0,84}$$

$$C = -0,41 ; d = 0,507 \text{ et } f = -0,287$$

Observons que, A est la surface drainée en amont du point où l'on effectue le calcul du débit Q. La pente moyenne I du bassin versant est la pente moyenne au sens hydraulique. Elle se calcule selon le plus long parcours de l'eau (L) correspond au temps de concentration t_c dans le bassin versant. Si L, est décomposée en tronçons L_j de pente I_j , on écrira :

$$L = \sum L_j \quad \text{et} \quad T_c = \sum T_j = \sum \frac{L_j}{V_j}$$

Où V_j est la vitesse moyenne sur le tronçon j est donnée par la formule de Chézy : $V_j = C_j \times \sqrt{R_{Hj} \times I_j}$ (hypothèse de l'écoulement uniforme)

C_j , I_j , R_{Hj} sont respectivement le coefficient de ruissellement, la pente de fond uniforme et le rayon hydraulique sur le tronçon j ;

Un écoulement est dit « uniforme » lorsque les paramètres géométriques (sections transversales et pentes), les paramètres hydrauliques (notamment vitesse du fluide) et la rugosité des parois et du fond sont tous constants. Sur le profil en long de l'ouvrage, l'on observe ce type d'écoulement loin des extrémités et des singularités, et la hauteur correspondante à un débit donné s'appelle hauteur normale ou encore tirant d'eau normal. Elle se calcule par une formule du type Manning-Strickler :

$$Q = K_S \times S \times R_H^{2/3} \times \sqrt{I}$$

C Domaine de validité et précision de la méthode de CAQUOT

Les INT 77 (France) sont applicables à des bassins assez homogènes. Elles proposent en effet des valeurs moyennes pour les paramètres ε , $\beta + \delta$, μ , c, d, et f qui correspond aux observations faites sur les bassins de référence (par l'université de Montpellier.) Le domaine de validité est donc défini par les caractéristiques de ces bassins de référence, c'est à dire :

- limitation de la surface d'assemblage des bassins élémentaires à 200 hectares
- le coefficient de ruissellement doit évoluer entre 0,20 et 1

- les pentes doivent être comprises entre 0,2 % et 5 %
- pour l'assemblage de bassins élémentaires, le rapport de la pente maximale à la pente minimale ne doit pas dépasser 20.
- les paramètres pluviométriques sont connus à 10 % près ; les variables A, C, M sont déterminées de 15 à 30 % près.

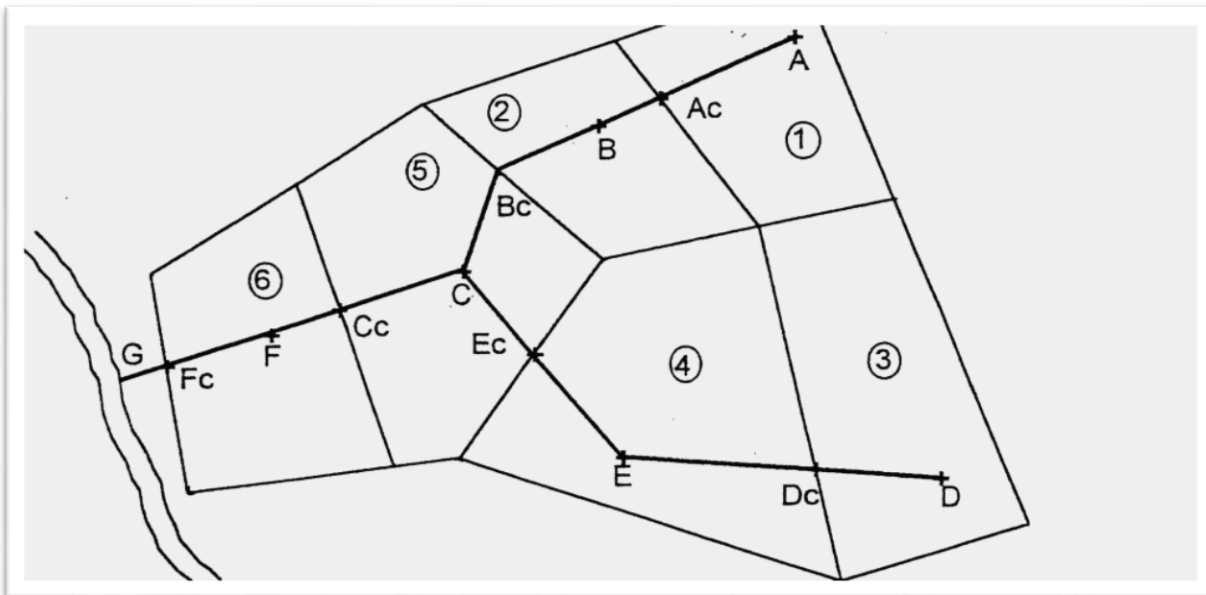
Il en résulte sur le calcul du débit de pointe Q_p une précision comprise entre 20 et 40 %. Un coefficient correcteur m , déduit du coefficient d'allongement du bassin M est appliquée au calcul des débits, pour tenir compte de la forme plus ou moins ramassée des sous-bassins.

La structure du réseau (assemblage en série ou en parallèle) influe sur Le calcul des débits est effectué pour chaque sous bassin puis dans chaque branche du réseau. La formule de CAQUOT permet de recalculer sur un bassin équivalent au groupement de ces bassins, le débit résultant. Les paramètres A_{eq} (surface équivalente), C_{eq} (Coefficient de ruissellement équivalent), I_{eq} (pente équivalente) et M_{eq} (allongement équivalent) sont obtenus à partir des caractéristiques des bassins élémentaires.

Le point caractéristique, qui servira à la délimitation des bassins élémentaires, se situe au 5/9 de la longueur du collecteur à partir de l'amont pour les bassins de tête et à la moitié du tronçon pour les autres bassins (bassins de parcours).

Un tronçon de collecteur est défini en fonction du tracé de ces collecteurs et des pentes du terrain. Chaque nœud du collecteur correspond à une extrémité de tronçon. Chaque tronçon doit avoir une longueur raisonnable inférieure ou égale à 250m. Chaque tronçon se calcule à partir de son point caractéristique et du débit transité en son point caractéristique car la partie amont est excédentaire alors que la partie avale est sous-estimée.

D Groupement des bassins



D.1 Groupement en série

Sur le schéma ci-dessus les bassins B1 et B2 sont en série.

Au point B_c : l'hydrogramme du bassin 1 arrive décalé du temps de parcours T_{AB} et amorti par les pertes de charge sur le parcours $A_c B_c$. il se combine avec l'hydrogramme du bassin 2 au point B_c . il en résulte l'hydrogramme permettant d'obtenir le débit de pointe Q_p au point B_c

.Dans le modèle de CAQUOT ce débit de pointe Q_P est déterminé en considérant le bassin équivalent $B_{12} = B_1 + B_2$ dont les caractéristiques sont les suivantes :

La surface totale drainée en amont du point BC est $A_{12} = A_1 + A_2$

Le coefficient de ruissellement est : $C_{12} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2}{A_{12}}$

La pente I_{12} , dans le cas où $L_{12} = L_1 + L_2$ est calculée selon le parcours le plus long

$$I_{12} = \left(\frac{L_{12}}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}}} \right)^2 \quad \text{et} \quad M_{12} = \frac{L_{12}}{\sqrt{A_{12}}}$$

De façon générale les caractéristiques du bassin équivalent se déterminent par :

Surface	Coefficient de Ruissèlement	Pente	Allongement
$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{(\sum L_j)^2}{\left(\sum \frac{L_j}{\sqrt{I_j}} \right)^2}$	$M_{eq} = \frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$

D.2 Groupement en parallèle

Après décalage et amortissement, les hydrogrammes respectifs, des bassins B12 et B34 en parallèle se combinent au nœud C. Le bassin équivalent B14 permet de déterminer le débit de pointe au nœud C. les caractéristiques du bassin équivalent B14 sont :

la surface A_{14} avec $A_{14} = A_{12} + A_{34}$

le coefficient de ruissellement $C_{14} = \frac{C_{12} A_{12} + C_{34} A_{34}}{A_{14}}$

la pente moyenne $I_{14} = \frac{I_{12} Q_{12} + I_{34} Q_{34}}{Q_{12} + Q_{34}}$

le plus long chemin hydraulique L_{14} est déterminé par le débit maximal.

Par conséquent,

$$L_{14} = L_{12} \quad \text{si} \quad Q_{12} > Q_{34} \quad \text{et} \quad M_{14} = \frac{L_{14}}{\sqrt{A_{14}}}$$

Des anomalies résultent de ce modèle de propagation des hydrogrammes. Il peut arriver que pour les bassins en série, que le débit de pointe Q_P du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointes Q_{PJ} des bassins composant le bassin équivalent. Dans ce cas on prendra :

$$Q_P = \max(Q_{PJ})$$

Dans le cas des bassins en parallèle il peut arriver que $Q_P > \sum(Q_{PJ})$ ce qui est impossible.

Prendre dans ce cas, $Q_P = \sum(Q_{PJ})$.

De façon générale les caractéristiques du bassin équivalent se déterminent par :

Surface	Coefficient de Ruissèlement	Pente	Allongement
$A_{eq} = \sum A_j$	$C_{eq} = \frac{\sum C_j \times A_j}{\sum A_j}$	$I_{eq} = \frac{\sum I_j \times Q_j}{\sum Q_j}$	$M_{eq} = \frac{L(Q_j \max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

Chapitre VI : Calcul des Sections d'Ouvrages

A Notions hydrauliques

Considérons un ouvrage de forme trapézoïdale dans lequel s'écoule un fluide.



La section mouillée (S_m), est la section "ABCD" occupée par le fluide dans l'ouvrage.

Le périmètre mouillé (P_m), est le périmètre de l'ouvrage en contact avec le fluide. il est égal à $AB + BC + CD$.

Le rayon hydraulique (R_h), est le "rayon moyen" de la section. Il est obtenu par le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé $R_h = \frac{S_m}{P_m}$.

Le tableau suivant rappelle les formules de calcul des caractéristiques hydrauliques pour certaines formes de canaux.

Forme	Profondeur	Surface	Périmètre mouillé	Largeur au miroir	Rayon hydraulique	Profondeur moyenne
	y	ℓy	$\ell + 2y$	ℓ	$\frac{\ell y}{\ell + 2y}$	y
	y	$y(\ell + my)$	$\ell + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\ell + 2my$	$\frac{y(\ell + my)}{\ell + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{y(\ell + my)}{\ell + 2my}$
	y	my^2	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$2my$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{y}{2}$
	$R(1 - \cos\theta)$	$\frac{R^2}{2}(2\theta - \sin 2\theta)$	$2R\theta$	$2R\sin\theta$	$\frac{R}{4}(2 - \frac{\sin 2\theta}{\theta})$	$\frac{R}{4}(\frac{2\theta}{\sin\theta} - 2\cos\theta)$

☐☐

B Ecoulement uniforme

Un écoulement est dit à régime uniforme (écoulement uniforme) lorsque les paramètres géométriques (sections transversales et pentes), hydrauliques (vitesses du fluide) et rugosité des parois et du fond sont tous constants. En conséquence, la surface libre est parallèle au fond de l'ouvrage. Ce type d'écoulement a lieu en général loin des extrémités et des singularités observables sur le profil en long de l'ouvrage. La hauteur correspondante à un débit donné pour un écoulement uniforme s'appelle hauteur normale ou encore tirant d'eau normal. Elle se calcule par une formule du type Manning-Strickler :

$$Q = K_S \times S \times R_H^{2/3} \times \sqrt{I}$$

Q (m^3/s) est le débit à évacuer par l'ouvrage dans les conditions uniformes ;

$K_S = \frac{1}{n}$ est le coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$) ; n est le coefficient de Manning ($s/m^{1/3}$), tous deux dépendant de la nature de l'ouvrage ;

S est la section mouillée de l'ouvrage (Aire de la partie mouillée de la section transversale) ;

R_H (m) est le rayon hydraulique de l'ouvrage.

I est la pente de fond (donc de la surface libre, l'écoulement étant supposé uniforme).

Le rayon hydraulique (la forme de l'ouvrage) dépendra du but recherché. Considérons deux ouvrages 1 et 2 de même type (caniveau rectangulaire en béton avec $K=80$) de sections respectives (0,50*0,50) et (2,50*0,10). Ces ouvrages ont la même pente (1%).

ouvrage	Section mouillée (m ²)			Périmètre mouillé (m)				Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Débit capable (m ³ /s)
	L	l	Sm	i	L	l	Pm	Rh	V	Q
1	0,5	0,5	0,25	0,5	0,5	0,5	1,50	0,167	2,423	0,606
2	2,5	0,1	0,25	0,1	2,5	0,1	2,7	0,093	1,637	0,409

Ces ouvrages ont des vitesses d'écoulement v et des débits différents.

Pour un même volume l'ouvrage de type 1 servira le plus rapidement possible à évacuer les eaux, mais il va falloir prêter attention à la vitesse de l'écoulement qui devra être modérée. Dans le cas contraire, il sera préférable d'utiliser un ouvrage de type 2.

Pour des ouvrages d'assainissement en terre selon la nature du sol, la vitesse à adopter varient de 0,5 à 1,5 m/s, si le terrain naturel est sans végétation. Cette vitesse est de 1,8 m/s si le terrain naturel est engazonné. Elle est de 4 m/s pour les ouvrages en béton.

B.1 Choix de la section d'ouvrage : Notion de section hydrauliquement favorable

Le dimensionnement du canal, consiste à déterminer ses dimensions géométriques ((largeur et hauteur d'eau) pour évacuer sous une pente I et une rugosité donnée, un débit connu. Nous sommes face à un problème à deux degrés de liberté dont la résolution consiste à résoudre un problème d'optimisation. La section qu'on obtient par la résolution de ce problème s'appelle la « Section hydrauliquement favorable ».

Cet optimum sera obtenu pour un périmètre mouillé minimisé avec une section mouillée fixée constante.

B.2 Section hydrauliquement favorable de forme circulaire

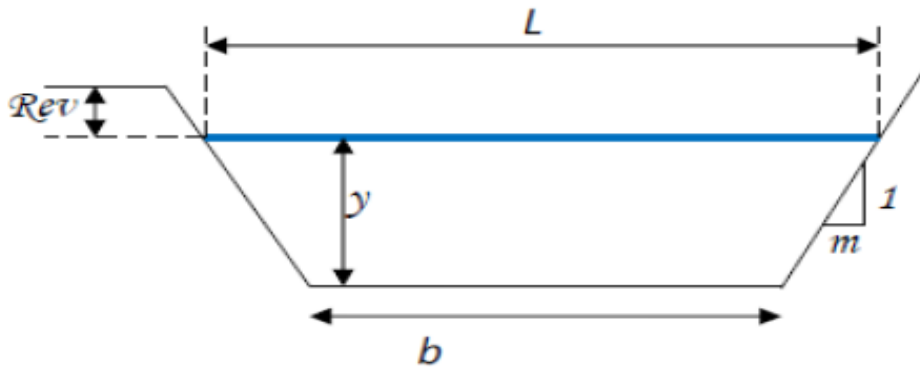
Les sections circulaire et demi-circulaire sont celles qui offrent de par leur géométrie pour une section mouillée donnée, le plus petit périmètre. De ce fait, ces sections sont naturellement hydrauliquement favorables, mais très difficiles à mettre en œuvre.

Pour les canaux en terre par exemple, les risques d'éboulement et la dégradation des parois sont à craindre. C'est pour cela qu'on fait recours généralement aux sections trapézoïdales de préférence isocèles.

B.3 Section hydrauliquement favorable de forme trapézoïdale

Pour déterminer les relations existant entre les dimensions (largeur et tirant d'eau) permettant de résoudre un tel type de problème, on écrira que le périmètre mouillé est minimum, sachant que la section mouillée est fixée.

Cela revient à écrire que les dérivées partielles de ces deux grandeurs sont nulles.



Pour une section trapézoïdale, on a :

$$S = y(b + my) \text{ et } P = b + 2y\sqrt{1 + m^2}$$

Où : y est la profondeur de l'eau ; b est la largeur au plafond et m le fruit.

Pour un débit Q à faire circuler, quand on fait varier " b ", on fait varier la profondeur " y " de l'eau qui est une fonction de " b ". On écrira $y(b)$ et de façon formelle on a :

$$\begin{cases} S(y(b), b) = y(b)[b + my(b)] \\ P(y(b), b) = b + 2y(b)\sqrt{1 + m^2} \end{cases}$$

On aura P minimal et S maximale quand les dérivées dS/db et dP/db s'annulent

$$dS/db = 0 \Rightarrow bdy + 2mydy + ydb = 0 \quad (\text{eq 1})$$

$$dP/db = 0 \Rightarrow db + 2dy\sqrt{1 + m^2} = 0 \quad (\text{eq 2})$$

Il vient que :

$$b = 2y(\sqrt{1 + m^2} - m) \text{ ou } y = \frac{b}{2(\sqrt{1 + m^2} - m)}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} S = yb + my^2 = y^2(2\sqrt{1 + m^2} - m) \\ P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} = 2y(2\sqrt{1 + m^2} - m) \end{cases} \quad \text{eq VI-1}$$

Si nous posons $\lambda = 2\sqrt{1 + m^2} - m$ alors : $S = \lambda y^2$ et $P = 2\lambda y$

Le rayon hydraulique favorable sera alors $R_h = \frac{S}{P} = \frac{y}{2}$

C Ecoulement graduellement varié

C.1 Notion de charge hydraulique

La charge hydraulique est l'énergie totale du fluide par unité de poids (estimée par rapport à une référence horizontale). Elle est la somme, en une section donnée, de l'énergie mécanique, de l'énergie de pression et de l'énergie cinétique, toutes par unité de poids. Elle a pour expression :

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g}$$

Où : z est la cote du fond par rapport à une référence horizontale donnée ;

y est le tirant d'eau ; V est la vitesse de l'eau et g est l'accélération de la pesanteur.

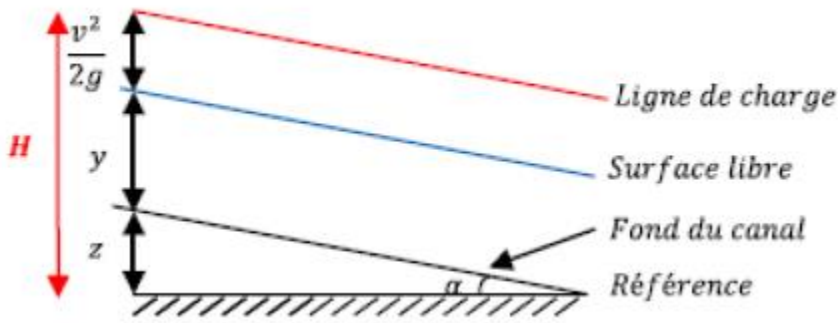


Figure VI-1 : Charge hydraulique

C.2 Théorème de Bernoulli

Il stipule que lorsque les pertes de charge sont négligeables, entre deux sections distinctes de l'ouvrage, on a :

$$H_1 = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = H_2$$

C.3 Charge spécifique

C'est la charge hydraulique pour laquelle le fond est pris comme référence. Elle s'écrit donc :

$$H_s = y + \frac{v^2}{2g}$$

C.4 Régimes d'écoulement

Il est mis en évidence, d'une part par les variations de la charge spécifique définie ci-dessus, qui peut encore s'écrire :

$$H_s = y + \frac{Q^2}{2gS^2}$$

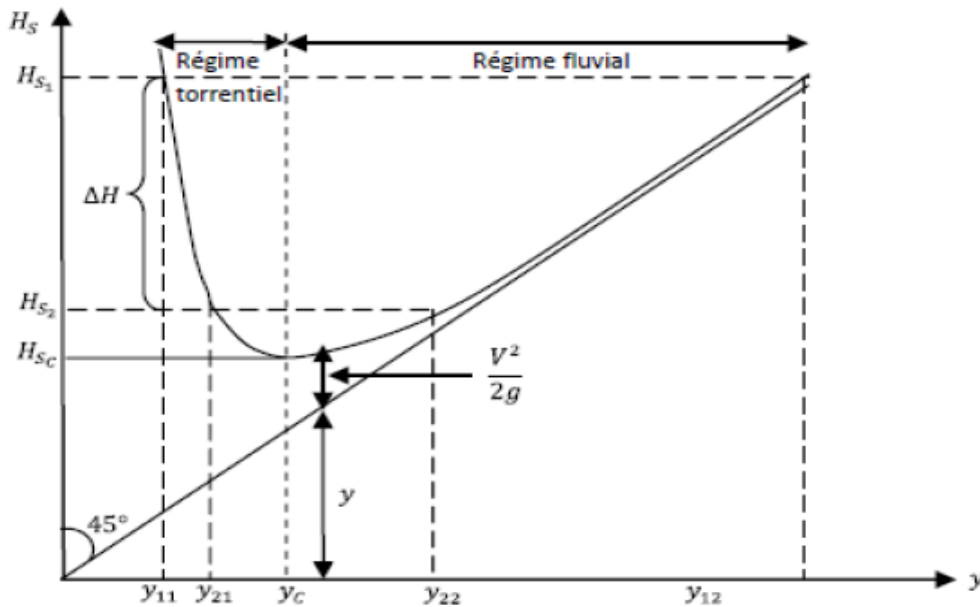
Où : S est la section mouillée.

Cette charge spécifique admet un minimum au point où le tirant d'eau prend la valeur y_c appelée tirant d'eau critique ou hauteur critique, qui n'est rien d'autre que la solution de l'équation

$$\frac{Q^2 l(y)}{gS^2} = 1$$

où $l(y)$ est la largeur en miroir (la largeur de la surface libre dans la section courante.)

La figure suivante représente la courbe de la charge spécifique en fonction de la profondeur, pour un débit (constant) donné.

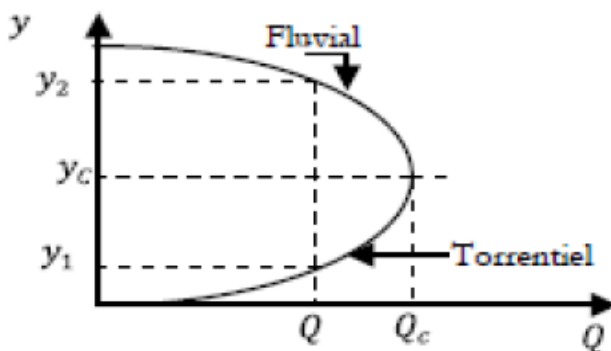


: Variation de la charge spécifique en fonction de y pour un débit donné (constant)

Pour $y < y_c$, l'énergie potentielle caractérisée par y est faible et l'énergie cinétique $\frac{V^2}{2g}$ est élevée et donc les vitesses sont élevées. On dit que le régime d'écoulement est torrentiel.

Pour $y > y_c$ l'énergie potentielle caractérisée par y est forte et l'énergie cinétique $\frac{V^2}{2g}$ est faible et donc les vitesses sont faibles. On dit que le régime d'écoulement est fluvial.

Pour une énergie spécifique donnée, le canal peut écouler le débit Q sous deux profondeurs possibles. Pour la première d'entre elles, plus petite que la profondeur critique, le débit est évacué sous un régime torrentiel. Pour la deuxième, supérieure à la profondeur critique, le débit est évacué sous un régime fluvial. L'énergie dissipée entre deux sections de charges respectives H_{s1} et H_{s2} n'est rien d'autre que ce qu'on appelle la perte de charge ($H_{s1} - H_{s2}$). Pour un régime torrentiel, cette perte de charge se traduit par un abaissement de la ligne d'eau et une augmentation de l'énergie cinétique, alors que pour un régime fluvial, elle se traduit par une augmentation de la ligne d'eau et un abaissement de l'énergie cinétique.



: Variation de Q en fonction de y

D'autre part, la courbe de profondeur en fonction du débit (figure précédente) pour une charge constante donnée, permet de mettre en évidence les différents régimes d'écoulement. Cette figure montre que le débit est maximum, pour une charge donnée, lorsque la profondeur est critique.

Pour une charge donnée à l'entrée, en régime torrentiel, le débit de l'ouvrage est au plus égal au débit critique.

C.4.1 Pente critique et son importance dans le dimensionnement

La pente critique est la pente pour laquelle le canal écoule le débit, à la profondeur critique de façon uniforme. Son expression se déduit de : $Q = K_s S R_h^{2/3} \sqrt{I_C}$

Montre que lorsque les pentes sont supérieures à la pente critique, théoriquement le débit de Manning-Strickler serait supérieur au débit critique, ce qui serait en contradiction avec ce qui précède, car le débit maximum se limite au débit critique, pour une énergie spécifique donnée. Ceci veut dire que la pente de l'ouvrage est supérieure à la pente critique, la capacité de l'ouvrage n'est plus fonction de sa pente car l'ouvrage ne peut déborder que ce qu'il peut absorber (au maximum le débit critique). Ceci montre le danger de dimensionner les ouvrages en se basant sur les formules, de type Manning-Strickler, qui sont établies dans les conditions de régime de type uniforme. En somme, les formules de Manning-Strickler peuvent être utilisées pour calculer le débit "capable" pour des pentes inférieures à la pente critique et dès lors que les pentes deviennent supérieures à la pente critique (régimes torrentiels), le débit "capable" reste constant et égal au débit critique.

C.4.2 Section de contrôle et son importance

L'écoulement s'établit dans l'ouvrage en régime torrentiel (l'écoulement fait à un tirant d'eau voisin du tirant d'eau critique), la capacité de l'ouvrage est directement fonction de la charge spécifique disponible en amont. Dans ce cas, ce sont les conditions à l'entrée de l'ouvrage qui contrôlent sa capacité.

On dit que l'ouvrage fonctionne en contrôle amont ou que sa section de contrôle est située en amont. Une perturbation à l'aval ne peut remonter la ligne d'eau et donc n'a aucune influence sur le remous concerné.

Dans le cas d'un régime fluvial, ce sont les conditions à l'aval, la perte de charge ainsi que la rugosité qui vont déterminer le débit à évacuer par l'ouvrage. On dira que l'ouvrage fonctionne en contrôle aval ou que la section de contrôle de l'ouvrage, celle qui va déterminer son débit, se trouve en aval. Dans ces conditions, la ligne d'eau dans l'ouvrage et donc la ligne d'eau à l'amont de celui-ci, vont être contrôlés par le niveau d'eau à l'aval de l'ouvrage.

C.5 Calcul de profondeurs normale et critique

Les profondeurs normale et critique sont indispensables, surtout dans le choix des ouvrages de rétablissement des écoulements naturels. Les équations permettant de calculer ces profondeurs conduisent à des problèmes itératifs, et ne peuvent donc être résolus simplement. Il faut donc faire recours à des méthodes de résolution de problèmes itératifs. Plusieurs méthodes permettent de calculer ces profondeurs. Nous n'en présenterons que deux, mais nous tenons à signaler que d'autres méthodes existent, notamment la méthode des solveurs ou des macros (Sous Microsoft Excel), les programmes informatiques, les calculettes programmables ou dotées de solveurs...

C.5.1 Méthode des abaques

La première des méthodes que nous présentons est celle qui utilise les abaques préétablies et ceci pour certaines sections particulières : circulaire, rectangulaire, trapézoïdale.

C.5.1.1 Cas de la profondeur normale

On sélectionne dans la famille de courbes, celle qui correspond au fruit de berge m de l'ouvrage ($m = \cot g(\alpha)$; α étant l'angle que fait le talus avec l'horizontal). Pour un canal rectangulaire, $m = 1$; le cas du canal circulaire étant mentionné sur l'abaque.

On calcule la grandeur $\frac{Q}{K_s \sqrt{I} b^{8/3}}$ pour les ouvrages de section trapézoïdale et rectangulaire.

$\frac{Q}{K_s \sqrt{I} D^{8/3}}$ pour les canaux de section circulaire, qu'on positionne en abscisse et qu'on projette sur la courbe choisie précédemment.

L'intersection donne le rapport $\frac{y_n}{b}$ (qu'on peut lire indifféremment sur l'axe vertical à droite ou à gauche, les graduations étant les mêmes.) pour en déduire y_n connaissant b .

C.5.1.2 Cas de la profondeur critique

On sélectionne dans la famille de courbes, celle qui correspond au fruit de berge m de l'ouvrage ($m = \cot g(\alpha)$; α étant l'angle que fait le talus avec l'horizontal). Pour un canal rectangulaire $m = 1$; le cas du canal circulaire étant mentionné sur l'abaque.

On calcule la grandeur $\frac{Q}{\sqrt{g} b^5}$ (pour les ouvrages de section trapézoïdale et rectangulaire), qu'on positionne en abscisse (sur l'axe du bas) ou $\frac{Q}{\sqrt{g} D^5}$ (pour les canaux de sections circulaires) qu'on positionne en abscisse (sur l'axe du haut) et qu'on projette sur la courbe choisie précédemment. Le fait de positionner sur l'axe du bas ou du haut suivant les situations, à une importance capitale à cause des échelles de graduation de ces axes qui ne sont pas les mêmes.

L'intersection donne le rapport $\frac{y_c}{b}$ (qu'on peut lire indifféremment sur l'axe vertical à droite ou à gauche, les graduations étant les mêmes.) pour en déduire y_c connaissant b .

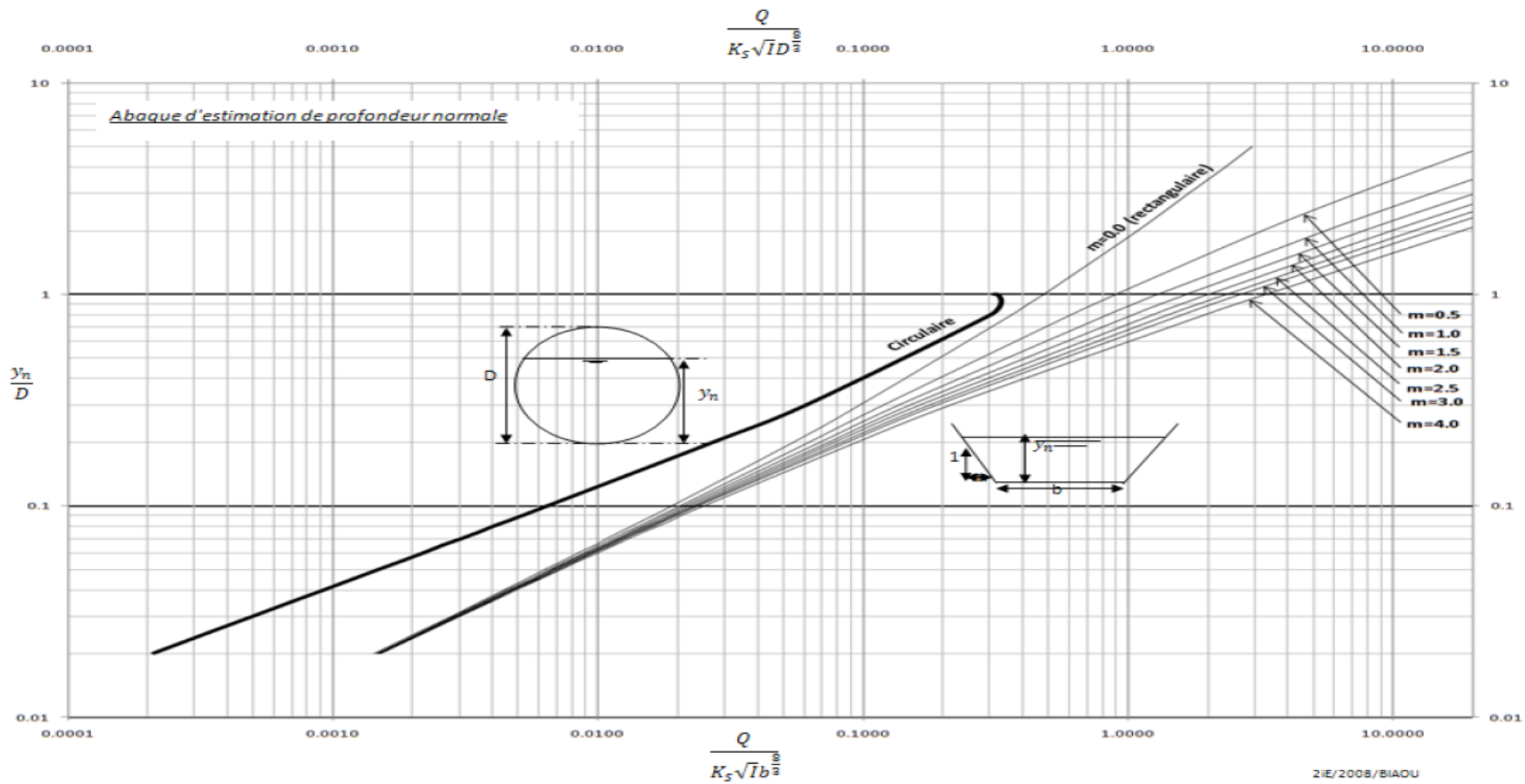
C.5.2 Méthode de la débitante (pour y_n) et équivalente pour y_c

C.5.2.1 La profondeur normale

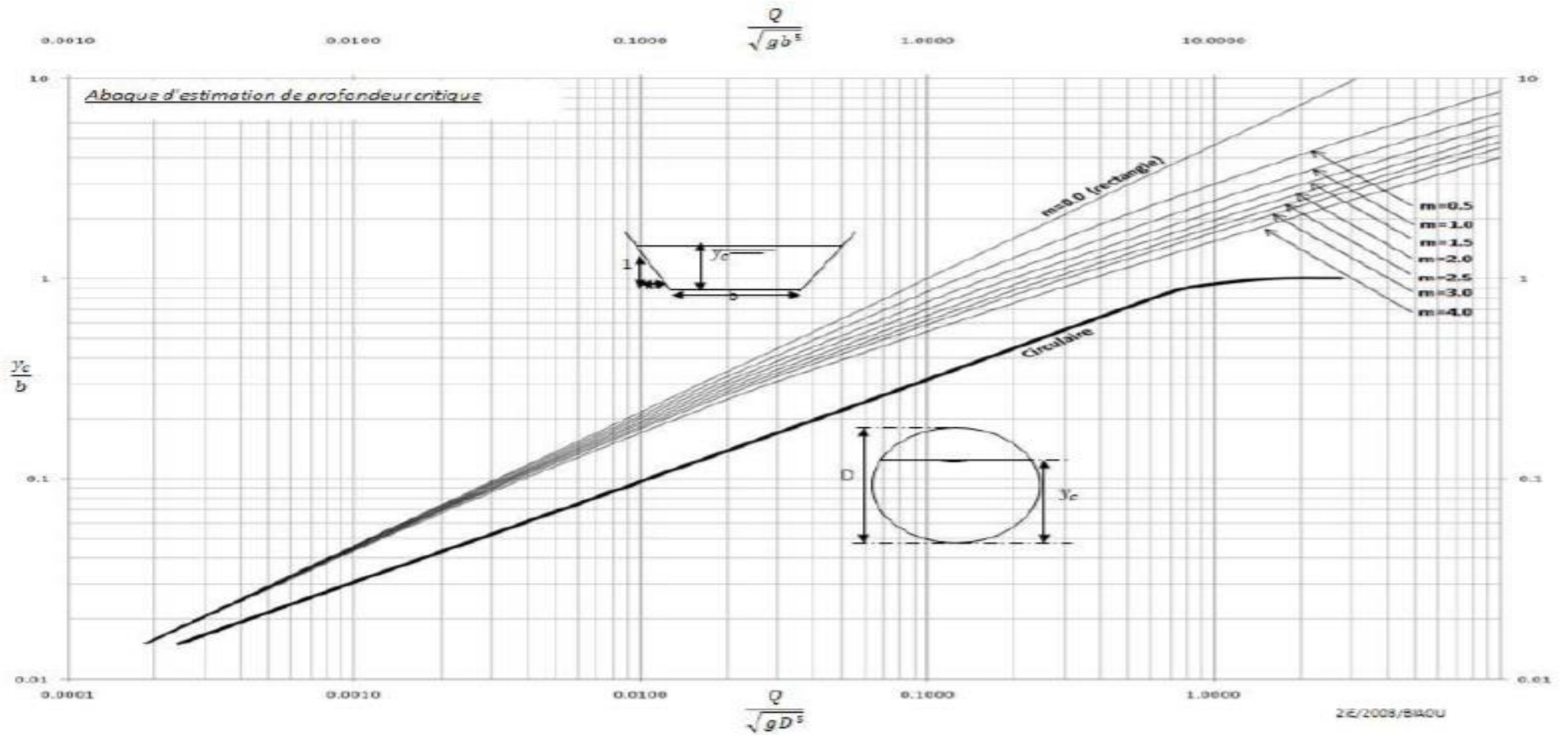
De $Q = K_s S R_h^{2/3} \sqrt{I}$, on déduit que $\frac{Q}{\sqrt{I}} = K_s S R_h^{2/3}$ On calcule la grandeur fixe $\frac{Q}{\sqrt{I}}$ puis on calcule pour différentes valeurs de y , la grandeur variable $D = K_s S R_h^{2/3}$. Celle pour laquelle le calcul de la grandeur variable coïncide avec de la grandeur fixe n'est rien d'autre que la profondeur normale y_n .

C.5.2.2 La profondeur critique

De $\frac{Q^2 l}{g S^3} = 1$ on déduit que $\frac{Q}{\sqrt{g}} = S \sqrt{\frac{S}{l}}$ On calcule la grandeur fixe $\frac{Q}{\sqrt{g}}$ puis on calcule pour différentes valeurs de y , la grandeur variable $F = S \sqrt{\frac{S}{l}}$. La valeur de y pour laquelle le calcul de la grandeur variable coïncide avec de la grandeur fixe n'est rien d'autre que la profondeur critique.



: Abaque d'estimation de profondeur normale



: Abaque d'estimation de profondeur critique

Chapitre VII : Utilisation des abaques pour dimensionner les canalisations

La connaissance des débits à évacuer en chaque point, la pente des ouvrages et le type d'écoulement adopté conditionnent le choix des sections d'ouvrage.

A Ecoulement Uniforme (Formule de CHEZY)

Les ouvrages sont calculés suivant la formule d'écoulement de CHEZY : $V = C \sqrt{R I}$

V (Vitesse d'écoulement en m/s) - R (Rayon hydraulique) - I (Pente de l'ouvrage en m/m) et C (Coefficient de CHEZY) qui se calcule par l'expression par BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ est le coefficient d'écoulement de BAZIN qui varie suivant la nature des matériaux utilisés et celle des eaux transportées

A.1 Canalisations D'eaux Usées

Les conditions d'écoulement dans les ouvrages sont améliorées par la pellicule grasse qui se forme dans les ouvrages. Compte tenu des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre, le coefficient de Bazin peut être pris égal à 0,25 ce qui permet d'approcher approximativement C par l'expression :

$$C = 70 \times R^{\frac{1}{6}}$$

Il vient alors :

$$V = 70 \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

et le débit capable de l'ouvrage (Q_c)

$$Q_c = V \times S$$

Q_c en m³/s ; V en m/s et S en m²

A.1.1 Contraintes de calage des réseaux de canalisations d'eaux usées

Généralement de sections circulaires, les canalisations d'eaux usées doivent satisfaire aux exigences suivantes :

- le diamètre minimum de 200 mm, pour éviter les risques d'obstruction
- la pente minimum de 0,002 m/m, malgré cela le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité.
- la couverture minimale de 80 cm de la canalisation. En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- le regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ou une visite par caméra. (la distance standard est de 50 m)
- l'implantation de regard à chaque changement de pente ou de direction
- la vitesse maximum ne doit pas être supérieure à 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

A.1.2 Conditions d'auto curage

- à pleine ou à demi-section, $V \geq 0,70 \text{ m/s}$ ou à l'extrême rigueur $0,50 \text{ m/s}$ (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à $0,70 \text{ m/s}$)
- pour une hauteur d'eau égale au $2/10$ du diamètre, $V \geq 0,30 \text{ m/s}$. (le rapport des vitesses étant égal à 0,6 on vérifiera que $0,6 V_{PS} \geq 0,3 \text{ m/s}$)
- la hauteur d'eau doit être égale aux $2/10$ du diamètre, assuré par le débit moyen actuel. (le rapport des débits étant égal à 0,12 on vérifiera que $(Q_{moyen} \geq 0,12 Q_{PS})$)

En pratique, on pourra considérer que l'auto-curage est respecté si $V \geq 0,30 \text{ m/s}$ pour le débit journalier moyen actuel.

A.2 Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

De fait probable des dépôts dans les ouvrages, on considère que l'écoulement se fait sur des parois semi-rugueuses. Le coefficient de Bazin peut être pris à 0,46. C sera alors approché approximativement par l'expression

$$C = 60 \times R^{\frac{1}{4}}.$$

La vitesse sera donnée par l'expression :

$$V = 60 \times R^{\frac{3}{4}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

et le débit capable de l'ouvrage (Q_c)

$$Q_c = V \times S$$

Q_c en m^3/s ; V en m/s et S en m^2

A.2.1 Contraintes de calage des réseaux de canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- le diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- la pente minimum de 0,003 m /m. Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- la couverture minimale de la canalisation doit être de 80 cm .En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- un regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra.
- Un regard à chaque changement de pente ou de direction.
- la vitesse maximum sera de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux, sinon il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

A.2.2 Conditions d'auto-curage

- pour 1/10 du débit à pleine section, on doit avoir, $V \geq 0,60 \text{ m/s}$.
- quand $r_Q = Q/Q_{PS} = 0,1$; $r_V = V/V_{PS} = 0,55$ donc on vérifiera que $V_{PS} \geq 1 \text{ m/s}$)
- pour 1/100 du débit à pleine section, on doit avoir $V \geq 0,30 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

A.3 FORMULE DE MANNING-STRICKLER

Les expressions suivantes sont établies :

$$C = K \times R^{\frac{1}{6}}$$

$$V = K \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_c = V \times S$$

K : Coefficient de Manning - Strickler

S : Section mouillée de l'ouvrage au m²

R : Rayon hydraulique de l'ouvrage en m

I : Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m

V : Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s

Q_c : Débit capable de l'ouvrage en m³/s

En général, on adopte :

- $70 \leq K \leq 80$ pour les ouvrages en fonte, béton, grès, PVC, PEHD.
- $40 \leq K \leq 45$ pour les ouvrages métalliques en tôle ondulée.

Il est à remarquer que les coefficients annoncés par les fabricants (coefficients calculés en laboratoire sur une canalisation neuve sans dépôt) diffèrent des coefficients réels qui tiennent compte de la fixation de matières en suspension dans le fond des ouvrages.

B UTILISATION DES ABAQUES DE L'INSTRUCTION TECHNIQUE DE 1977

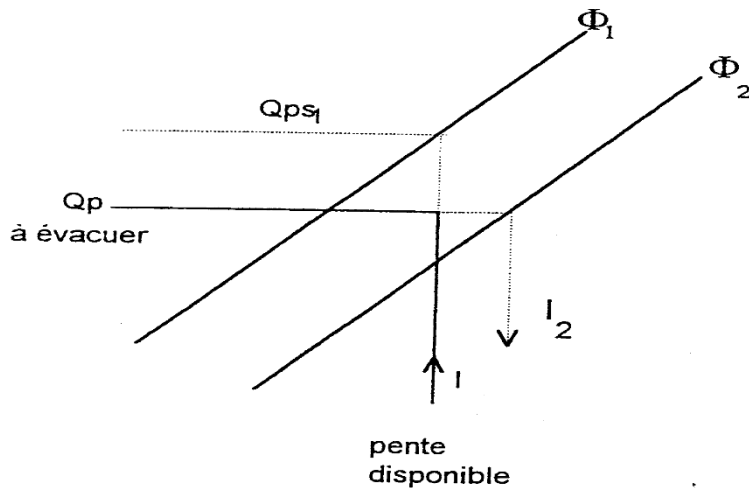
Les abaques représentent la relation de Chézy complétée par la formule de Bazin sous l'hypothèse d'un écoulement uniforme, avec :

- $\gamma = 0,25$ pour les eaux usées, on utilise l'abaque ab3
- $\gamma = 0,46$ pour les eaux pluviales ou unitaire, on utilise abaque ab4

Ces abaques sont construits pour le débit à pleine section avec :

$$R_H = \frac{\emptyset}{4}$$

B.1 Choix du diamètre

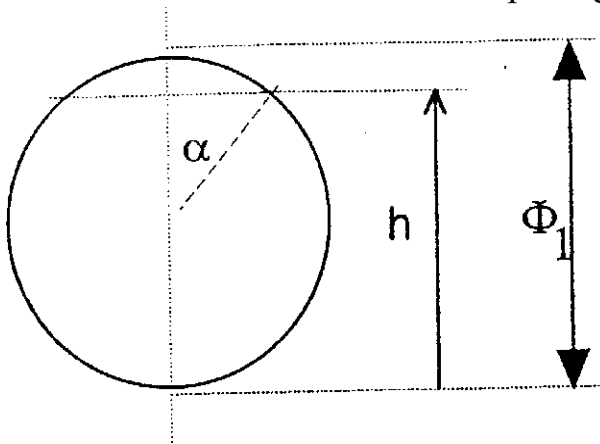


Le débit à pleine section est supérieur au débit de pointe Q_p à évacuer, donc le choix du diamètre Φ_1 est fait par excès. $Q_{PS1} > Q_p$.

Pour le choix par défaut du diamètre Φ_2 , la pente nécessaire à l'écoulement à surface libre I_2 est supérieure à I la pente disponible. Il en résulte un risque de mise en charge du réseau, ce qui doit être évité (remontée des eaux chez les riverains).

B.2 Hauteur de remplissage - vitesse d'écoulement

Le choix du diamètre étant fait par excès, il peut être nécessaire de connaître la vitesse de l'écoulement ou la hauteur de remplissage h .



$$h = R(1 + \cos \alpha)$$

La section mouillée S est donnée par : $S(\alpha) = R^2(\pi - \alpha + \cos \alpha \sin \alpha)$

Le périmètre mouillé P est donné par : $P(\alpha) = 2R(\pi - \alpha)$

On en déduit le rayon hydraulique $R_H = \frac{S}{P}$ et la vitesse de l'écoulement $V(\alpha)$

L'angle α est obtenu par l'expression $Q(\alpha) = V \times S = Q_p$

Il est plus commode d'utiliser l'abaque ab5 pour résoudre un tel problème que d'effectuer des calculs.

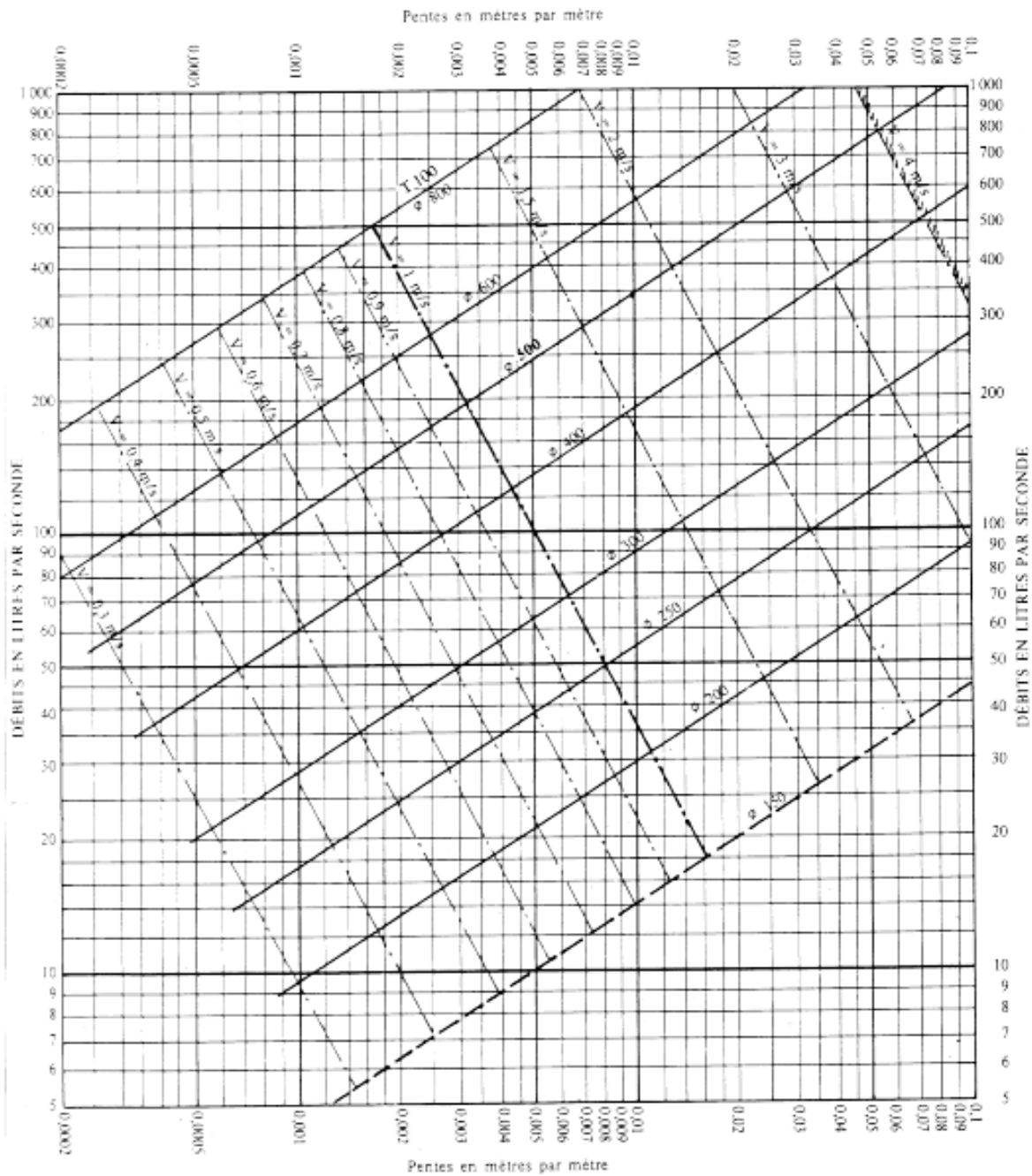
Q_{PS1} est le débit à pleine section

Q est le débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{PS1}} \quad r_V = \frac{V}{V_{PS1}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\Phi_1}$$

ABaque ab-3

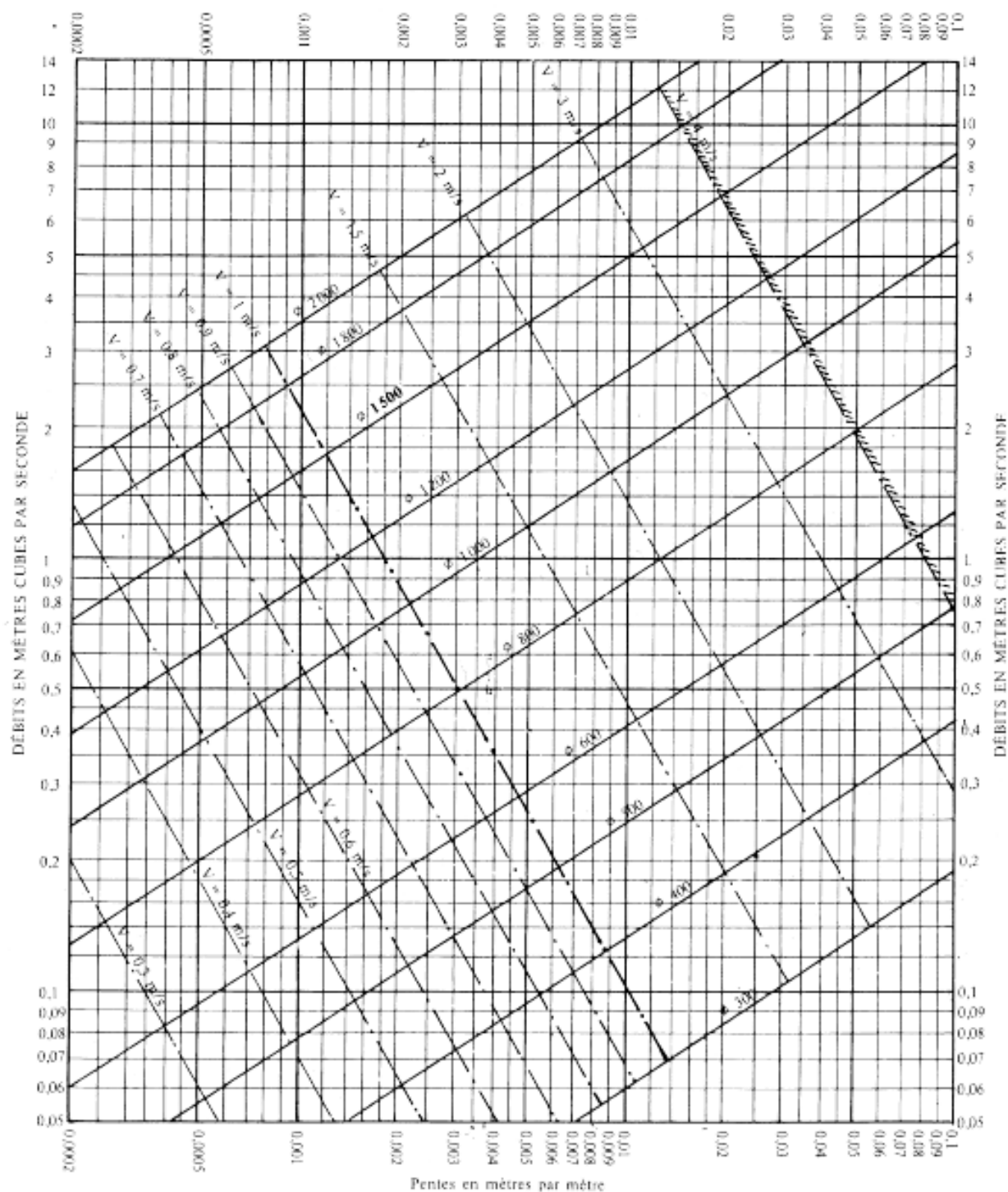
RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



Nota : la valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20% ($\gamma = 0,16$).

A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

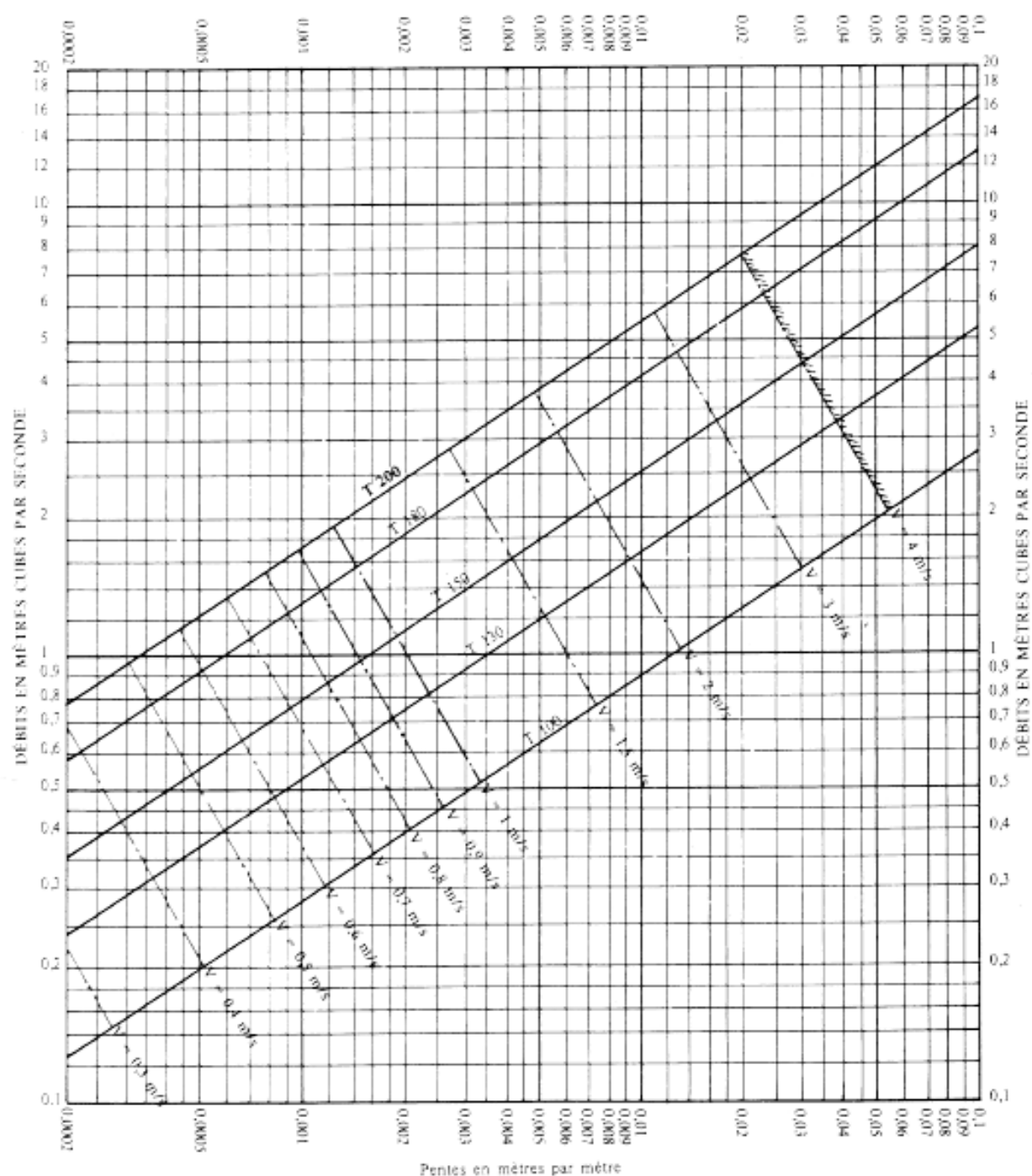
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota : la valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20% ($\gamma = 0,30$).

A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

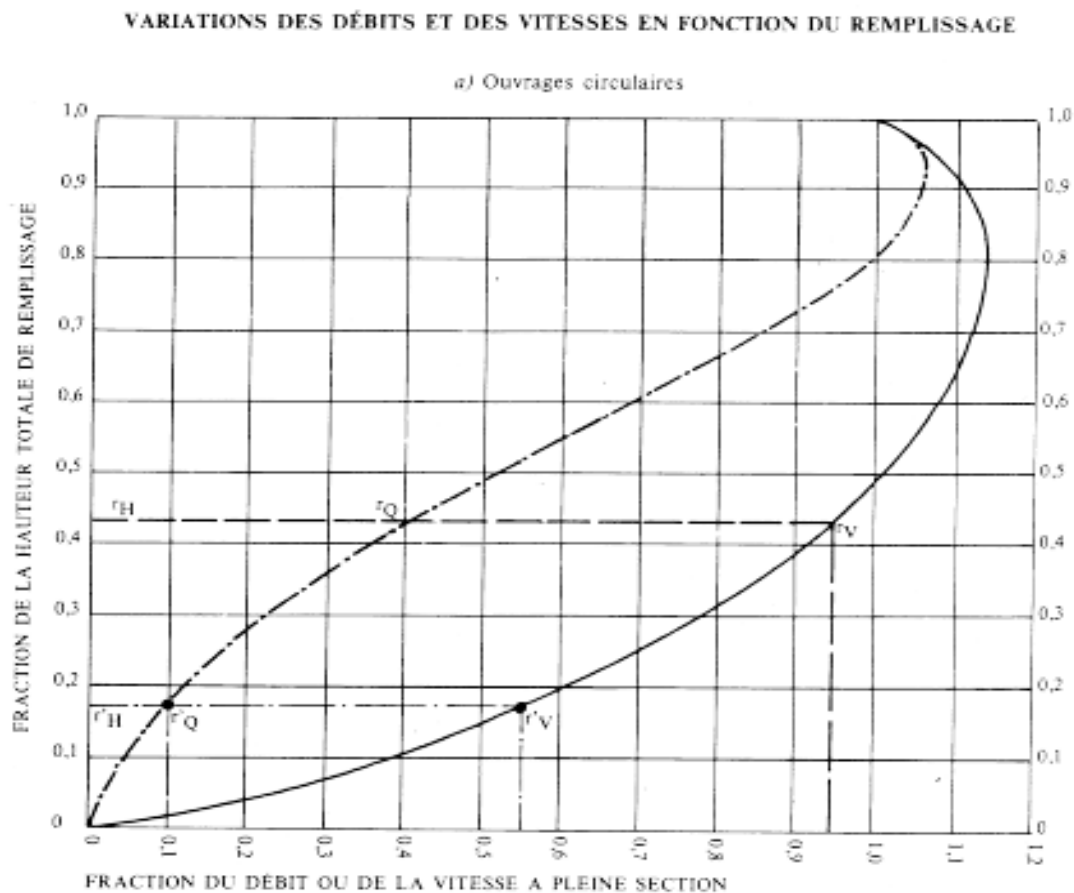
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)



Nota : la valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20% ($\gamma = 0,30$).

A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABaque 5a : taux de remplissage pour section circulaire en fonction du rapport des débits ou des vitesses



Nota.

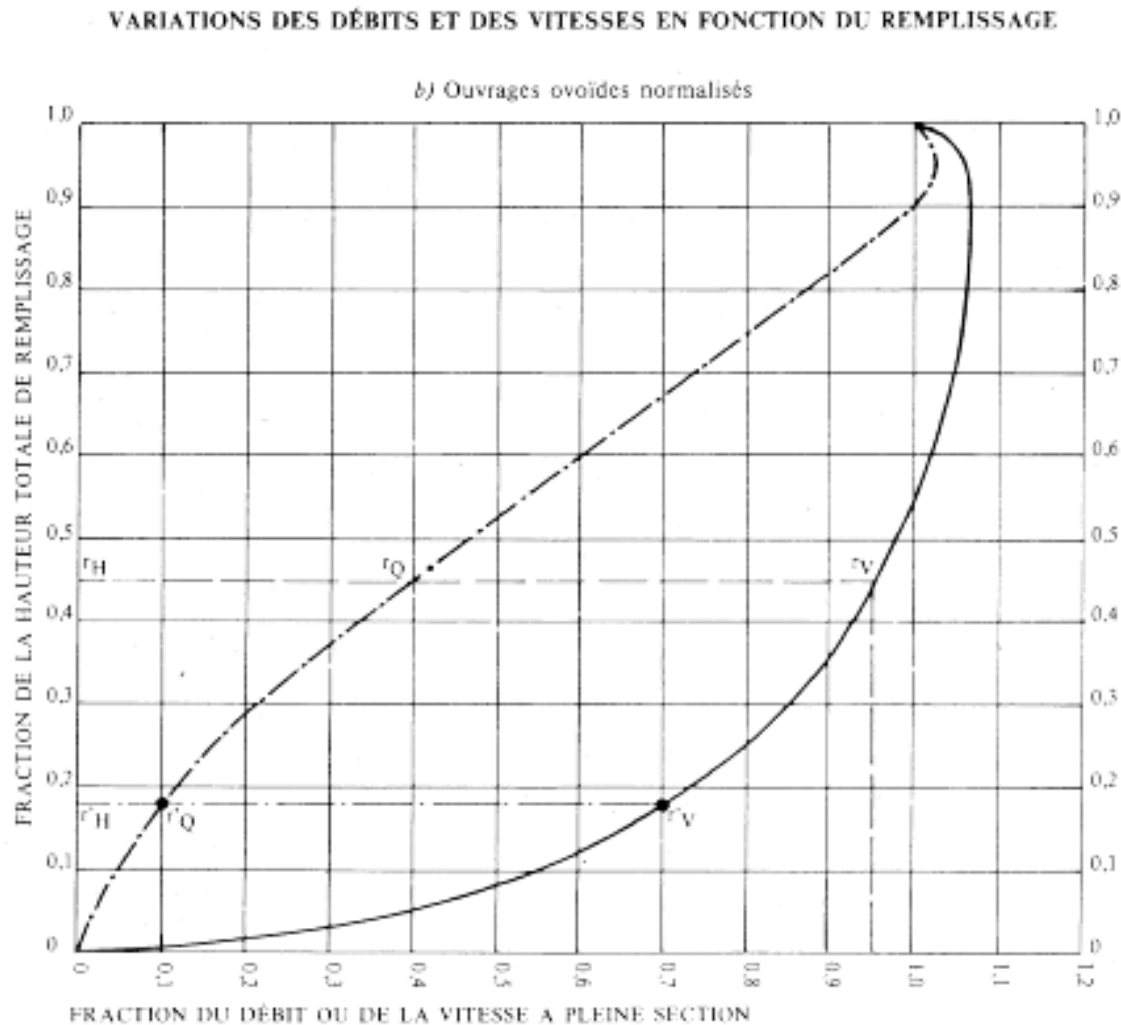
Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$

La vitesse maximum ($r_v = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,83$

Ces dernières conditions d'écoulement ont un caractère assez théorique et ne peuvent être obtenues que dans des conditions particulières d'expérimentation.

ABaque -5b : taux de remplissage pour section ovoïde en fonction du rapport des débits ou des vitesses



Nota.

Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,90$

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0,95$

La vitesse maximum ($r_V = 1,07$) est obtenue avec $r_H = 0,90$

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions particulières d'expérimentation.

B.3 Mode d'emploi

Les abaques Ab.3 et Ab.4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages compte tenu de la pente et du débit permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le monogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemple :

Pour $r_Q = 0,40$ on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$

Pour $Q_{PS}/10$ on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$

B.4 Mode d'emploi

Les abaques Ab.3 et Ab.4 (a et b) sont utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, à partir de la pente et du débit. Ils permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le monogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Application

Dans l'exemple ci-contre : $r_Q = 0,40$; $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,42$

Débit capable d'une canalisation d'eaux usées

Le débit maximal que la canalisation peut évacuer est obtenu par l'expression :

$$\frac{dQ}{d\alpha} = 0 .$$

La valeur maximale de r_Q est de 1,07 (abaque ab 5a). Le débit capable de la canalisation est donc : $Q_{max} = 1,07 \times Q_{PS1}$ cela correspond à une valeur de $r_H = 0,95$

d'où $\alpha = 25,84^\circ \approx 26^\circ$

Le débit maximal est obtenu pour un angle au centre $\alpha = 26^\circ$ et non pour la pleine section.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$ on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,45$

Pour $Q_{PS}/10$ on obtient $r'_V = 0,70$ et $r'_H = 0,18$

Chapitre VIII : Fossés latéraux- et fossés extérieurs

A Capacités des fossés latéraux

Les débits des fossés latéraux sont donnés par la formule de MANNING STRICKLER :

$$\begin{cases} V = KR^{2/3}i^{1/2} \\ Q = VS \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \text{ est le débit en } m^3/s \\ V \text{ la vitesse en } m/s \\ S \text{ la section} \\ K \text{ le coefficient de rugosité de MANNING} \\ R \text{ le rayon hydraulique en } m \\ i \text{ la pente longitudinale en } m/m \end{array} \right.$$

Le coefficient de rugosité K prend les valeurs suivantes :

- fossés en terre $K = 33$
- fossés rocheux $K = 25$
- fossés en béton $K = 67$.

Pour une pente donnée, la vitesse d'écoulement croît avec la hauteur d'eau dans le fossé. Au-delà d'une certaine hauteur d'eau, la vitesse de l'eau dépasse la valeur limite qu'un sol meuble peut supporter sans érosion : il y a attaque du fossé et à brève échéance destruction totale ou partielle de celui-ci. Pour un type de terrain meuble donné et une pente longitudinale donnée, il y a donc une capacité limite qu'il ne faut pas dépasser : il y a lieu alors, soit de protéger le fossé (par un revêtement), soit de changer de type de fosse, soit de l'interrompre et envoyer l'eau vers un exutoire naturel au moyen d'un ouvrage de décharge (ouvrage divergent ou ouvrage sous-chaussée par exemple) si le tronçon n'est pas trop en déblais.

Le tableau suivant donne une indication des vitesses limites (A BAKHMETEEF. Hydraulics of open Channels, Mc. Graw Hill)

: vitesses limites (A BAKHMETEEF. Hydraulics of open Channels, Mc. Graw Hill)

Type de sol	Vitesse m/s
sables fins argileux ou limons argileux	0,75
limons ou argiles sableuses (sable < 50 %)	0,90
argiles compactes	1,10
mélanges de graviers, sables et limons	1,50
graviers, cailloux moyens	1,80

Pour les zones rocheuses et dans le cas des fossés bétonnés, les affouillements ne sont pas à craindre. Néanmoins, les vitesses supérieures à 3,5m/s sont à déconseiller à cause des débordements dès qu'il y a un obstacle éventuel dans le fossé (rochers, branchages, etc.).

Ces vitesses fixent par conséquent une capacité maximale pour les fossés revêtus ou non revêtus, débit à ne pas dépasser pour une pente longitudinale donnée. La surface mouillée S et le rayon hydraulique R étant fonction de la hauteur d'eau h , on peut les éliminer de la formule de MANNING, ce qui permet de calculer la capacité limite Q des fossés triangulaires en fonction des paramètres V et i qui sont fixés.

Pour les zones rocheuses et dans le cas des fossés bétonnés, les affouillements ne sont pas à craindre. Néanmoins, les vitesses supérieures à 3,5m/s sont à déconseiller à cause des débordements dès qu'il y a un obstacle éventuel dans le fossé (rochers, branchages, etc.).

Ces vitesses fixent par conséquent une capacité maximale pour les fossés revêtus ou non revêtus, débit à ne pas dépasser pour une pente longitudinale donnée.

La surface mouillée S et le rayon hydraulique R étant fonction de la hauteur d'eau h , on peut les éliminer de la formule de MANNING, ce qui permet de calculer la capacité limite Q des fossés triangulaires en fonction des paramètres V et i qui sont fixés

Pour les fossés de talus 2/1, 1/2 on a :

$$R = \frac{h\sqrt{5}}{6} = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2}; S = \frac{5h^2}{4} \quad d'où \quad Q = \frac{9V^4}{K^3 i^{3/2}}$$

Pour les fossés de talus 3/2, 2/3 on a :

$$R = \frac{h\sqrt{13}}{10} = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2}; S = \frac{13h^2}{12} \quad d'où \quad Q = \frac{50}{6} \times \frac{V^4}{K^3 i^{3/2}}$$

Pour les fossés trapézoïdaux à talus 1/2, les expressions sont plus complexes :

$$\begin{cases} R = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2} = \frac{(2b+h)h}{2(b+h\sqrt{5})} \\ h = \frac{1}{2} \left(4,47R - 1,20 + \sqrt{1,44 - 5,93R + 20R^2} \right) \\ S = h \left(0,60 + \frac{h}{2} \right) \text{ pour } b = 0,60 \text{ m} \end{cases}$$

Et on calculera Q par $Q = SV$.

Les tableaux VIII-2 et VIII-3 pages suivantes et les courbes des figures VIII-1 et VIII-2 ci-après donnent les résultats des calculs pour les fossés triangulaires non revêtus ($K = 33$) en zones soumises à l'érosion et pour différentes pentes longitudinales.

: capacité max. des fossés triangulaires non revêtus en zones érodables (talus à 2/1 ; 1/2) [BCEOM]

Pente <i>i</i> %	Sables fins argileux ou limons argileux ($V_{max} = 0,75$ m/s)	Limons compacts ou argiles sableuses ($V_{max} = 0,90$ m/s)	Argiles compactes ($V_{max} = 1,10$ m/s)	Mélanges de graviers, sables et limons ($V_{max} = 1,50$ m/s)	Graviers, cailloux moyens ($V_{max} = 1,80$ m/s)
0,5	224	<u>386</u>	<u>386</u>	<u>386</u>	<u>386</u>
1,0	79	<u>164</u>	<u>367</u>	<u>547</u>	<u>547</u>
2,0	28	58	130	448	<u>774</u>
3,0	15	32	71	244	<u>506</u>
4,0	10	20,5	46	158	329
5,0	7,1	14,7	33	113	235
6,0	5,4	11,2	25	86	179
8,0	3,5	7,3	16,2	56	116
10,0	25	5,2	11,6	40	83

($K = 33$)

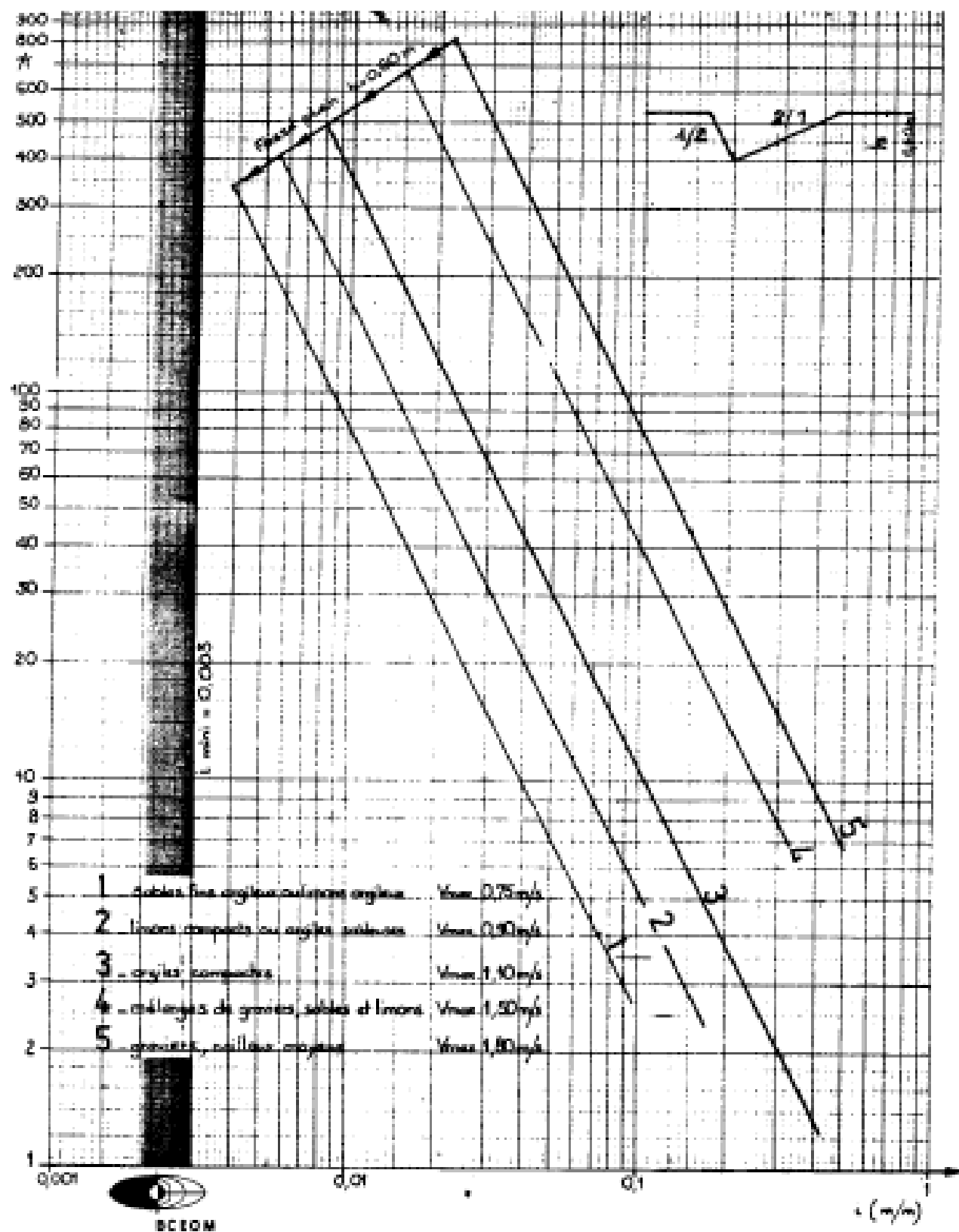
N.B. : Les chiffres soulignés correspondent au fossé complètement rempli.

: capacité max. des fossés triangulaires non revêtus en zones érodables (talus à 3/2 ; 2/3) [BCEOM]

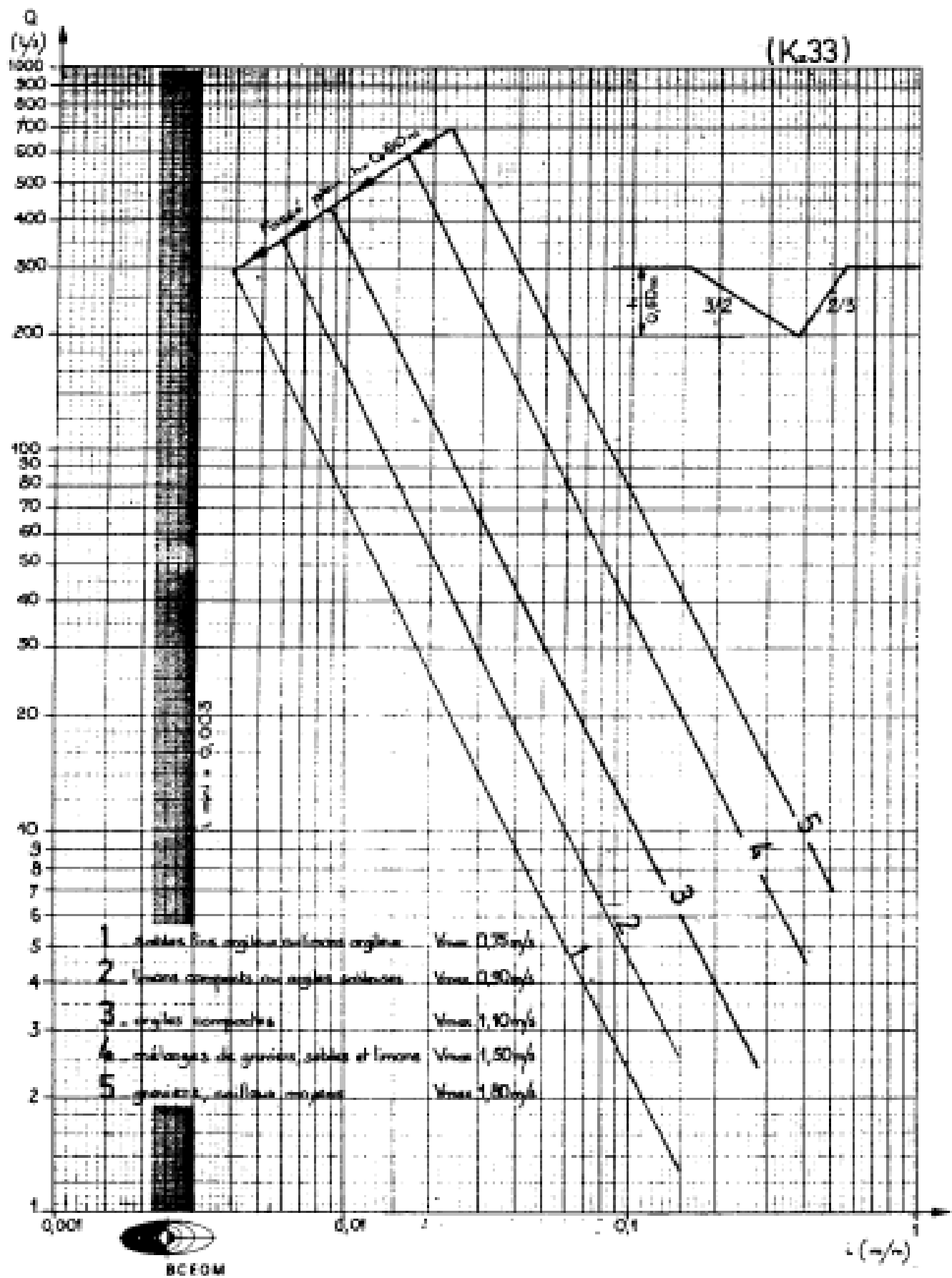
Pente <i>i</i> %	Sables fins argileux ou limons argileux ($V_{max} = 0,75$ m/s)	Limons compacts ou argiles sableuses ($V_{max} = 0,90$ m/s)	Argiles compactes ($V_{max} = 1,10$ m/s)	Mélanges de graviers, sables et limons ($V_{max} = 1,50$ m/s)	Graviers, cailloux moyens ($V_{max} = 1,80$ m/s)
0,5	208	<u>328</u>	<u>328</u>	<u>328</u>	<u>328</u>
1,0	73	<u>152</u>	<u>340</u>	<u>464</u>	<u>464</u>
2,0	26	54	120	415	<u>656</u>
3,0	14	29	65	226	468
4,0	9,2	19	42	147	304
5,0	6,6	14,0	30	105	218
6,0	5,0	10,3	23	80	166
8,0	3,2	6,7	15,0	52	108
10,0	2,3	4,8	10,7	37	77

($K = 33$)

N.B. : Les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli.



: capacités maximales - Fossés latéraux triangulaires à 2/1 ; 1/2 non revêtus [BCEOM]



: capacités maximales - Fossés latéraux triangulaires à 3/2 ; 2 /3 non revêtus [BCEOM]

Au cas où les débits à évacuer dépassent les capacités indiquées, il faut alors un ouvrage de décharge, soit vers l'extérieur (divergent), soit par ouvrage sous-chaussée, selon la topographie des lieux. Si les débits à évacuer sont trop importants et imposent des ouvrages de décharge trop rapprochés, il faut alors revêtir le fossé.

Nous avons vu que dans le cas des fossés revêtus la vitesse ne doit pas dépasser

$V_{max} = 3,5 \text{ m/s}$. Cette condition entraîne donc pour les fossés triangulaires revêtus les capacités maximales suivantes :

: Capacité max. (en l/s) des fossés triangulaires revêtus ($h = 0,60 \text{ m}$)

Pente % Talus	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
2/1, 1/2	<u>785</u>	<u>1 110</u>	<u>1 571</u>	864	561	402	306	198	142
3/2, 2/3	<u>666</u>	<u>942</u>	<u>1 332</u>	800	520	372	283	184	131

N.B. les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli

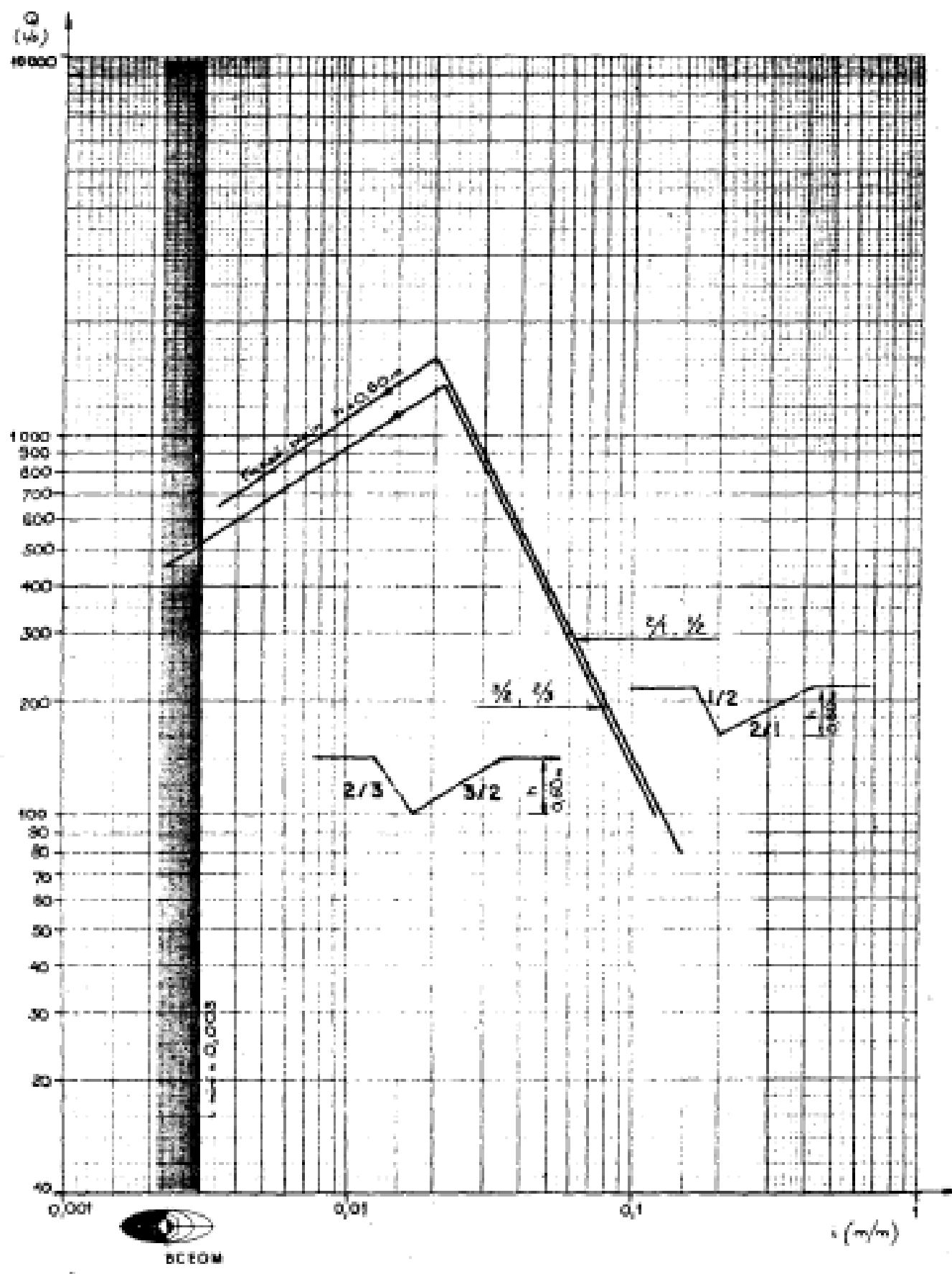
La figure VIII-3 représente les capacités de ces fossés revêtus en fonction de la pente i .

Pour les fossés trapézoïdaux, talus à 2/1, utilisés en zone rocheuse, revêtus ou non revêtus, les capacités maximales sont les suivantes (en m³/s, avec $b = 0,60 \text{ m}$ et $h = 0,60 \text{ m}$). (cf. graphiques – figure VIII-4) :

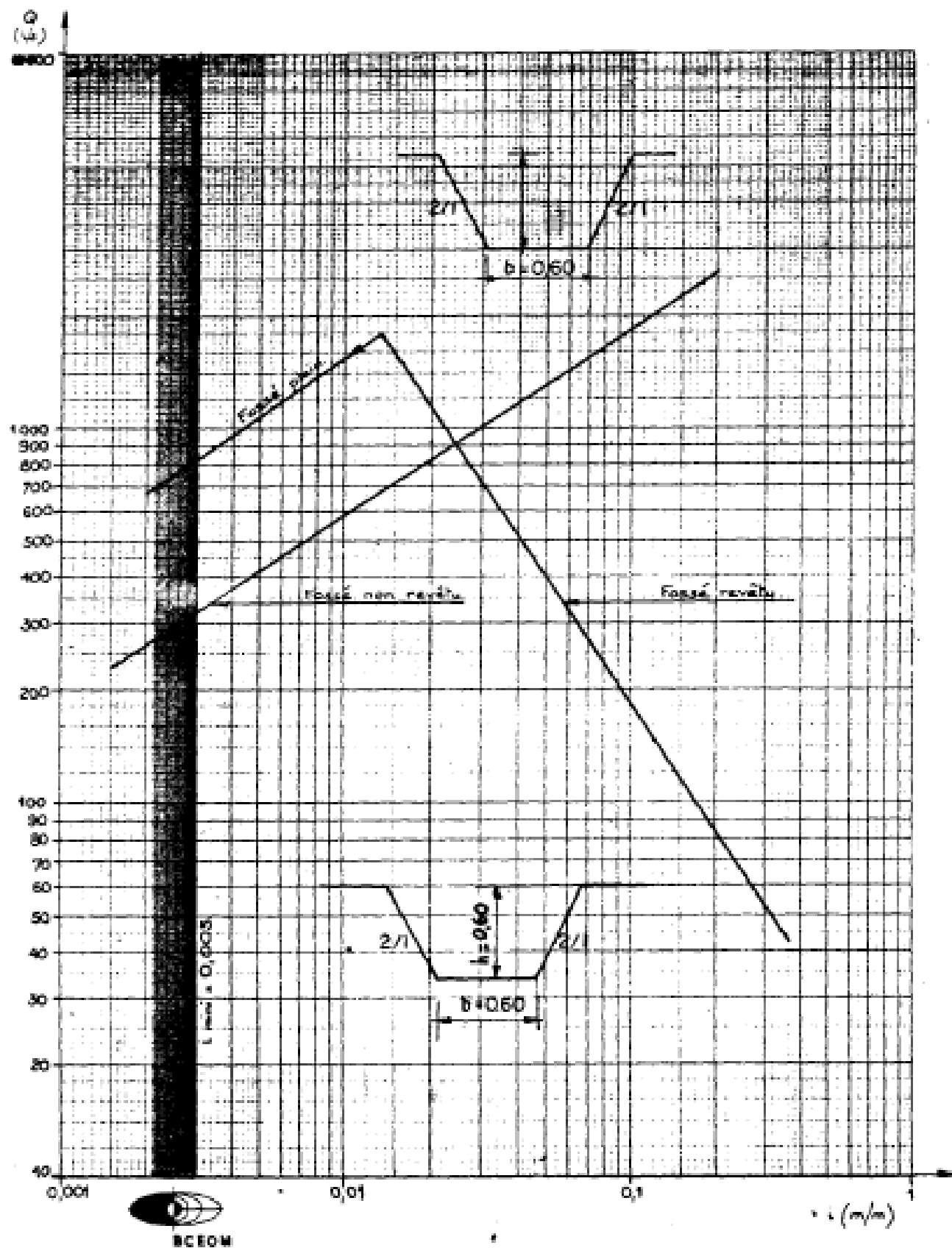
: Capacité max. (en l/s) des fossés trapézoïdaux revêtus ou non en zone rocheuse ($h = 0,60 \text{ m}$)

Pente % Fossé	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
Fossé trapézoïdal revêtu $i = 67$	<u>1 085</u>	<u>1 542</u>	1 227	699	488	376	307	238	183
Fossé trapézoïdal non revêtu $i = 25$	<u>409</u>	<u>577</u>	<u>817</u>	<u>1 000</u>	<u>1 156</u>	<u>1 292</u>	<u>1 416</u>	<u>1 634</u>	<u>1 827</u>

N.B. les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli



: capacités maximales - Fossés latéraux triangulaires à $(3/2 ; 2/3)$ et $(2/1 ; 1/2)$ revêtus [BCEOM]



: Fossés latéraux trapézoïdaux revêtus - Fossés latéraux trapézoïdaux en zone rocheuse, non revêtus [BCEOM]

Pour le cas des fossés triangulaires ou trapézoïdaux revêtus, nous voyons que la capacité diminue très rapidement à mesure que la pente augmente, la capacité maximale étant obtenue pour une pente de 2 % pour les fossés triangulaires et 1 % pour les fossés trapézoïdaux. Ainsi, si les pentes naturelles sont très fortes et les débits à évacuer seront importants, il faudra briser la pente longitudinale des fossés par des chutes. On diminuera ainsi la pente et augmentera la capacité du fossé de manière à correspondre aux débits à évacuer. Les chutes devront être espacées d'au moins 15 LG. LG étant la largeur en gueule du fossé afin de permettre l'établissement du régime hydraulique dans le tronçon de fossé.

B Longueurs maximales des fossés latéraux

Les capacités limites indiquées plus haut permettent d'évaluer les longueurs maximales des fossés entre deux ouvrages de décharge.

Pour un type de fossé adopté, sur un type de terrain donné, de pente longitudinale fixée, donc de capacité limite Q_{max} déterminée, la longueur maximale ΔL_{max} de fossé dépend du débit à évacuer.

On prendra pour le coefficient de ruissellement C, les valeurs suivantes :

- $C_j = 0,95$ sur la plate-forme,
- $C_j = 0,80$ dans la zone du fossé de pied et du talus,
- $C_j = 0,70$ dans la zone entre le fossé de crête et le talus.

Le coefficient de ruissellement pondéré C est donné par :

$$C = \frac{\sum C_j L_j}{\sum L_j}$$

où L_j est la largeur de chacune des zones ci-dessus.

Dans le cas présent où les superficies intéressées sont petites et où il n'y a pas d'irrégularités brusques (ruptures de pentes, changement de forme, etc.) on utilisera de préférence la formule de RICHARDS qui semble donner des résultats plus cohérents (voir chapitre Hydrologie).

Le temps T_c de concentration en heure est donné par :

$$\frac{T_c^3}{T_c + 1} = g \frac{m}{CR} \frac{L^2}{p}$$

Où $g = 9,8 \text{ m/s}^2$ accélération de la pesanteur ; m = coefficient dépendant du produit CR

C = coefficient de ruissellement et $R = I_c(1 + T_c)$ éq VIII-1

Où I_c est l'intensité moyenne en mm/h correspondant au temps de concentration T_c en heure, intensité qui provient de la courbe intensité-durée-fréquence.

L est la longueur de plus grand parcours ; pour les cas intéressent ici $L = 2\sqrt{S}$, L en km et S en km² et P est la pente longitudinale en m/m.

$$\begin{cases} 0 < CR < 55 \text{ on a } m = 0,112/(CR)^{0,51} \\ 55 < CR < 200 \text{ on a } m = 0,26/(CR)^{0,72} \end{cases}$$

On aura alors :

$$\begin{cases} 0 < CR < 55 \Rightarrow T_c^3(T_c + 1)^{0,51} = \frac{4,4 \times S}{(CI_c)^{1,51} \times P} \\ 55 < CR < 200 \Rightarrow T_c^3(T_c + 1)^{0,72} = \frac{10,2 \times S}{(CI_c)^{1,72} \times P} \end{cases}$$

Pour déterminer T_c , on procède par approximations successives. On se donnera une première valeur de T_c , par exemple 1/4 heure d'où I_c , $R = I_c(1 + T_c)$ et CR, ce qui fixe la formule à appliquer. On calculera alors le deuxième membre de la formule, C, P et S étant préalablement déterminés. Les graphiques présentés en figure 5, donnent alors une nouvelle valeur de T_c , de laquelle on repart pour un deuxième pas de calcul. La convergence est rapide ; avec un peu d'habitude, 2 ou 3 pas de calcul sont suffisants pour obtenir la valeur définitive de T_c .

Ayant C, I_c et S on peut alors calculer Q au moyen de la formule générale :

$$Q = \frac{CI_cS}{3,6}$$

Avec I_c en mm/h ; T_c en heure, S en km², Q en m³/s.

Appliquons à titre d'exemple aux hypothèses suivantes :

Section en alignement droit ; Pente longitudinale = 0,012

Largeur de la Plate-forme est de 3,35 m ; Largeur de la zone du fossé de pied et du talus est de 4 m et celle de la zone entre le fossé extérieur et le talus est de 5 m. l'isohyète de base est de 100 mm/h.

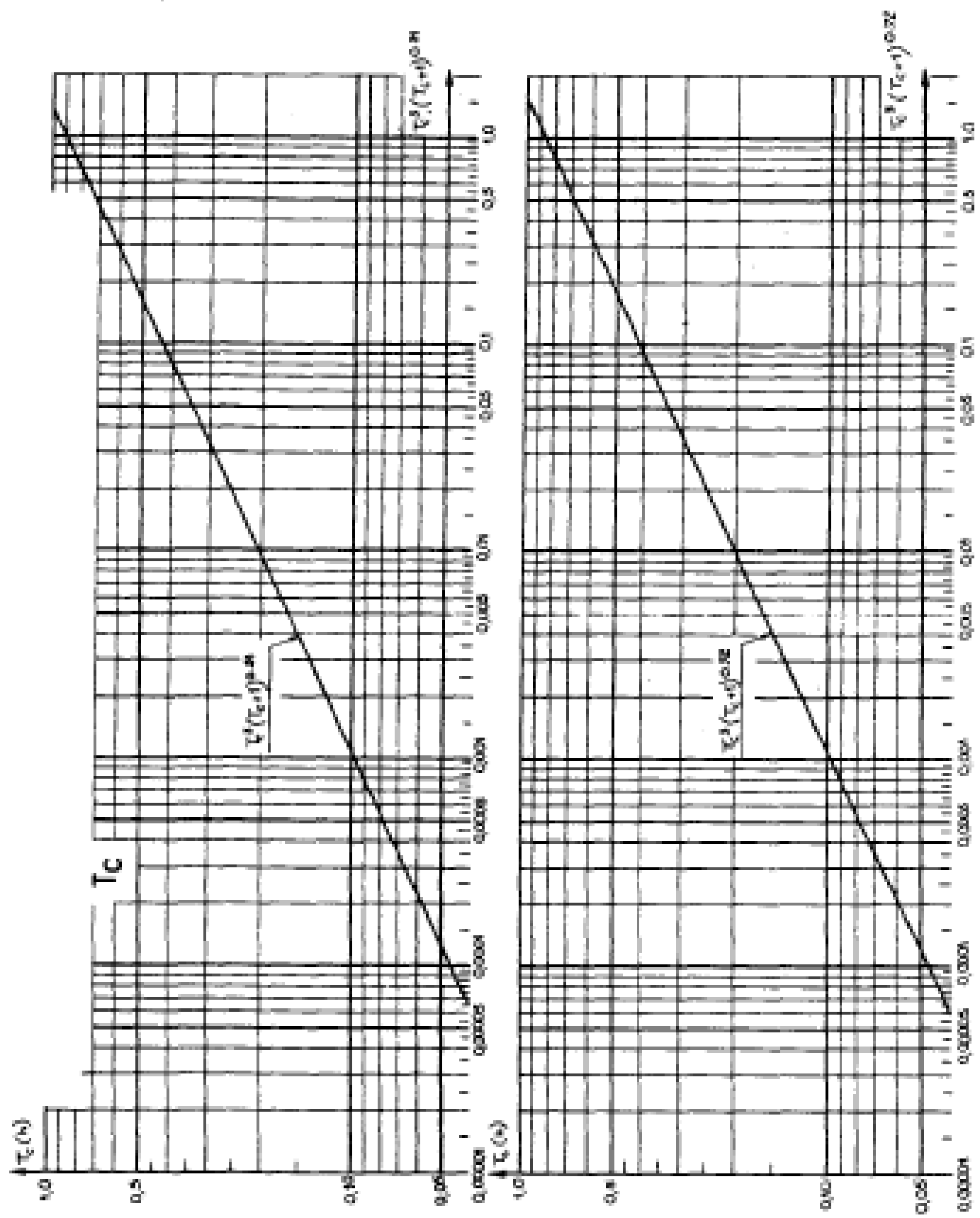
Le coefficient de ruissellement pondéré est :

$$C = \frac{(0,95 \times 3,35) + (0,80 \times 4) + (0,70 \times 5)}{3,35 + 4 + 5} = 0,80$$

Pour différentes longueurs de tronçon de caractéristiques générales supposées uniformes, nous avons les résultats suivants :

Longueur tronçon (m)	100	200	500	1000	2000
S (10 ⁻³ km ²)	1,235	2,470	6,175	12,350	24,700
T_c (h)	0,057	0,071	0,094	0,117	0,145
I_c (mm/h)	192	192	192	190	184
Q (m ³ /s)	0,053	0,105	0,263	0,521	1,010

Pour un type de fossé choisi, on peut ainsi décider du point à partir duquel il faut un ouvrage de décharge (ou bien un revêtement du fossé)



: détermination du temps de concentration [BCEOM]

C Caractéristiques générales des fossés extérieurs

Les fossés extérieurs servent à capter toutes les eaux provenant d'un impluvium extérieur et à les évacuer hors de la zone de la plate-forme routière.

Contrairement aux fossés latéraux qui ne reçoivent en principe que les eaux de la plate-forme et des zones afférentes, les fossés extérieurs peuvent drainer, dans certains cas des bassins versants importants, avant de parvenir à un exutoire naturel ou artificiel. En outre, aucune sujétion sur l'emprise n'est, en général, attachée aux fossés extérieurs. Plus de souplesse peut donc être donnée aux caractéristiques des fossés extérieurs qu'aux fossés latéraux.

- en terrain meuble, dans toute la mesure du possible on utilisera les fossés triangulaires, plus faciles à réaliser (en général à la niveleuse). Les pentes des talus pourront être soit à $(2/1 ; 1/2)$ soit à $(3/2 ; 2/3)$. La profondeur h des fossés ne sera plus limitée, comme pour les fossés latéraux à 0,60 m, mais pourra atteindre 1,0 m (pour $h > 1,0$ m l'entretien sera plus difficile à assurer). Si les débits à évacuer sont trop importants et dépassent la capacité maximale du fossé, il faudra alors le revêtir de manière à accroître la capacité. Dans le cas exceptionnel où les débits à évacuer excèdent la capacité du fossé triangulaire revêtu de 1 m de profondeur, sans qu'aucun exutoire naturel ou artificiel ne s'offre pour décharger les débits véhiculés, On utilisera alors un fossé trapézoïdal, revêtu ou non (voir ci-après). La pente de talus la plus communément adoptée en zone meuble pour les fossés trapézoïdaux est 1/1.
- en terrain rocheux, on utilisera un fossé trapézoïdal. Les pentes des talus seront à 2/1. La profondeur h du fossé extérieur ne sera plus limitée à 0,60 m, comme pour les fossés latéraux, mais pourra aller jusqu'à 1,0 m. La largeur au plafond b ne sera plus limitée à 0,60 m mais pourra varier jusqu'à 5,0 m avec toute la souplesse possible, compte tenu des débits à évacuer. Le fossé trapézoïdal pourra être revêtu, si on a besoin d'augmenter sa capacité maximale.
- pour les fossés triangulaires, comme pour les fossés trapézoïdaux, la pente longitudinale minimale sera de 0,003m/m (0,3%). En dessous de cette valeur on aura des dépôts qui obstrueront le fossé. Les déblais provenant de la confection des fossés seront régalez sur le bord aval des fossés, le plus régulièrement possible de manière à former un cavalier de protection contre les débordements éventuels vers la zone de la plate-forme routière.

Le bord aval des fossés extérieurs devra être distant au minimum de 3m du bord supérieur du talus de manière à éviter qu'en cas d'érosion du fossé extérieur, le talus ne soit attaqué avant le passage de l'équipe chargée de l'entretien.

D Détermination des débits

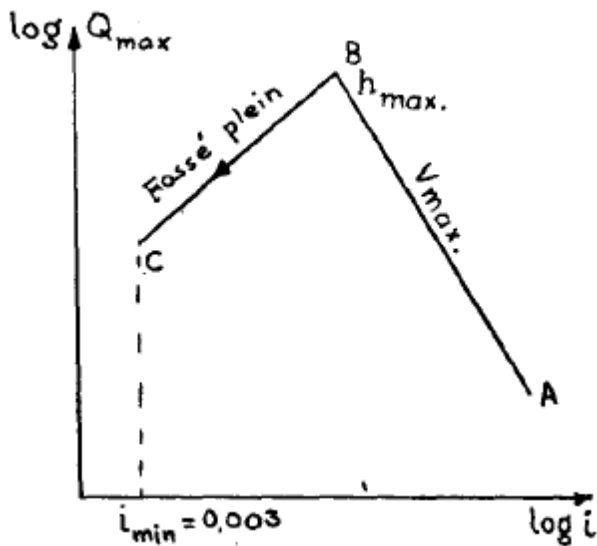
Pour la détermination des débits on appliquera la méthode rationnelle. Les caractéristiques physiques du bassin versant (superficie S , longueur L de plus grand parcours, pente moyenne i et le coefficient de forme (α) se déterminent au moyen de plans topographiques détaillés.

D.1 Débits de fossé triangulaire à (3/2 ; 2/3)

$$\begin{cases} R = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}} \right)^{3/2} = \frac{h\sqrt{13}}{10} \\ S = \frac{13h^2}{12} \\ Q = VS = \frac{50}{6} \times \frac{V^4}{K^3 i^{3/2}} \end{cases}$$

La capacité maximale est une fonction inverse de $i^{3/2}$: elle décroît rapidement quand i augmente pour une vitesse maximale donnée.

Elle est proportionnelle à la puissance quatrième de V . Cependant pour une valeur suffisamment élevée de i , cette vitesse maximale est atteinte avant que la profondeur d'eau n'ait atteint la profondeur $h_{\max}$ du fossé : on a alors intérêt à essayer de briser la pente longitudinale par des chutes pour diminuer la pente du tronçon et augmenter la capacité. La longueur du tronçon entre deux (2) chutes devra être au minimum de $15 L_G$, L_G étant la largeur en gueule du fossé pour permettre l'établissement du régime hydraulique dans le fossé. La chute et la zone aval de la chute devront être protégées contre les affouillements. Cette partie de l'écoulement est représentée par le tronçon AB de la courbe $Q_{\max}(i)$.



Pour des valeurs suffisamment faibles de i , la vitesse de l'eau dans le fossé n'a pas atteint $V_{\max}$ que déjà la profondeur d'eau atteint $h_{\max}$, le fossé déborde. A mesure que i diminue, la capacité $Q_{\max}$ diminue. On a alors intérêt si possible à augmenter i , ce qui augmentera simultanément $h_{\max}$ et $Q_{\max}$. Le tronçon BC de la courbe représente cette partie de l'écoulement.

Les calculs de la capacité maximale ont été effectués pour :

- les fossés extérieurs triangulaires à 2/1 ; 1/2 non revêtus (courbes de la figure VIII-1) ;
- les fossés extérieurs triangulaires à 3/2 ; 2/3 non revêtus (courbes de la figure VIII-2) ;
- pour divers types de terrain et pour $h_{\max}$ variant de 10 cm en 10 cm, de 0,60 à 1,0 m avec un coefficient de MANNING K égal à 33.
- les fossés de crête triangulaires à 2/1 ; 1/2 revêtus (courbes figure VIII-3) ;
- les fossés de crête triangulaires à 3/2 ; 2/3 revêtus (courbes figure VIII-1) ;
- pour $h_{\max}$ variant de 0,60 m à 1,0 m, avec un coefficient de MANNING égal à 67 et $V_{\max} = 3,5$ m/s.

D.2 Débits de fossés trapézoïdaux

Les formules donnant la capacité maximale sont les suivantes

➤ en zone rocheuse (talus à 2/1) :

$$\begin{cases} R = \frac{h(2b+h)}{2(b+h\sqrt{5})} \\ S = \frac{h}{2}(2b+h) \\ V = K\sqrt{i}R^{2/3} \\ Q = KS\sqrt{i}R^{2/3} \end{cases}$$

➤ en zone meuble (talus à 1/1) :

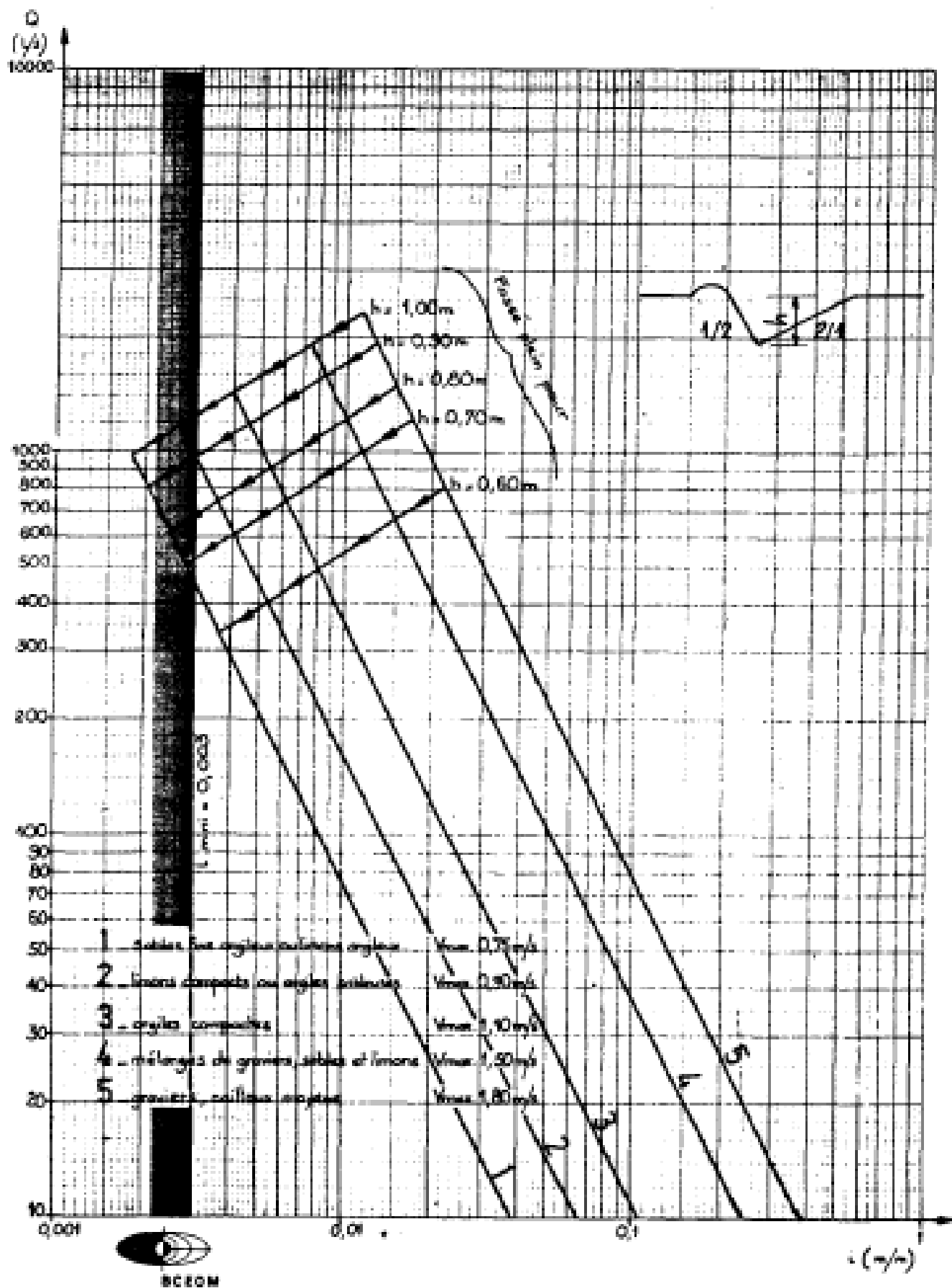
$$\begin{cases} R = \frac{h(b+h)}{b+2h\sqrt{2}} \\ S = h(b+h) \\ V = K\sqrt{i}R^{2/3} \\ Q = KS\sqrt{i}R^{2/3} \end{cases}$$

Dans lesquelles h est la profondeur d'eau dans le fossé et b la largeur au plafond.

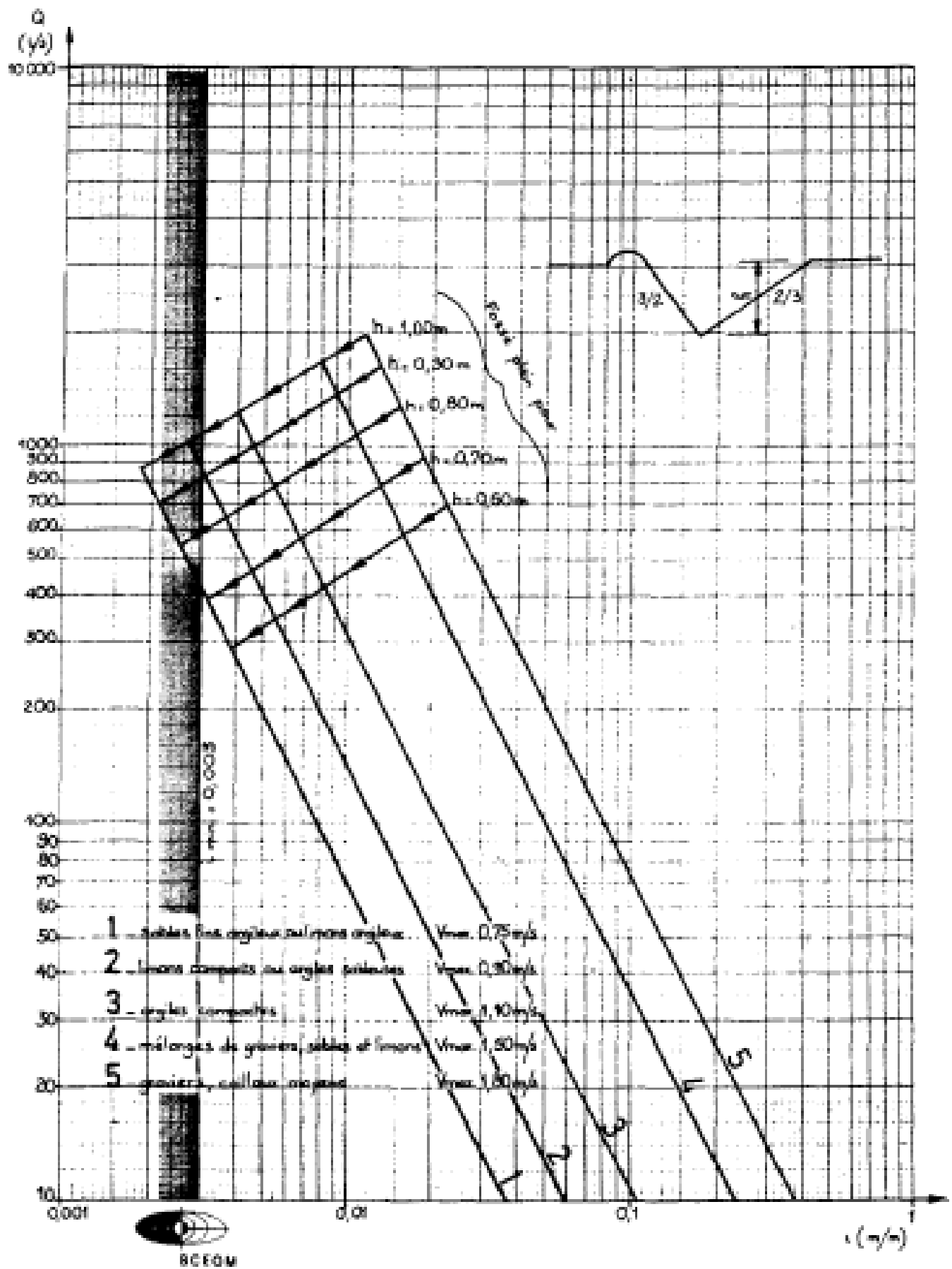
Notons qu'à la différence des fossés latéraux dont la profondeur ne dépasse pas, en principe

$h_{max} = 0,60 \text{ m}$, la profondeur des fossés extérieurs peut aller jusqu'à 1,0 m. on peut donc, et on a tout intérêt à dimensionner les fossés extérieurs pour fonctionner à pleine gueule.

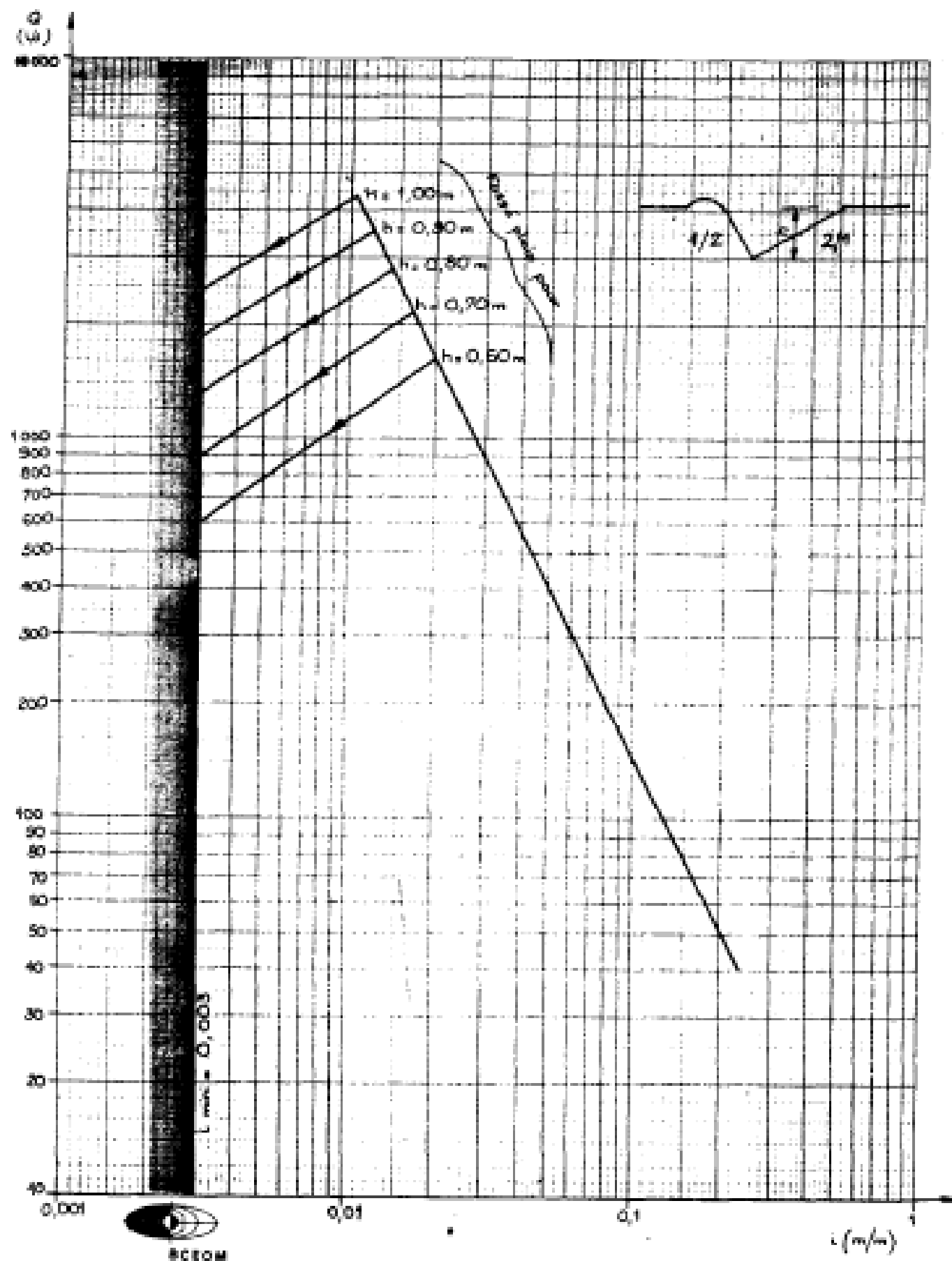
Sauf si $h_{max} = 0,60 \text{ m}$.



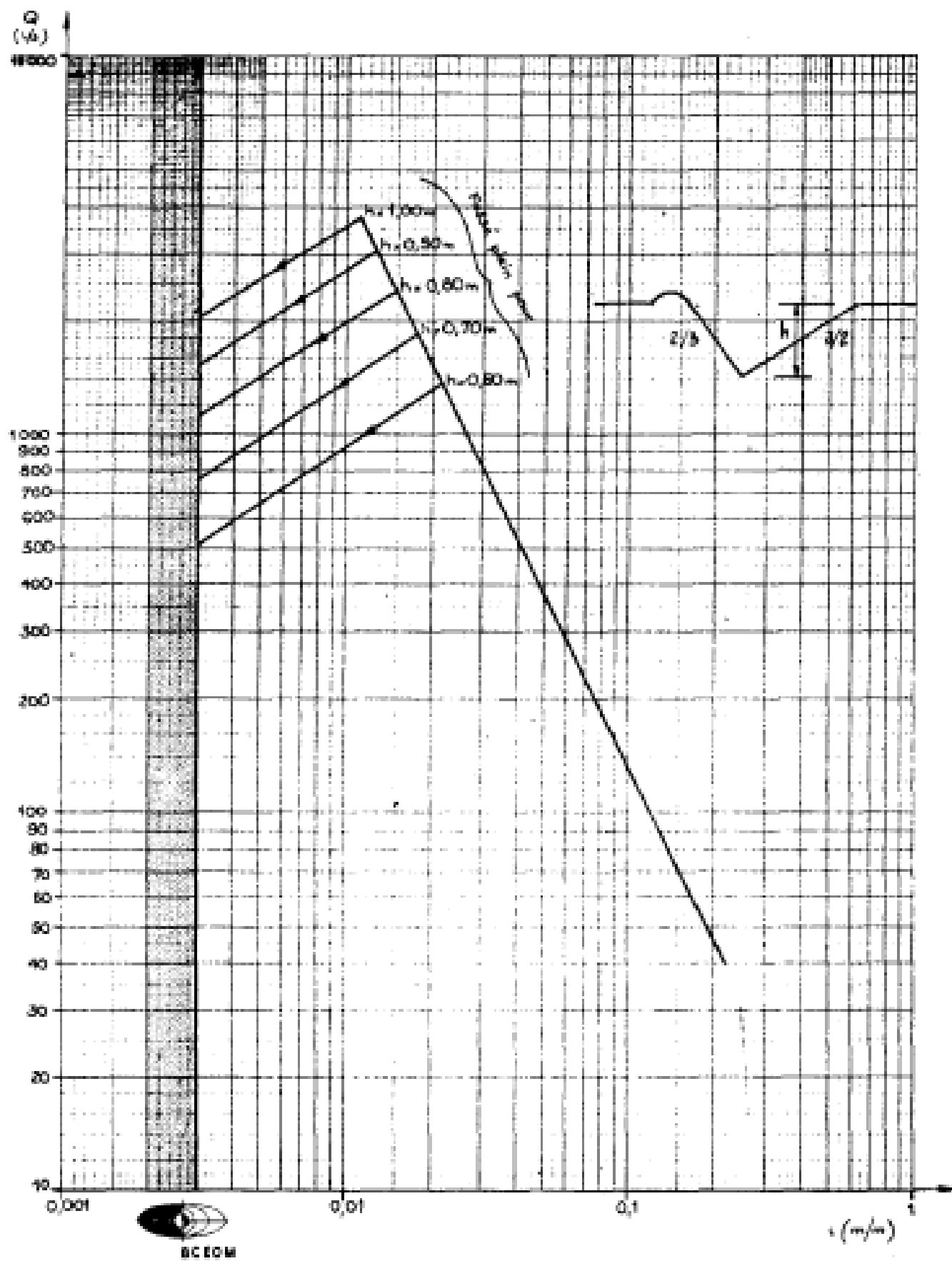
: capacités maximales - Fossés extérieurs triangulaires à (2/1 ; 1/2) non revêtus (K=33)
[BCEOM]



: capacités maximales - Fossés extérieurs triangulaires à $(3/2 ; 2/3)$ non revêtus ($K=33$) [BCEOM]



: capacités maximales - Fossés extérieurs triangulaires à (2/1 ; 1/2) revêtus ($K=67$) [BCEOM]



: capacités maximales - Fossés extérieurs triangulaires à $(3/2 ; 2/3)$ revêtus ($K=67$) [BCEOM]

La largeur au plafond b peut varier jusqu'à 5,0 m : on pourra donc et on a intérêt à concevoir des fossés (télescopiques) s'élargissant par exemple de 0,50 m en 0,50 m en fonction de l'accroissement des débits.

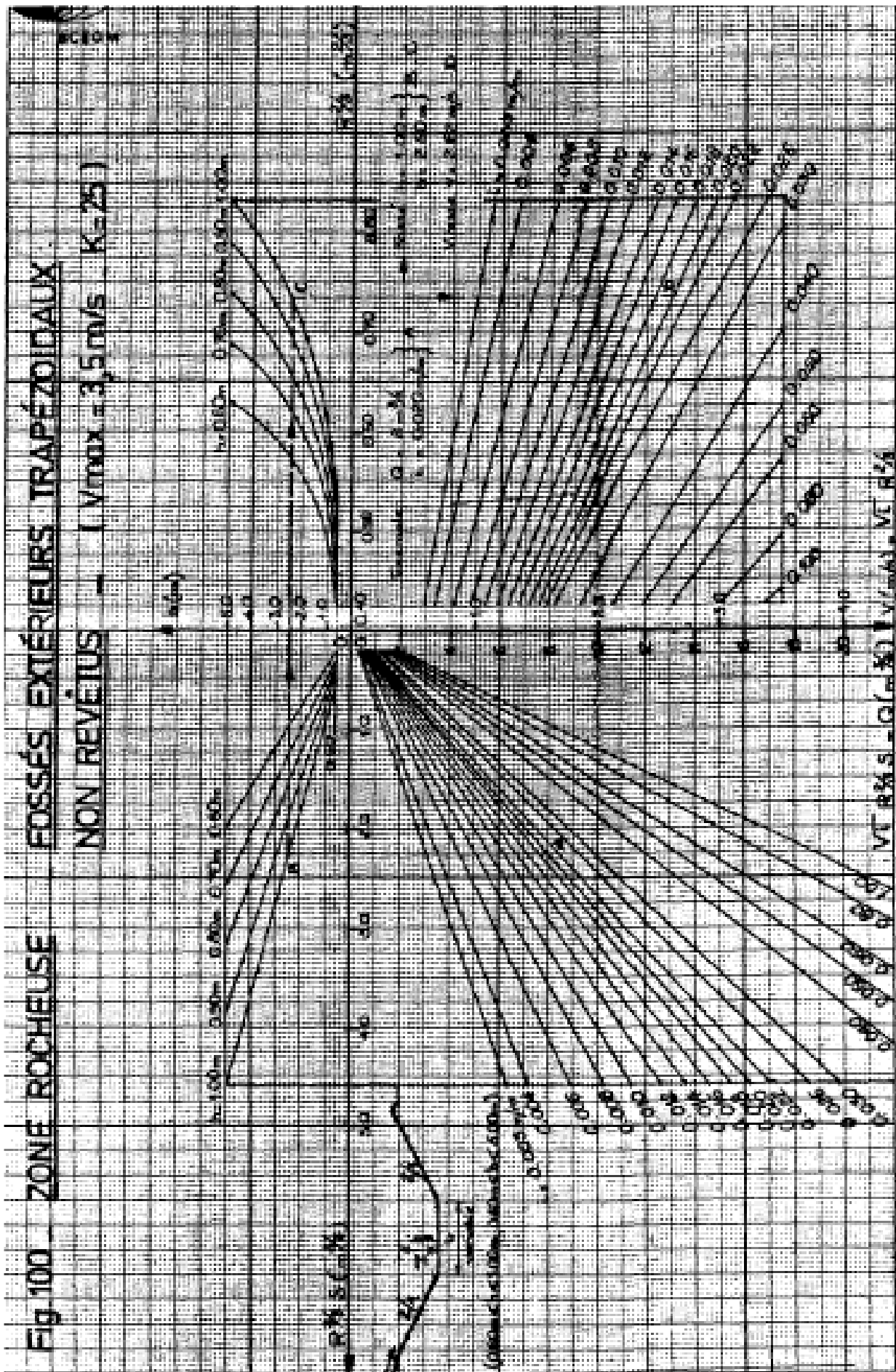
Pour un coefficient K de MANNING et une pente i donnés $K\sqrt{i}$ est une constante. La vitesse V et le débit Q sont donc respectivement proportionnels à $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$.

Les termes $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$ sont fonctions de h et de b . On peut donc les calculer en faisant varier b et h . A partir de $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$, on peut alors tracer les droites $V(R^{2/3})$ et $Q(SR^{2/3})$. Les abaques des figures VIII-5; VIII-6; VIII-7; et VIII-1 sont réalisés de cette manière pour :

- les fossés trapézoïdaux, revêtus et non revêtus, en zone rocheuse, de pente de talus 2/1, avec $K = 67$ (figure VIII-10) et $K=25$ (figure VIII-9) ;
- les fossés trapézoïdaux. revêtus et non revêtus, en zone meuble, de pente de talus 1/1. avec $K = 67$ (figure VIII-12) et $K=33$ (figure VIII-11).
- Ces abaques tiennent compte :
- des sujétions en pente minimale ($i_{min} = 0,003 \text{ m/m}$)
- des sujétions en vitesses maximales ($V_{max} = 3,5 \text{ m/s}$ en zone rocheuse ou sur revêtement) et ($V_{max} = 0,75 \text{ m/s} ; 0,90 \text{ m/s} ; 1,10 \text{ m/s} ; 1,50 \text{ m/s} ; 1,80 \text{ m/s}$ en zone affouillable selon le type de terrain rencontré).

Elles donnent ainsi, pour un type de fossé donné, de caractéristiques données, les capacités maximales à ne pas dépasser.

Pour un tronçon de voie à assainir, les limites des bassins versants de ce tronçon étant déterminées, on procèdera par bandes perpendiculaires à la voie, de largeur augmentant progressivement. Les calculs hydrologiques donneront les apports correspondants, ce qui permettra de fixer les longueurs maximales du type de fossé donné. Cette longueur une fois atteinte, on réduira les débits par un exutoire naturel ou artificiel quand cela sera possible ou on changera, de type de fossé de manière à en augmenter la capacité.

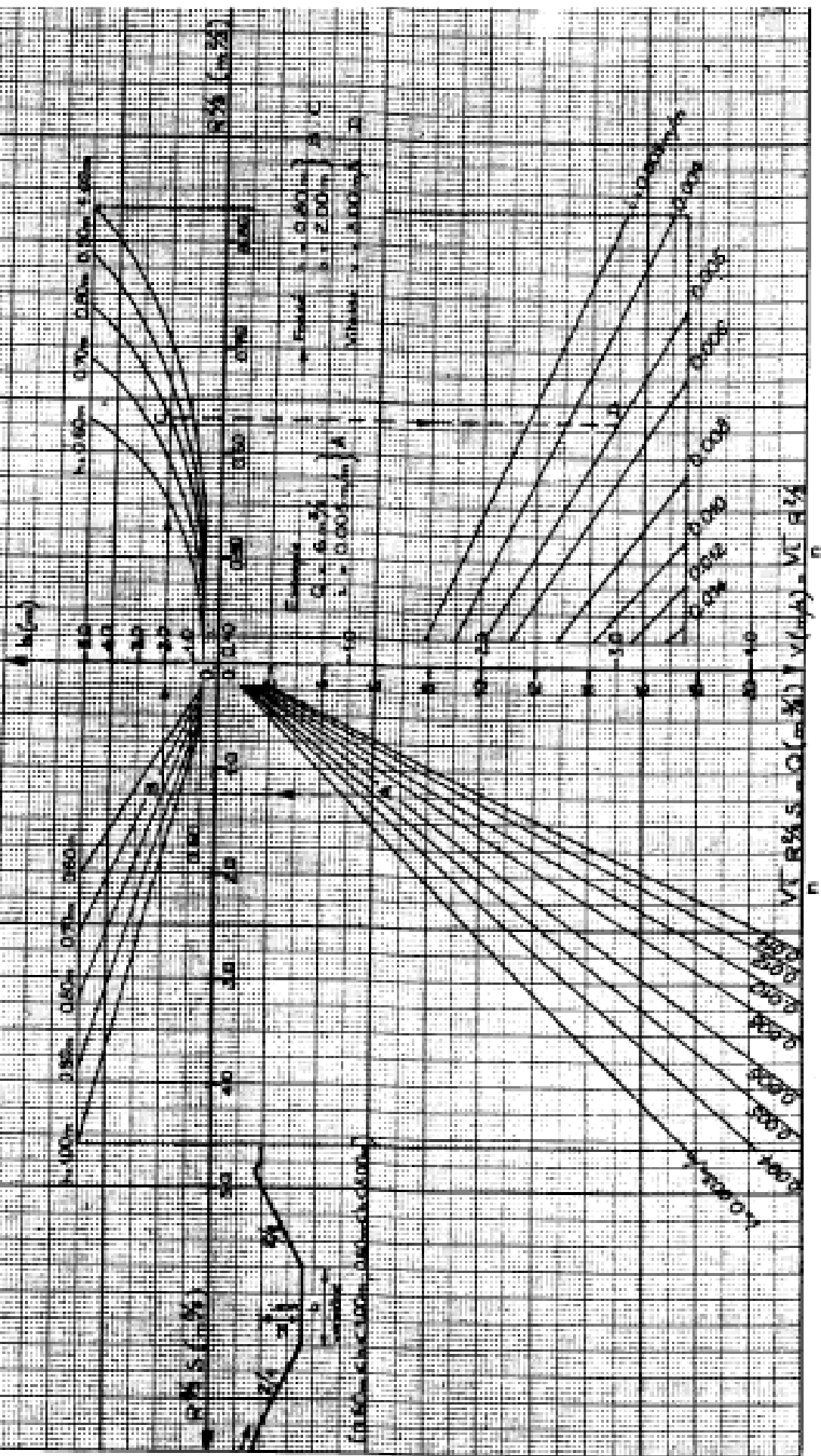


: Zone rocheuse – fossés extérieurs trapézoïdaux, non revêtus ($V_{max} = 3,5 \text{ m/s}$ et $k = 25$)

Fig 101 – ZONE ROCHEUSE FOSSÉS EXTÉRIEURS TRAPÉZOÏDAUX

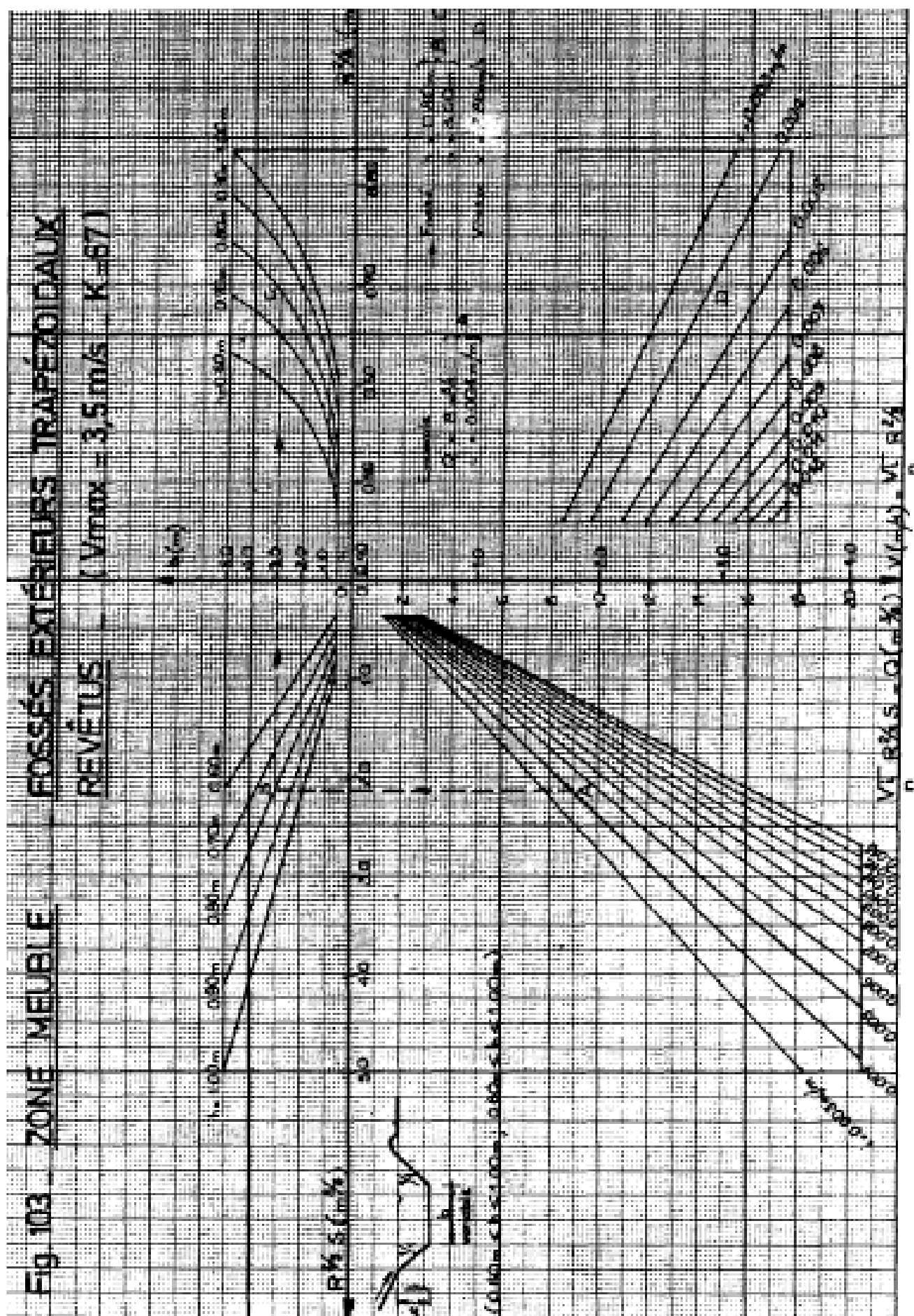
REVÊTUS

$V_{max} = 3,5 \text{ m/s}$ $K = 67$



: zone rocheuse – fossés extérieurs trapézoïdaux, revêtus ($V_{max}=3,5\text{m/s}$ et $k=67$)

FOSSÉS EXTÉRIEURS TRAPÉZOÏDAUX

 $V_{\text{max}} = 3.5 \text{ m/s} \quad K = 0.7$ : zone meuble – fossés extérieurs trapézoïdaux, revêtus ($V_{\max}=3,5$ m/s et $k=67$)

Chapitre IX : Dimensionnement des buses et des dalots

A Généralités- types d'ouvrages

Les ouvrages constitués par les dalots et les buses sont appelés «petits ouvrages», qu'ils servent au franchissement des cours d'eau ou à l'assainissement en comparaison avec « grands ouvrages » que sont les ponts. Les méthodologies pour l'étude de ces diverses catégories sont totalement différentes.

Les conditions hydrologiques, hydrauliques, topographiques, géotechniques et économiques font de chaque petit ouvrage un cas d'espèce et le choix du type d'ouvrage est rarement immédiat. De plus les conditions générales d'utilisation diffèrent pour chacun des types d'ouvrages.

A.1 Les buses

Deux types de buses sont couramment utilisés à l'heure actuelle : les buses en béton et les buses en métal.

Les buses en béton sont généralement fabriquées localement. Ce qui n'est pas le cas des buses en métal selon le pays concerné. Elles devront ou non être importées avec les sujétions et aléas classiques de délais et de prix (critère économique, qui dictera ou non le choix entre buses métalliques et buses en béton.)

Les buses sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblais (un minimum de 0,80 m de remblai est nécessaire au-dessus de la buse) et peuvent être utilisées avec des hauteurs de remblais élevées.

Dans le cas des buses métalliques, cette hauteur de remblai admissible est fonction de l'épaisseur de la buse : les constructeurs fournissent les tableaux donnant ces limites d'utilisation.

Les buses en béton dépassent rarement un diamètre de 1,20 m, sinon leur poids très élevé constitue un obstacle à leur mise en place et leur coût croissant très rapidement rend concurrentielles les buses métalliques, même importées. La buse en béton nécessite une fondation rigide.

Les buses en métal ont des diamètres très variables qui peuvent atteindre plusieurs mètres suivant les constructeurs. Elles doivent faire corps avec le remblai qui doit être parfaitement compacté. La buse en métal nécessite en outre une fondation souple et sera toujours noyée dans le remblai.

Outre les sections circulaires, il existe des buses arches beaucoup plus aplaties, utilisables avec de faibles hauteurs de remblais.

Afin de permettre le nettoyage ou le curage des buses qui risquent souvent d'être obstruées partiellement ou totalement par les dépôts de sédiments et de pierres charriés par les eaux.

Il est conseillé de ne jamais adopter de diamètres inférieurs à 0,80 m. Les débits admissibles sont donc variables et peuvent être très élevés dans le cas d'une batterie de plusieurs buses de grand diamètre quand la topographie du site permet un tel dispositif.

A.2 Les dalots

Ils sont en béton armé et présentent une section rectangulaire ou carrée.

Les dalots sont des ouvrages sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai. Une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction. Ils ne peuvent en général admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre d'un ou deux mètres),

à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. Ces remblais sont à proscrire si la chaussée doit être revêtue.

Trois types de dalots sont couramment utilisés :

- les dalots ordinaires constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé (cadre).
- les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits verticaux fondés sur semelles).

Les dalots sont en général adoptés pour des débits élevés (dépassant $10 \text{ m}^3/\text{s}$). Une batterie de buses pourrait cependant être de coût moins élevé que le dalot. Une rapide comparaison du coût des deux ouvrages est nécessaire pour prendre la décision, si d'autres contraintes (par exemple plus grands risques d'obstruction des buses par branchages et souches en zone boisée) ne viennent écarter d'office l'une des deux solutions.

B Les diverses conditions de fonctionnement

Pour déterminer les dimensions des petits ouvrages hydrauliques d'une route, il convient de bien connaître les conditions dans lesquelles ils vont fonctionner et les diverses formes que peut prendre l'écoulement à travers ces ouvrages.

On distingue essentiellement 2 types de fonctionnement pour un petit ouvrage hydraulique: la sortie noyée ou la sortie est libre.

B.1 La sortie noyée

La sortie est noyée lorsque le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage dépasse le bord supérieur de l'ouvrage.

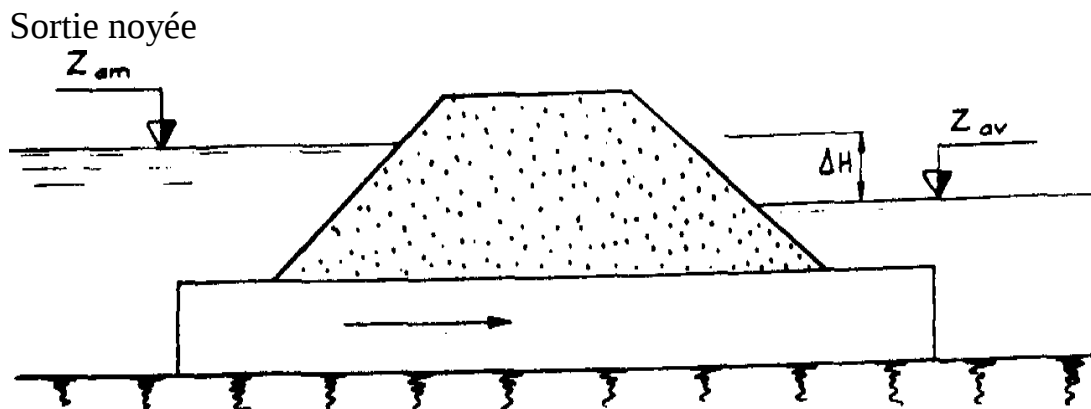


Figure IX-1: fonctionnement à sortie noyée (l'écoulement est en charge)

C'est par exemple le cas des ouvrages situés en zone inondable ou bien subissant la marée en zone littorale ou présentant un niveau aval élevé parce qu'il est à la confluence avec un autre cours d'eau à fortes crues. L'écoulement des eaux se fera par surélévation du niveau amont à l'arrivée d'une crue ; l'écoulement est en charge.

B.2 La sortie libre

Le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du bord supérieur de l'ouvrage.

Du niveau amont dépend le type d'écoulement dans le cas de la sortie aval libre:

B.2.1 Sortie dénoyée- Ecoulement à surface libre

Si le niveau est tel que $H_1/D \leq 1,25$ (ce seuil de H_1/D où il y a changement de forme d'écoulement est relativement peu précis entre 1,25 et 1,50 suivant les auteurs ; du fait de la non-symétrie des conditions d'entrée et de l'ouvrage). D étant le diamètre s'il s'agit d'une buse circulaire ou bien la hauteur s'il s'agit d'un dalot ou d'une buse arche. L'écoulement de l'eau dans l'ouvrage se fait avec une surface libre (écoulement avec section de contrôle amont)

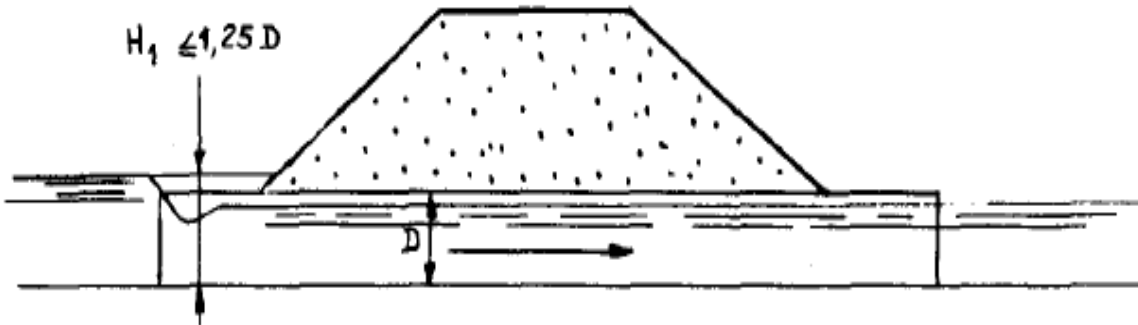


Figure IX-2 : fonctionnement à sortie dénoyée (écoulement à surface libre)

B.2.2 Sortie dénoyée- Ecoulement en charge

Si le niveau amont est tel que $H_1/D > 1,25$ (ce seuil de H_1/D où il y a changement de forme d'écoulement est relativement peu précis entre 1,25 et 1,50 suivant les auteurs ; du fait de la non-symétrie des conditions d'entrée et de l'ouvrage), l'écoulement de l'eau dans l'ouvrage peut se faire à surface libre ou à pleine section suivant la longueur de l'ouvrage, après une forte contraction à l'entrée amont semblable au passage d'une vanne de fond.

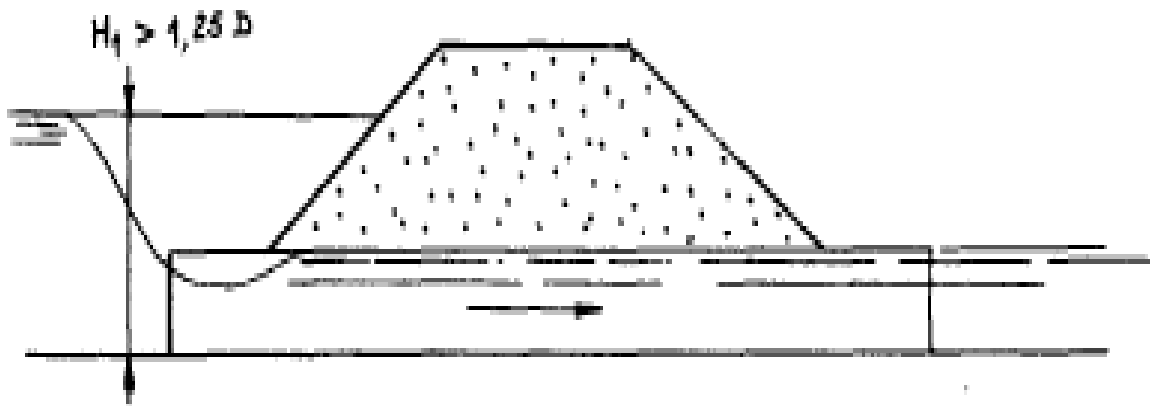


Figure IX-3: fonctionnement à sortie dénoyée (l'écoulement est en charge)

B.3 La revanche

La notion de tirant d'air est remplacée par la revanche, pour les dalots, buses qui sont souvent appelés à fonctionner en charge. Elle constitue une sécurité contre les déversements de l'eau par-dessus les remblais, par suite des vagues formées par le vent. Plusieurs auteurs ont proposé diverses formules pour calculer la hauteur des vagues. Ainsi MALLET et PACQUANT donnent la formule suivante :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{\sqrt{L}}{3} \quad \text{éq IX-1}$$

où :

h est la hauteur des vagues en mètre ;

L est la longueur en km du plan d'eau amont.

Ces vagues se propagent à la vitesse V (m/s) donnée par :

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$$

La revanche R (m) est alors :

$$R = h + \frac{V^2}{2g}$$

ANDREANOFF introduit la vitesse W (km/h) du vent et propose, pour la hauteur des vagues :

$$h = 0,021 \times \sqrt[4]{W^5} \times \sqrt[3]{L} = 0,021 \times W^{5/4} \times L^{1/3}$$

Si la pente des talus est de $\tan \alpha$, la revanche à adopter d'après DJOUNKOVSKI est de :

$$R = 3,2 \times K \times h \times \tan \alpha$$

K dépend de la rugosité du talus ($K=1$ pour les talus en terre lisse et $K=0,77$ pour des talus pierreux).

La cote minimum des remblais sera donnée par :

Cote minimum des remblais = cote de la crue de projet sans l'ouvrage + surélévation de l'eau due à l'ouvrage + revanche.

La cote atteinte par la crue de projet, avant construction de l'ouvrage est déterminée.

Il est à noter que cette revanche ne doit servir à d'autres buts que comme sécurité contre les déversements de l'eau par les vagues formées sur le plan d'eau amont par le vent.

Détermination de la cote naturelle de l'eau

La présence d'un ouvrage hydraulique tel que pont, dalot, buse, etc., apporte dans la plupart des cas une surélévation de la cote naturelle de l'eau, surélévation plus ou moins grande selon l'importance des perturbations que cet ouvrage apporte à l'écoulement de la crue.

Cette surélévation du niveau de l'eau correspondant à la crue de projet se calcule par diverses méthodes

Pour connaître la cote de PHE à prendre en compte dans le projet, il faut déterminer la cote naturelle de l'eau, au droit du franchissement, sans l'ouvrage et pour la crue de projet.

Cette cote peut se déterminer, dans les cas favorables, par enquêtes sur le terrain auprès des riverains (Ces enquêtes sont de toute manière indispensables, préalablement aux études, car elles apportent des ordres de grandeur qui guident utilement les calculs).

Certains notent en effet, les niveaux des crues, année par année, ce qui permet une approche directe de la distribution fréquentielle de ces crues, si ces données sont en nombre suffisant. D'autres marquent les niveaux atteints par les crues remarquables et les dates de ces crues : en rapprochant ainsi ces niveaux des pluies correspondantes, on peut obtenir une idée des niveaux atteints pour certaines fréquences, si on connaît la distribution fréquentielle de ces pluies.

A défaut de ces données précises, somme toute rares, les riverains peuvent fournir des indications, qui bien que qualitatives, pourraient être fort utiles : niveaux fréquemment ou rarement atteints, fortes vitesses, zones inondées, etc.

Ces indications doivent obligatoirement être dans toute la mesure du possible recoupées par les laisses de crues récentes par la morphologie du cours d'eau (terrasses par exemple), par la végétation des berges, etc. Ces données fournissent les premiers ordres de grandeur pour la détermination par calcul du niveau des crues.

En toute rigueur, il faut procéder à la détermination de la ligne d'eau, mais les calculs précis de la ligne d'eau d'une crue donnée sont extrêmement longs et exigent des mesures topographiques et hydrauliques nombreuses sur le tronçon intéressé.

Pour un ouvrage hydraulique sur une route, un calcul approché suffit, pour cela plusieurs formules, dérivant de la formule générale de CHEZY, permettent d'obtenir avec une approximation acceptable, le niveau d'une crue.

Connaissant le débit Q de la crue par calculs hydrologiques et les caractéristiques géométriques du cours d'eau (section S et périmètre P mouillés) par lever des profils en travers dans la zone du franchissement. La formule la plus usitée est celle de MANNING STRICKLER :

$$\begin{cases} V = KR^{2/3}I^{1/2} \\ Q = VS = KSR^{2/3}I^{1/2} = \frac{1}{n} SR^{2/3}I^{1/2} \end{cases}$$

Avec :

V est la vitesse moyenne en m/s

$K = \frac{1}{n}$ est le coefficient de rugosité en $m^{-1/3}s^{-1}$

S est la section mouillée en m^2

R est le rayon hydraulique en m

I est la pente en m/m

Le coefficient de rugosité dépend de la profondeur d'eau, du tracé et de la pente du cours d'eau ainsi que de l'état des berges et du fond. Sa détermination reste quelque peu subjective. Le tableau IX-1 permet quelque peu d'adopter une valeur pour K .

Tableau IX-1: valeur possible de K

	Etats des berges et du fond			
	parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<i>A Canaux artificiels</i>				
canaux et fossés en terre, droits et uniformes	59	50	44	40
canaux et fossés avec pierres, lisses et uniformes.	40	33	30	29
Canaux et fossés avec pierres, rugueux et irréguliers	29	25	22	
Canaux en terre à larges méandres	44	43	33	33
Canaux en terre dragués	4	03	06	30
canaux avec lits de pierres fugueuses, herbes sur les rives de terre	0	36	33	
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres.	40	33	29	y
	3	39	33	3
	6	33	30	2
		30		9
<i>B Cours d'eau naturels</i>				
1) Pentes, rives en ligne droite, l'eau au niveau le plus haut, sans gué ou fosse profonde	40	36		30
2) Le même que (1) mais avec quelques herbes et pierres	3	33	33	2
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres.	3	0	29	5
4) Le même que (3), l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles.	2	25	29	20
i) Le même que (3) avec quelques herbes et pierres.....	9	2	22	18
6) Le même que (4) avec pierres....	2	2	22	2
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0	9	0	2
8) Zones avec beaucoup de mauvaises	2	20	27	17
	2	17	5	13
	0		\	
	3	10	8	7
			1	
			4	
			8	

De nombreux auteurs, en fonction des facteurs qui l'influencent, ont tenté de mieux préciser le coefficient de rugosité. COWAN propose la formule suivante :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad \text{éq IX-2}$$

Le coefficient de base n_0 correspond à un cours d'eau ou un canal rectiligne, à berge et fond homogènes et lisses. Ce coefficient, qui ne dépendra alors que de la nature des parois, sera :

$$n_0 = \begin{cases} 0,020 & \text{pour la terre} \\ 0,025 & \text{pour le rocher} \\ 0,024 & \text{pour le gravier fin} \\ 0,028 & \text{pour le gravier grossier} \end{cases}$$

Le coefficient n_1 , définit les irrégularités de surface des parois.

$$n_1 = \begin{cases} 0 & \text{pour des parois lisses} \\ 0,005 & \text{pour de légères irrégularités} \\ 0,01 & \text{pour les cours d'eau à irrégularités modérées} \\ 0,02 & \text{pour des cours d'eau naturels} \end{cases}$$

Le coefficient n_2 traduit l'influence des variations de forme et de dimension de la section mouillée.

$$n_2 = \begin{cases} 0 & \text{avec une variation progressive} \\ 0,005 & \text{s'il y a des variations peu accusées} \\ 0,010 \text{ à } 0,015 & \text{si ces variations sont importantes} \end{cases}$$

Le coefficient n_3 exprime l'influence des obstructions qui s'opposent à l'écoulement : obstacles, racines, souches, pierres, détritiques, etc.

$$n_3 = \begin{cases} 0 & \text{pour des obstructions négligeables} \\ \text{varie de } 0,040 \text{ à } 0,060 & \text{pour des obstructions importantes} \\ & \text{par rapport à la section mouillée} \end{cases}$$

Le coefficient n_4 donne l'influence de la végétation.

$$n_4 = \begin{cases} \text{varie de } 0,005 \text{ à } 0,010 & \text{pour une faible végétation (herbes, arbustes souples)} \\ \text{varie de } 0,010 \text{ à } 0,025 & \text{pour une végétation modérée} \\ 0,025 \text{ à } 0,050 & \text{si la végétation est importante} \end{cases}$$

Le coefficient m_5 traduit l'importance des méandres, qu'on peut définir par le rapport m de la longueur du profil longitudinal à la longueur du segment de droite joignant les deux extrémités du méandre. On aura ainsi :

$$m_5 = \begin{cases} 1 & \text{pour } 1 \leq m < 1,2 \\ 1,15 & \text{pour } 1,2 \leq m < 1,5 \\ 1,3 & \text{pour } 1,5 < m \end{cases}$$

Dans la fixation du coefficient de rugosité K , l'appréciation personnelle joue par conséquent un grand rôle. Il est conseillé de caler les estimations de K dans la mesure du possible sur des mesures par bouchon flottant.

Pour ce qui concerne la pente I , il s'agit de la pente hydraulique du cours d'eau, c'est à-dire la pente de la ligne d'eau pour la crue considérée. Comme elle est en général inconnue, on prendra la pente longitudinale du cours d'eau en première approximation : figurant sous racine carrée elle introduit une erreur relative qui reste acceptable, eu égard aux imprécisions attachées aux autres paramètres de la formule de MANNING.

Les calculs du niveau de l'eau correspondant à un débit donné se font alors par approximations successives.

Dans le cas où le cours d'eau présente un écoulement sur lit majeur la formule de MANNING s'applique sous la forme :

$$Q = Q_g + Q_m + Q_d = K_g S_g R_g^{2/3} I^{1/2} + K_m S_m R_m^{2/3} I^{1/2} + K_d S_d R_d^{2/3} I^{1/2}$$

Les indices g, m et d désignant respectivement le lit majeur rive gauche, le lit mineur et le lit majeur rive droite.

On peut admettre que I est la même en écoulement sur lit mineur et sur lit majeur.

Par contre les coefficients de rugosité K_g et K_d sont différents de K_m et en général, sont inférieurs à K_m , puisque la profondeur d'eau étant plus faible, l'influence de la rugosité est plus accentuée.

Les coefficients K_g et K_d dépendent d'une part de la morphologie du champ majeur et d'autre part des obstacles naturels (végétation, ..) ou artificiels (constructions, ...). Pour caler K_g et K_d , il est conseillé de s'appuyer sur des résultats de mesures de vitesses.

Il est à noter que cette revanche ne doit servir à d'autres buts que comme sécurité contre les déversements de l'eau par les vagues formées sur le plan d'eau amont par le vent.

B.4 Le tirant d'air

Des détritiques, corps flottants, branchages souches, etc. sont charriés très souvent par un cours d'eau. Ces déchets peuvent, au passage sous un ouvrage, s'accrocher et boucher peu à peu la section d'écoulement. Ils mettent ainsi l'ouvrage en danger d'être en charge. C'est pourquoi il est obligatoire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale de l'ouvrage. Ce tirant d'air dépend évidemment d'une part des risques de charriage de surface et d'autre part de l'importance de l'ouvrage concerné.

Pour des ponts de longueur inférieure ou égale à 50 m, on adopte en général un tirant d'air au moins égal à :

- 1 m zone désertique ou subdésertique ;
- 1,50 m zone de savane ;
- 2 m en zone de végétation arbustive dense ;
- 2,50 m en zone forestière.

Pour des ponts de longueur supérieure à 50 m, on ajoute 0,50 m aux tirants d'air minima donnés ci-dessus.

La cote minimum de sous-poutre est alors donnée par :

Cote minimum de sous-poutre = Cote de la crue de projet sous l'ouvrage + Surélévation de l'eau due à l'ouvrage + tirant d'air.

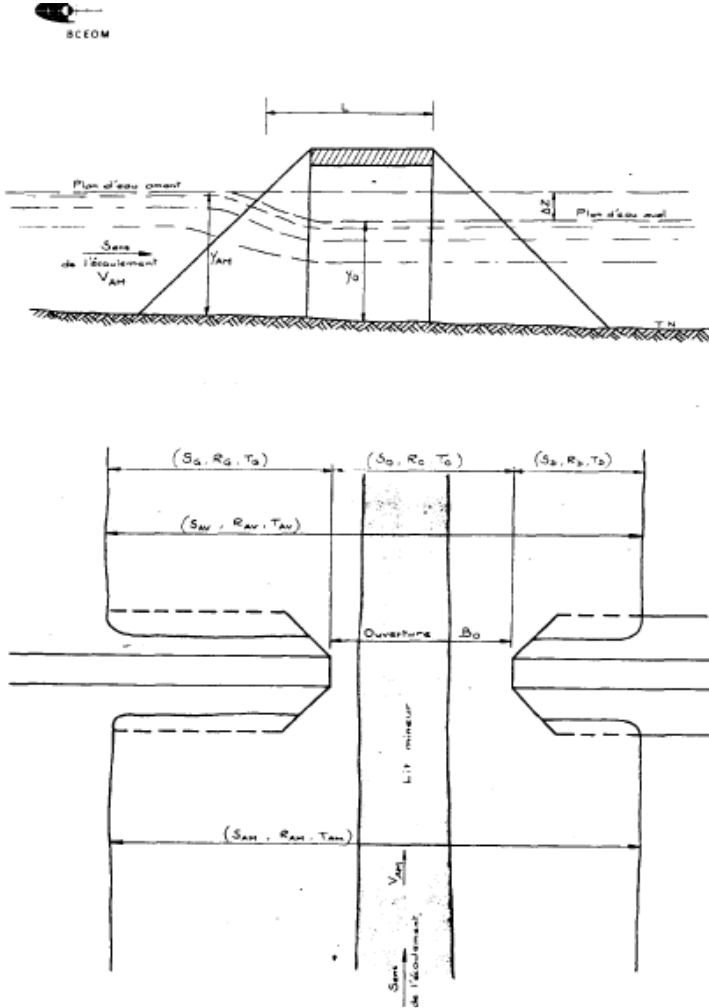
Notons que le tirant d'air doit uniquement être considéré comme moyen de défense contre le charriage de surface. En aucun cas, il ne doit servir de sécurité contre d'autres dangers tels que des crues plus fortes que la crue de projet ou bien les incertitudes, imprécisions ou erreurs de calculs.

B.5 Surélévation du niveau de l'eau

Un ouvrage d'art et ses remblais d'accès provoquent en général un étranglement de la section d'écoulement du cours d'eau. Les pertes de charge qui en résultent entraînent, pour un débit donné, une surélévation du niveau de l'eau. Surélévation qu'il faut calculer pour déterminer les

caractéristiques de l'ouvrage et des remblais d'accès, et fixer les dispositifs de protection destinés à assurer leur pérennité.

La figure suivante, schématise cette surélévation ΔZ du plan d'eau au passage de l'ouvrage (pont).



Le débit Q résulte du théorème de BERNOULLI :

$$Q = CS_0 \sqrt{2g \left(\Delta Z - \Delta h_f + \frac{\alpha V_{AM}^2}{2g} \right)}$$

g est l'accélération de la pesanteur en m/sec^2

C est le coefficient de débit (sans dimension)

S_0 est le débouché de l'ouvrage (pont) correspondant au débit Q en m^2 ,

ΔZ est la surélévation de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval, $Z_{AM} - Z_{AV}$ en m ,

Δh_f est la perte de charge par frottement en m ,

α est un coefficient (sans dimension) représentant la distribution des vitesses dans la section considérée, V_{AM} est vitesse moyenne à l'amont en m/s ;

L'indice 0 se réfère au pont, l'indice AM à l'amont et l'indice AV à l'aval

La surélévation ΔZ du niveau de l'eau provoquée par un ouvrage de franchissement est donné par :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f$$

le terme $Q^2/2gC^2S_0^2$ représente la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont ;

le terme $\alpha V_{AM}^2/2g$ est la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont ;

le terme Δh_f donne la perte de charge résultant du frottement.

Cette surélévation relève donc de phénomènes hydrauliques assez complexes et les diverses formules communément utilisées fournissent des résultats assez divergents. De multiples recherches, mesures in situ, essais sur modèles réduits ont été effectués, pour trois (03) principales catégories d'ouvrages de franchissement biaisés ou droits, notamment les travaux réalisés par l'Institut de Technologie de Georgie (Etats-Unis) (C.E. KINDSVATER, R. W. CARTER et H.J. TRACY : Computation of peak discharge at contractions. U.S. Geological Survey, Circular n° 284, 1953.)

- ouvrages à culées verticales, sans mur en aile, remblais talutés à 1/1 ou 1/2,
- ouvrages à culées verticales, avec murs en aile, remblais talutés à 1/1 ou 1/2,
- ouvrages à culées talutées à 1/1 ou 1/2, remblais talutés à 1/1 ou 1/2, avec quarts de cône.

La majorité des ouvrages appartiennent à l'une de ces 3 catégories ; les autres ouvrages s'en approchent suffisamment pour que la méthode reste applicable avec une bonne approximation par extrapolation ou interpolation.

C Sortie noyée

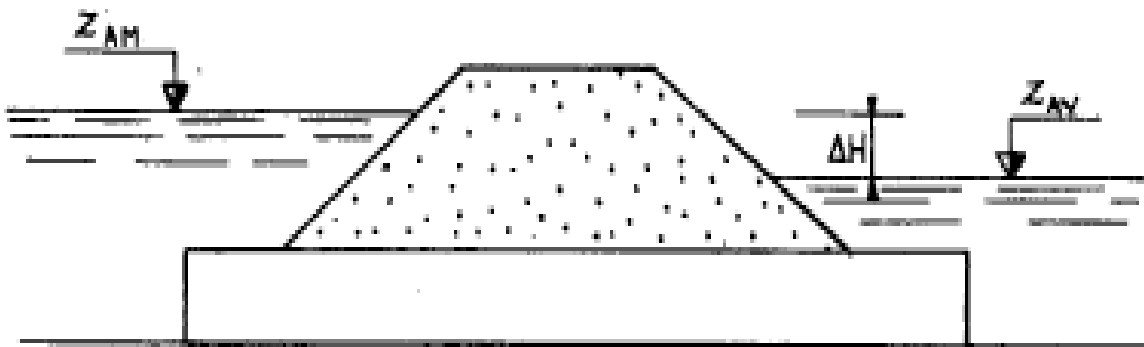


Figure IX-4 : fonctionnement à sortie noyée

Les pertes de charge à la traversée de l'ouvrage sont de 3 sortes :

Pertes de charge à l'entrée

$$\Delta H_e = K_e \frac{V^2}{2g}$$

K_e étant un coefficient dépendant de la forme de l'entrée et V la vitesse moyenne de l'eau

Pertes de charge dues au frottement le long de l'ouvrage

$$\Delta H_f = \frac{LV^2}{K^2 R_H^{4/3}} = \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} \frac{V^2}{2g}$$

où K est le coefficient de MANNING STRICKLER, L longueur de l'ouvrage, R_H le rayon hydraulique.

Pertes de charge à la sortie quand la vitesse passe de V à 0

$$\Delta H_s = \frac{V^2}{2g}$$

On a donc (théorème de BERNOULLI)

$$\Delta H = Z_{AM} - Z_{AV} = K_e \frac{V^2}{2g} + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} \frac{V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g}$$

où encore en introduisant le débit $Q=V.A$, A étant la section de l'ouvrage :

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} (K_e + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} + 1)$$

La formule générale applicable dans le cas des ouvrages fonctionnant avec sortie noyée.

C.1 Buses circulaires

Cas d'une buse circulaire, on a : $A = \pi D^2/4$ et $R_H = D/4$

Ce qui donne (trouver l'expression de ΔH)

$$\Delta H = \frac{8Q^2}{\pi^2 g D^4} (K_e + \frac{2^3 \sqrt{256} g L}{K^2 D^{4/3}} + 1)$$

C.1.1 Méthode numérique

En prenant $g=9,8$ m/sec, nous aurons les formules numériques suivantes :

pour les buses en béton ($K=67$)

$$\Delta H = 0,083 \frac{Q^2}{D^4} (K_e + 0,028 \frac{L}{D^{4/3}} + 1)$$

Pour les buses métalliques type ARMCO ($K=37$)

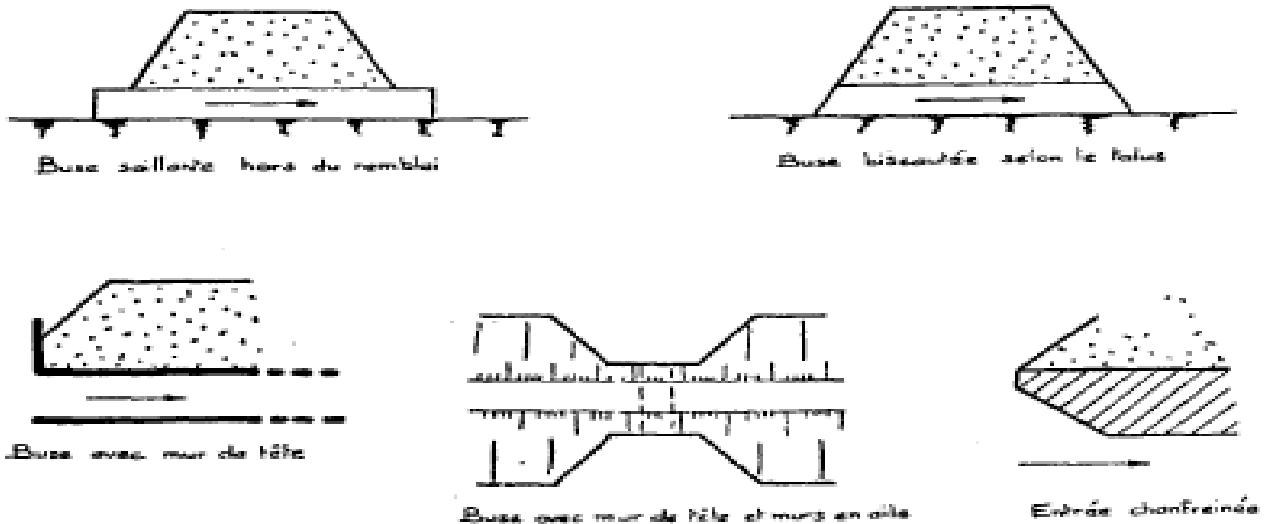
$$\Delta H = 0,083 \frac{Q^2}{D^4} (K_e + 0,091 \frac{L}{D^{4/3}} + 1)$$

Les valeurs de K_e dépendant des conditions d'entrée, sont données dans le **tableau IX-2**

Tableau IX-2 : Valeurs du coefficient K_e de perte de charge à l'entrée des ouvrages- buses circulaires et buses arches

Buses en béton	
Biseautée selon le talus	$K_e = 0,7$
Saillante hors du remblai, coupée droite, extrémité amont à emboîtement femelle	$K_e = 0,5$
Avec mur tête (ou avec mur tête et mur en aile) extrémité amont à emboîtement femelle	$K_e = 0,2$
Entrée chanfreinée	$K_e = 0,2$
Buses métalliques	
Saillante hors du remblai, coupée droite	$K_e = 0,9$
Biseautée selon le talus	$K_e = 0,7$
Avec mur tête (ou avec mur tête et mur en aile)	$K_e = 0,5$
Entrée chanfreinée	$K_e = 0,2$

L'emboîtement femelle à l'entrée joue le rôle de chanfrein et améliore K_e . L'emboîtement mâle à l'entrée est à proscrire : il double K_e .



Pratique des calculs (Dans le cas où l'entretien des ouvrages apparaît problématique, il est préférable d'adopter comme vitesse maximale $V_{\max} = 2,0$ m/s afin de limiter les dégradations) : Connaissant le débit Q à évacuer, la vitesse maximum admissible ($V_{\max} = 3,0$ m/s) donne la section $A = Q/V_{\max}$, donc une première valeur du diamètre D de la buse. On calcule alors la surélévation ΔH du niveau amont par la formule ci-dessus pour vérifier si elle est compatible avec la géométrie du projet au droit du franchissement. On augmentera ensuite D le cas échéant.

C.1.2 Méthode graphique

La formule de base ci-dessus peut s'écrire :

$$\frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} = (K_e + 1) + 4^{4/3} \frac{2gL/K^2}{D^{4/3}}$$

En posant

$$\Delta H^* = \frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} \text{ et } K^* = 4^{4/3} \frac{2gL/K^2}{D^{4/3}} = \frac{12,7gL}{K^2 D^{4/3}}$$

d'où la relation : $\Delta H^* = (K_e + 1) + K^*$ entre les variables ΔH^* et K^* représentées graphiquement par des droites parallèles. Pour $K_e = 0,9$; $K_e = 0,7$; $K_e = 0,5$; $K_e = 0,2$. La figure IX-5 donne ces droites parallèles.

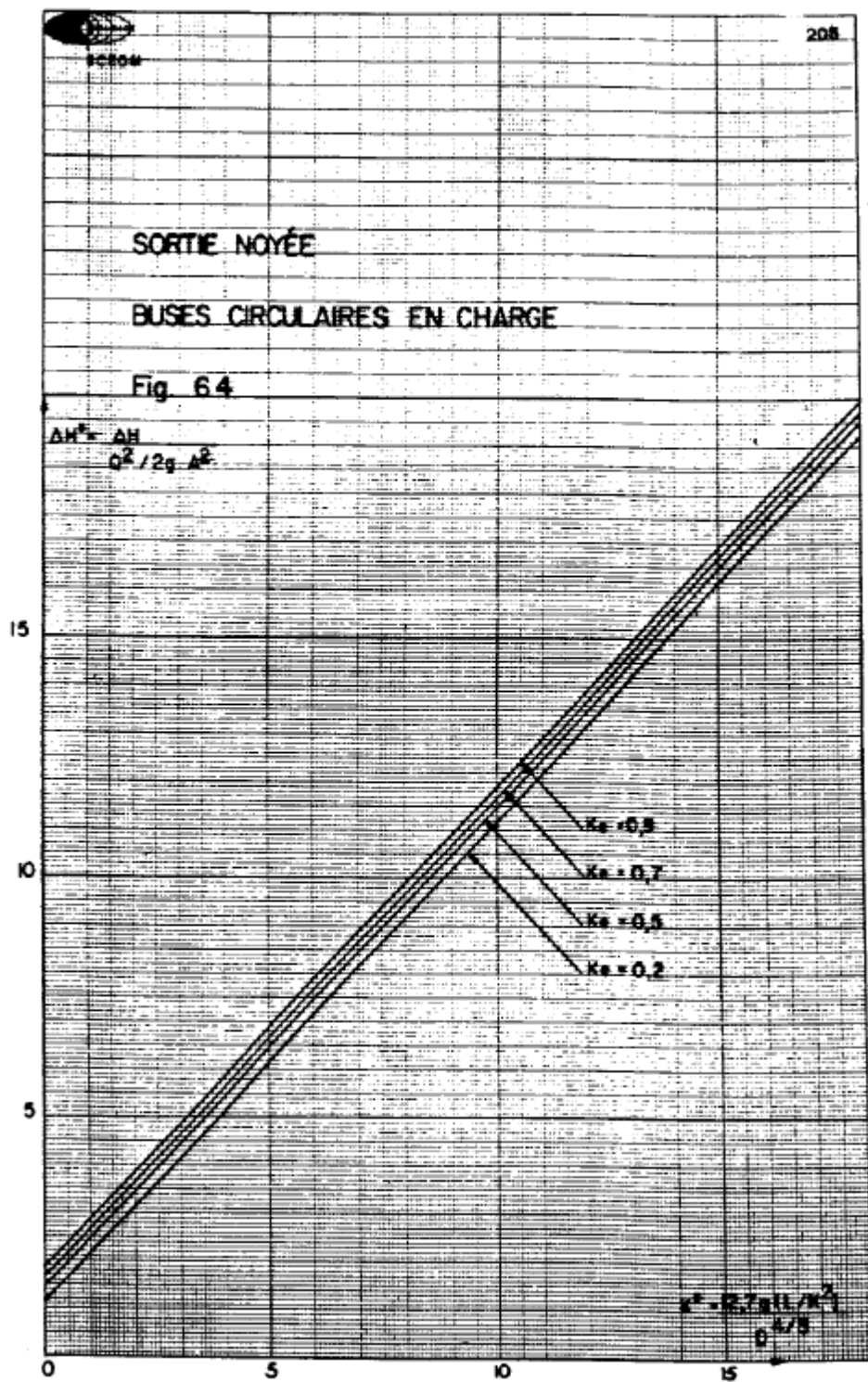
Pratique des calculs : Pour un diamètre D choisi au préalable, on calcule

$$K^* = \frac{12,7gL}{K^2 D^{4/3}}$$

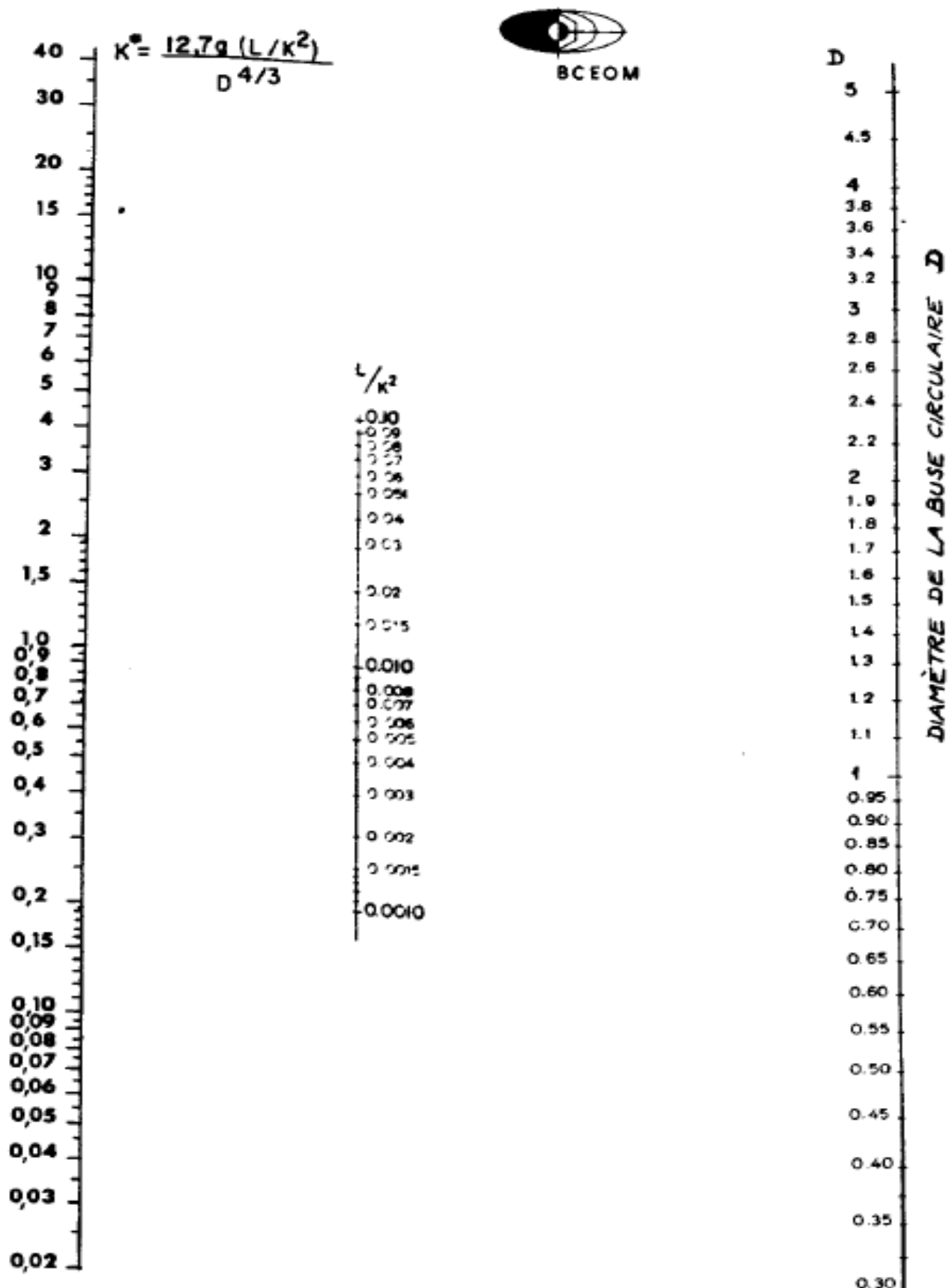
La longueur L et la rugosité K étant connues ($K=37$ pour les buses métalliques et $K = 67$ pour les buses béton). Le type d'entrée étant par fixé, on connaît K_e (voir tableau IX-2). Le diagramme de la figure IX-5 donne alors :

$$\Delta H^* = \frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} \text{ ce qui permet de déduire } \Delta H \text{ car } Q \text{ et } A = gD^2/4 \text{ sont connus.}$$

L'abaque à points alignés (figure IX-6) suivant permet de faciliter les calculs. L'on détermine graphiquement K^* connaissant L/K^2 et D .



: Sortie noyée. Buses circulaires en charge.



: calcul de $K^* = \frac{12,7gL}{K^2 D^{4/3}}$ à partir de L/K^2 et D (Buses circulaires métalliques ou en béton

C.2 Buses arches

Cas d'une buse arche de section A, de périmètre P, de rayon hydraulique RH, de longueur L, la formule générale est :

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} \left(K_e + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} + 1 \right)$$

C.2.1 Méthode numérique

Avec $g=9,8 \text{ m/sec}^2$ et $k=37$ on a :

$$\Delta H = 0,051 \frac{Q^2}{A^2} \left(K_e + 0,014 \frac{L}{R_H^{4/3}} + 1 \right)$$

Les coefficients K_e d'entrée sont les mêmes que pour les buses circulaires donnés dans le tableau IX-2 plus haut. Les caractéristiques A, P, RH des buses arches sont données par le tableau IX-3 suivant.

Pour les calculs on procèdera de la même manière que pour les buses circulaires en se fixant une flèche D compatible avec le projet et une vitesse maximale à ne pas dépasser

$$(V_{max} = Q/A < 2 \text{ m/s})$$

C.2.2 Méthode graphique

La formule des buses arches peut se mettre sous la forme :

$$\frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} = K_e + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} + 1$$

Soit en posant :

$$\Delta H^* = \frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} \text{ et } K^* = \frac{2gL/K^2}{R_H^{4/3}}$$

On a : $\Delta H^* = K_e + 1 + K^*$

Relation représentant des droites parallèles de pente 1. La figure IX-7 suivante donne ces droites avec les 4 valeurs de $K_e = (0,2 ; 0,5, 0,7 ; 0,9)$ correspondant aux divers types d'entrée rencontrés communément (tableau IX-2).

En pratique, on se fixe d'abord une première valeur D pour la flèche de la buse arche, compatible avec le projet et la vitesse maximale admissible.

On détermine alors la valeur de : $K^* = \frac{2gL/K^2}{R_H^{4/3}}$ soit par calcul, connaissant L, K et RH ; soit par

l'abaque à points alignés de la figure IX-8. Les droites de la figure IX-7 donne la valeur de ΔH^* pour la valeur de K_e fixée. d'où la surélévation ΔH correspondant à Q avec :

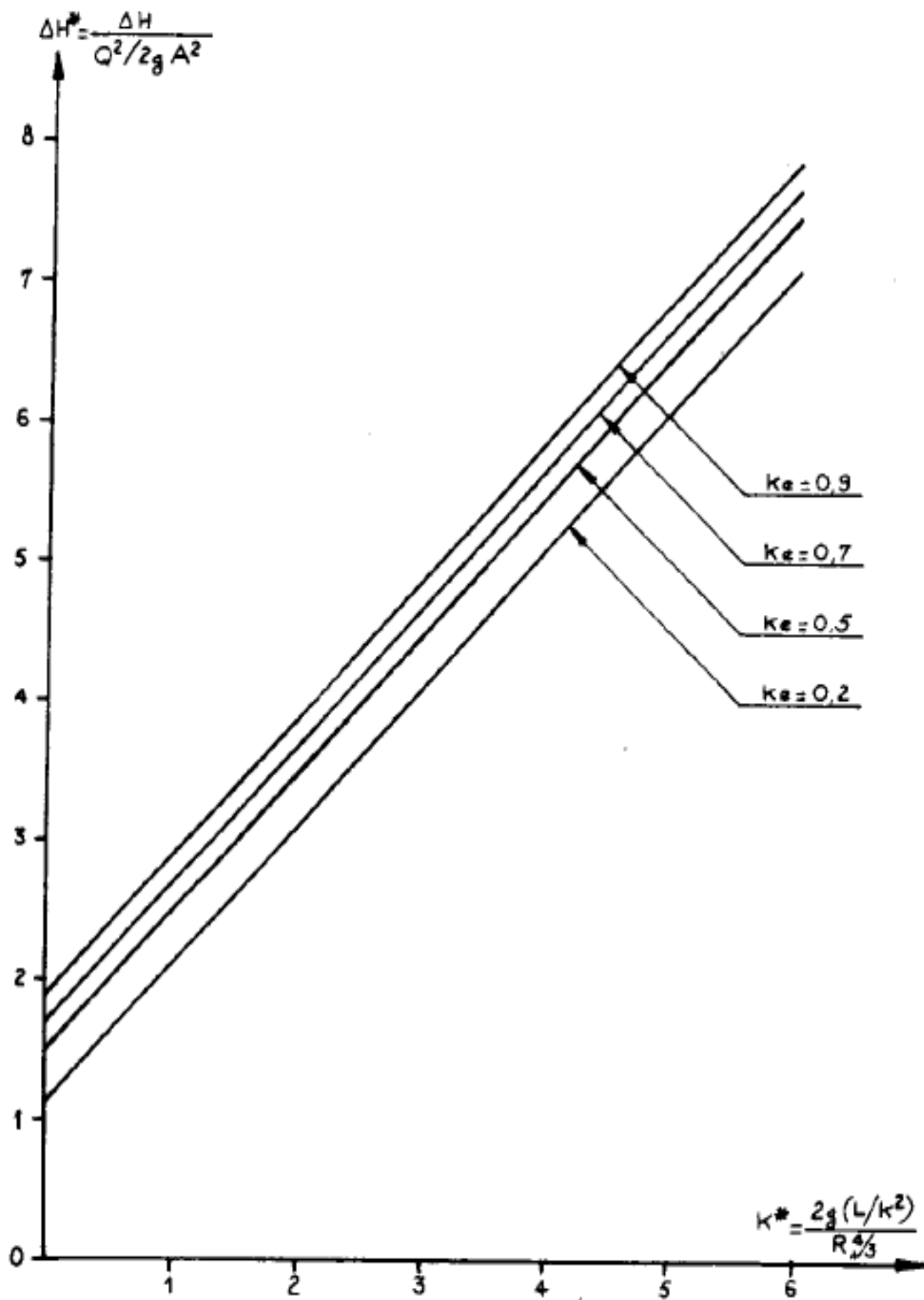
$$\Delta H = Q^2 \Delta H^* / 2gA^2$$

Pour les buses arches de type ARMCO, le tableau IX-3 donne la valeur de $2gA^2$.

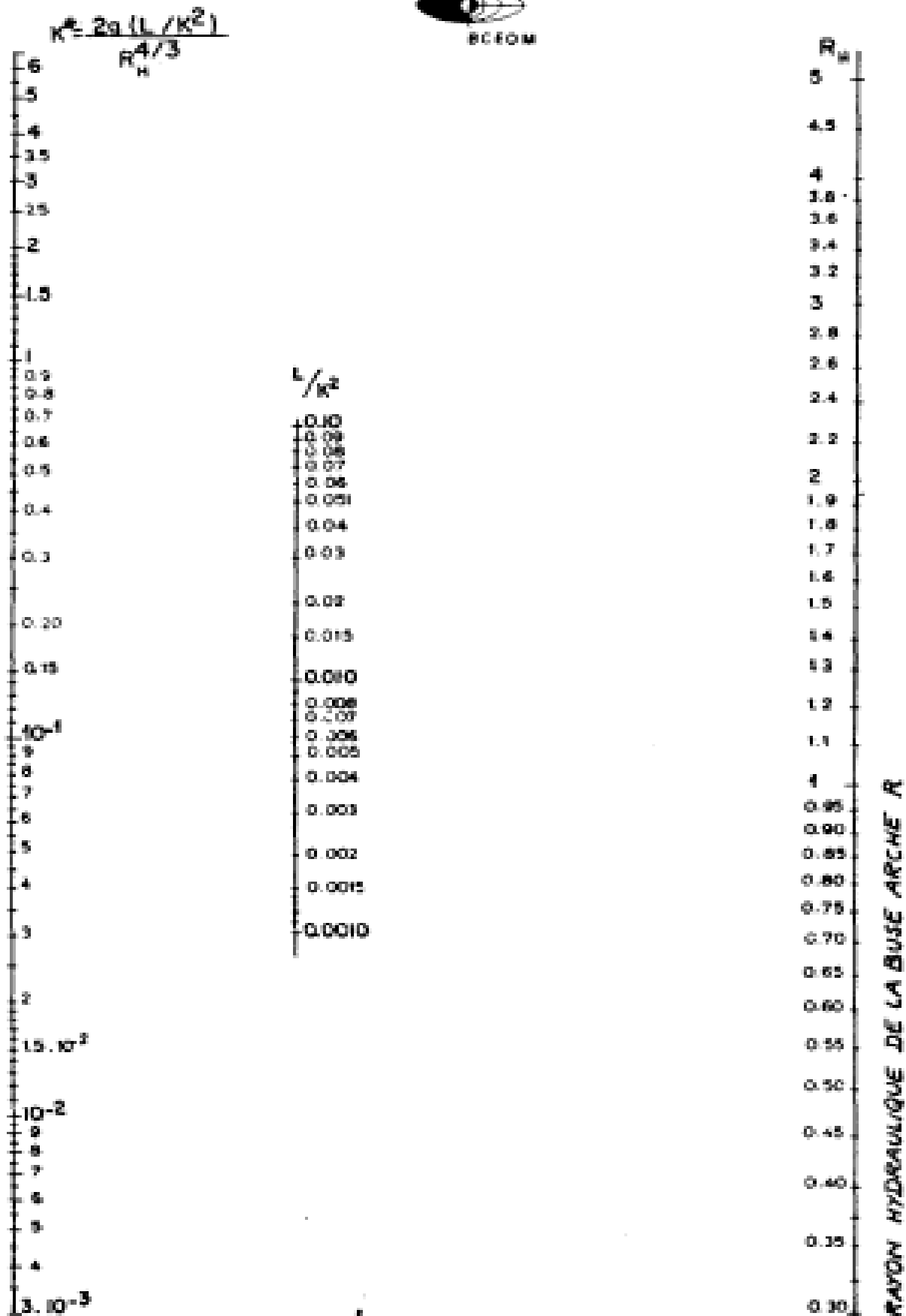
: Caractéristiques géométriques des buses arches de type ARMCO



	Portée B m	Flèche D m	Périmètre P m	Section A m ²	Rayon hy- draulique m	$\frac{A}{B^2}$
SÉRIE A	1,85	1,40	5,39	2,04	0,38	81,65
	1,93	1,45	5,64	2,23	0,40	97,57
	2,04	1,50	5,88	2,42	0,41	114,9
	2,12	1,56	6,13	2,60	0,42	132,63
	2,22	1,60	6,37	2,88	0,43	162,74
	2,33	1,65	6,62	3,07	0,46	184,9
	2,41	1,71	6,86	3,25	0,47	207,2
	2,48	1,76	7,11	3,53	0,50	244,5
	2,62	1,87	7,35	3,72	0,51	271,5
	2,69	1,86	7,60	3,99	0,53	312,4
	2,83	1,90	7,84	4,27	0,54	357,7
	2,91	1,96	8,09	4,55	0,56	406,2
	2,96	2,02	8,33	4,83	0,58	457,7
	3,10	2,06	8,58	5,11	0,60	512,3
	3,24	2,11	8,82	5,39	0,61	570
	3,31	2,17	9,07	5,67	0,63	630,8
	3,45	2,21	9,31	5,95	0,64	694,6
	3,52	2,27	9,56	6,22	0,65	759,1
	3,60	2,32	9,80	6,50	0,67	834,6
	3,74	2,36	10,05	6,87	0,68	926
	3,81	2,42	10,29	7,25	0,70	1031,3
	3,87	2,48	10,54	7,52	0,71	1109,5
	3,92	2,54	10,78	7,90	0,73	1224,5
	4,08	2,58	11,03	8,27	0,75	1348,9
	4,22	2,62	11,27	8,64	0,77	1464,6
	4,29	2,68	11,52	9,01	0,78	1592,8
	4,35	2,74	11,76	9,38	0,80	1726,3
	4,51	2,77	12,01	9,75	0,81	1865,1
	4,65	2,82	12,25	10,13	0,83	2013,3
	4,72	2,87	12,50	10,50	0,84	2163,1
	4,79	2,93	12,74	10,96	0,86	2356,8
	4,84	2,98	12,99	11,33	0,87	2518,6
	5,00	3,03	13,23	11,71	0,89	2690,4
	5,06	3,08	13,48	12,17	0,90	2895,9
SÉRIE B	4,03	2,84	11,27	9,10	0,81	1624,7
	4,11	2,90	11,52	9,48	0,82	1763,3
	4,22	2,95	11,76	9,85	0,84	1903,6
	4,31	3,01	12,01	10,22	0,85	2049,3
	4,38	3,05	12,25	10,68	0,87	2237,9
	4,51	3,10	12,50	11,06	0,88	2400,0
	4,65	3,14	12,74	11,52	0,90	2603,8
	4,72	3,20	12,99	11,98	0,92	2815,9
	4,80	3,25	13,23	12,36	0,93	2997,3
	4,93	3,30	13,48	12,82	0,95	3224,6
	5,01	3,35	13,72	13,28	0,97	3460,2
	5,13	3,40	13,97	13,75	0,98	3709,4
	5,22	3,45	14,21	14,21	1	3961,8
	5,28	3,51	14,46	14,68	1,02	4228,2
	5,42	3,55	14,70	15,14	1,03	4497,3
	5,49	3,61	14,95	15,61	1,04	4780,8
	5,63	3,65	15,19	16,06	1,06	5123,7
	5,70	3,71	15,44	16,43	1,08	5426,0
	5,84	3,76	15,68	17,19	1,10	5797,6
	5,92	3,81	15,93	17,65	1,11	6112,1
	5,99	3,86	16,17	18,21	1,13	6506,1
	6,05	3,92	16,42	18,77	1,14	6912,4
	6,20	3,96	16,66	19,32	1,16	7323,4
	6,26	4,02	16,91	19,88	1,18	7754,1



: Sortie noyée. Buses arches en charge



: Buses arches -calcul de $K^* = \frac{2gL/K^2}{R_H^{4/3}}$ à partir de L/K^2 et R_H

C.3 Dalots

cas d'un dalot rectangulaire de largeur B, de hauteur D, de longueur L, la formule générale qui est :

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} \left[K_e + \frac{2gL}{K^2 R_H^{4/3}} + 1 \right]$$

Avec $R_h = BD/2(B + d)$, on a :

$$\Delta H = \frac{Q^2}{2gA^2} \left[K_e + 2^{4/3} \frac{2gL}{K^2 D^{4/3}} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

C.3.1 Méthode numérique

Avec $K = 67$ pour le béton et $g = 9,8 \text{ m/s}^2$, On obtient :

$$\Delta H = 0,051 \frac{Q^2}{A^2} \left[K_e + 0,0044 \frac{L}{R_H^{4/3}} + 1 \right]$$

$$\Delta H = 0,051 \frac{Q^2}{B^2 D^2} \left[K_e + 0,011 \frac{L}{D^{4/3}} \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

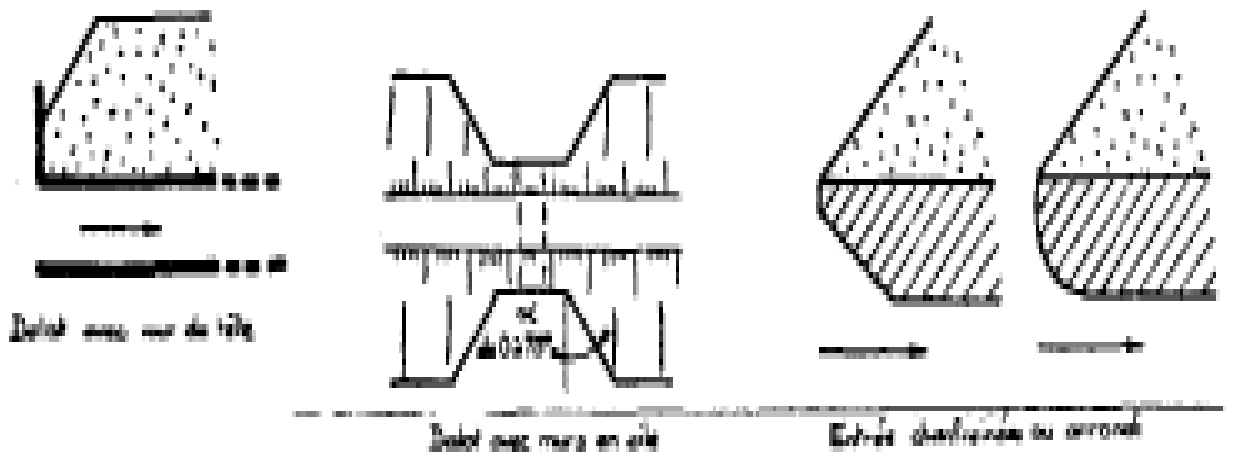
C.3.1.1 Dalot carré ($B = D$)

on a :

$$\Delta H = 0,051 \frac{Q^2}{B^2 D^2} \left[K_e + 0,028 \frac{L}{D^{4/3}} + 1 \right]$$

Les coefficients d'entrée K_e , pour les dalots sont donnés dans le tableau IX-4 ci-après : Coefficient d'entrée K_e pour les dalots

Mur de tête, sans mur en aile A bords francs sur 3 côtés Chanfreiné sur 3 côtés	$K_e = 0,5$ $K_e = 0,2$
Mur en aile incliné sur l'axe de 30° à 75° Toit à bord franc Toit à bord arrondi ou chanfreiné	$K_e = 0,4$ $K_e = 0,2$
Mur en aile incliné sur l'axe de 10° à 25° Toit à bord franc Toit à bord arrondi ou chanfreiné	$K_e = 0,5$ $K_e = 0,2$
Murs en aile dans le prolongement des parois latérales Toit à bord franc Toit à bord arrondi ou chanfreiné	$K_e = 0,7$ $K_e = 0,4$
Entrée chanfreinée	$K_e = 0,2$



Les calculs se font comme dans le cas des buses circulaires avec deux niveaux d'approximation. Il s'agit ici de déterminer à la fois B et D successivement. On se fixe d'abord la hauteur D du dalot compte tenu de la ligne rouge ; la vitesse maximum admissible ($V_{max} = 3 \text{ m/s}$) donnera alors la section $A = BD$ d'où une première valeur de la largeur B. On calculera alors la surélévation H par la formule ci-dessus avec la valeur adéquate de K_e et on vérifiera la compatibilité de H avec le projet. Si H est trop grand, on essaie alors une deuxième valeur de la largeur B, plus grande que la première.

C.3.1.2 Méthode graphique

En écrivant la formule de base sous la forme :

$$\frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} = K_e + 1 + 2g \frac{L}{K^2} \left(\frac{2}{D}\right)^{4/3} \left(1 + \frac{D}{B}\right)^{4/3}$$

et en posant :

$$\Delta H^* = \frac{\Delta H}{Q^2/2gA^2} \text{ et } K^* = 2^{4/3} \frac{2gL/K^2}{D^{4/3}} = 5,04 \frac{gL/K^2}{D^{4/3}}$$

On obtient :

$$\Delta H^* = (K_e + 1) + \left(1 + \frac{D}{B}\right)^{4/3} K^*$$

En pratique, pour des raisons mécaniques de construction, le rapport D/B est limité en général à des valeurs rondes comprises entre 0,5 et 2.

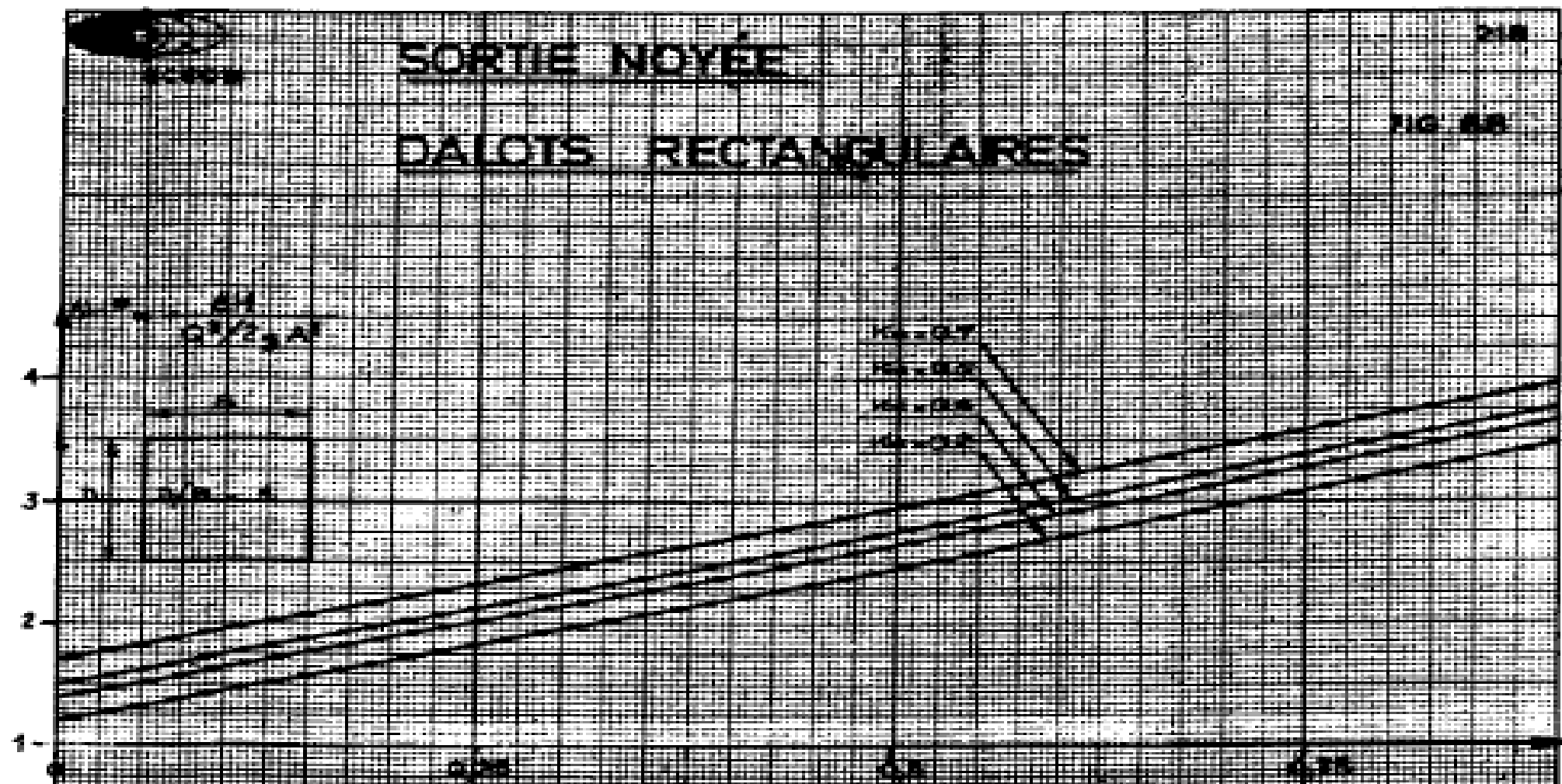
Sur les figures IX-9 à IX-13 des pages suivantes sont tracées les droites représentatives pour $D/B = 0,5 ; 0,75 ; 1 ; 1,5$ et 2.

Si exceptionnellement D/B prennent d'autres valeurs que les valeurs ci-dessus, il est relativement simple de tracer le réseau de droites parallèles de pente $\left(1 + \frac{D}{B}\right)^{4/3}$

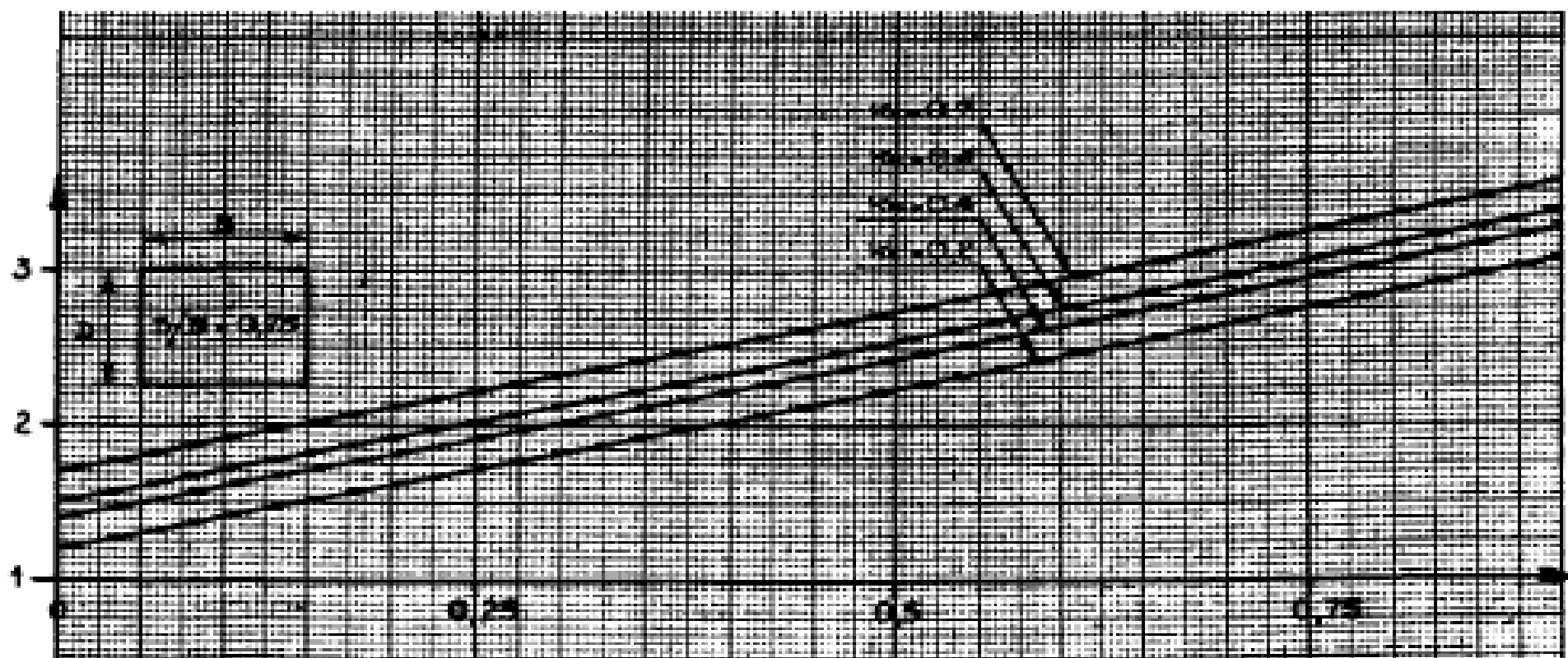
La hauteur D du dalot fixée, on calcule $K^* = 5,04 \frac{gL/K^2}{D^{4/3}}$ avec $K = 67$.

Ou on le détermine par le graphique à points alignés de la figure IX-14

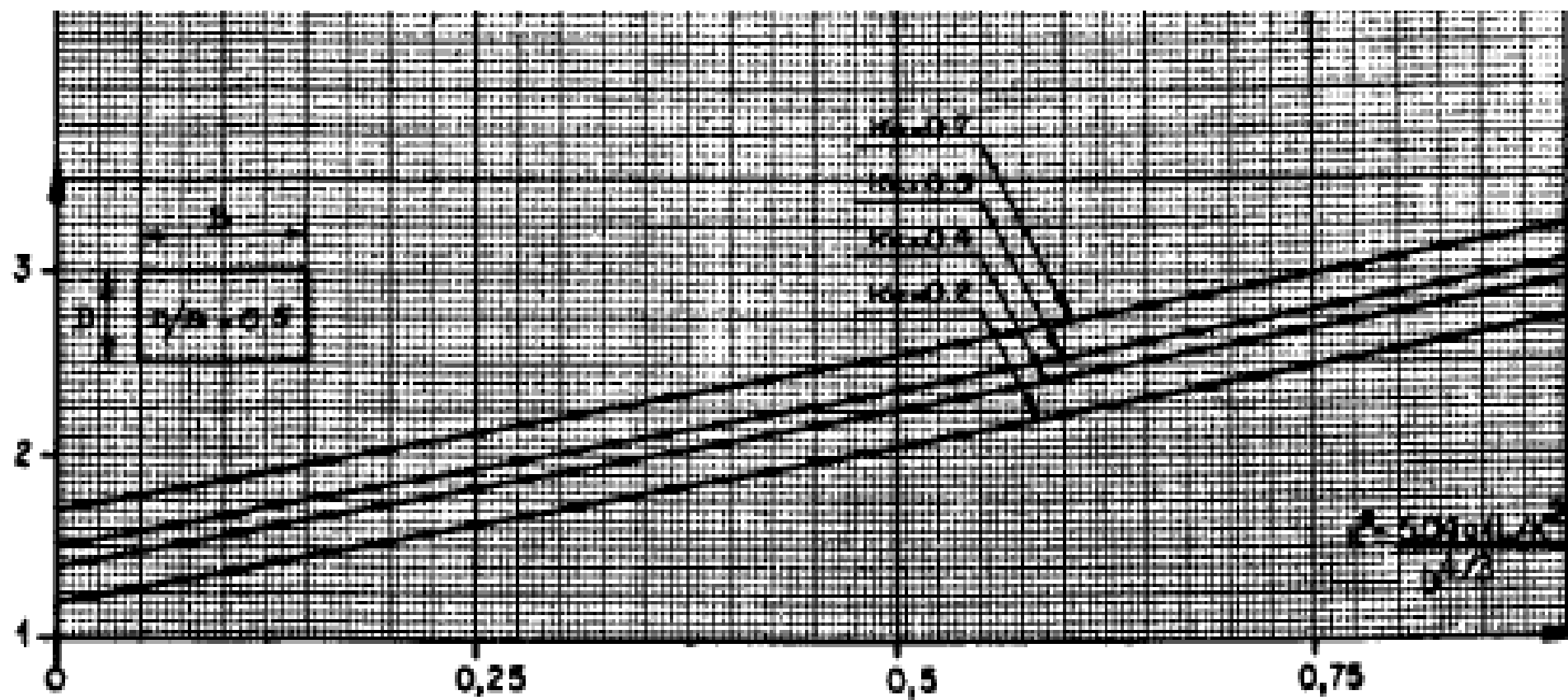
On peut rapidement ainsi avoir les valeurs de H^* (donc de H) correspondant aux diverses possibilités d'ouverture B de l'ouvrage.



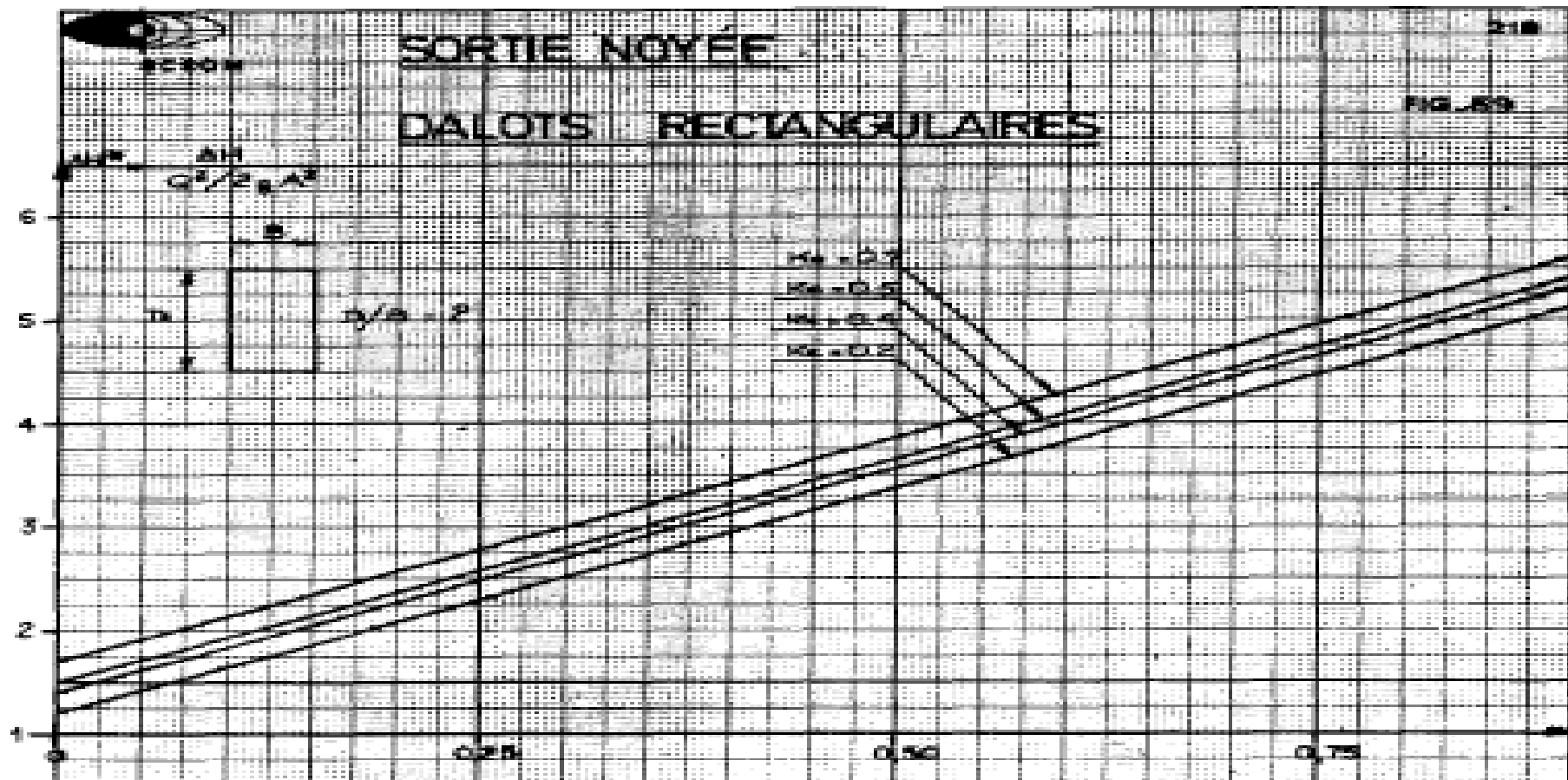
: Sortie noyée. Dalots rectangulaires $D/B = 1$



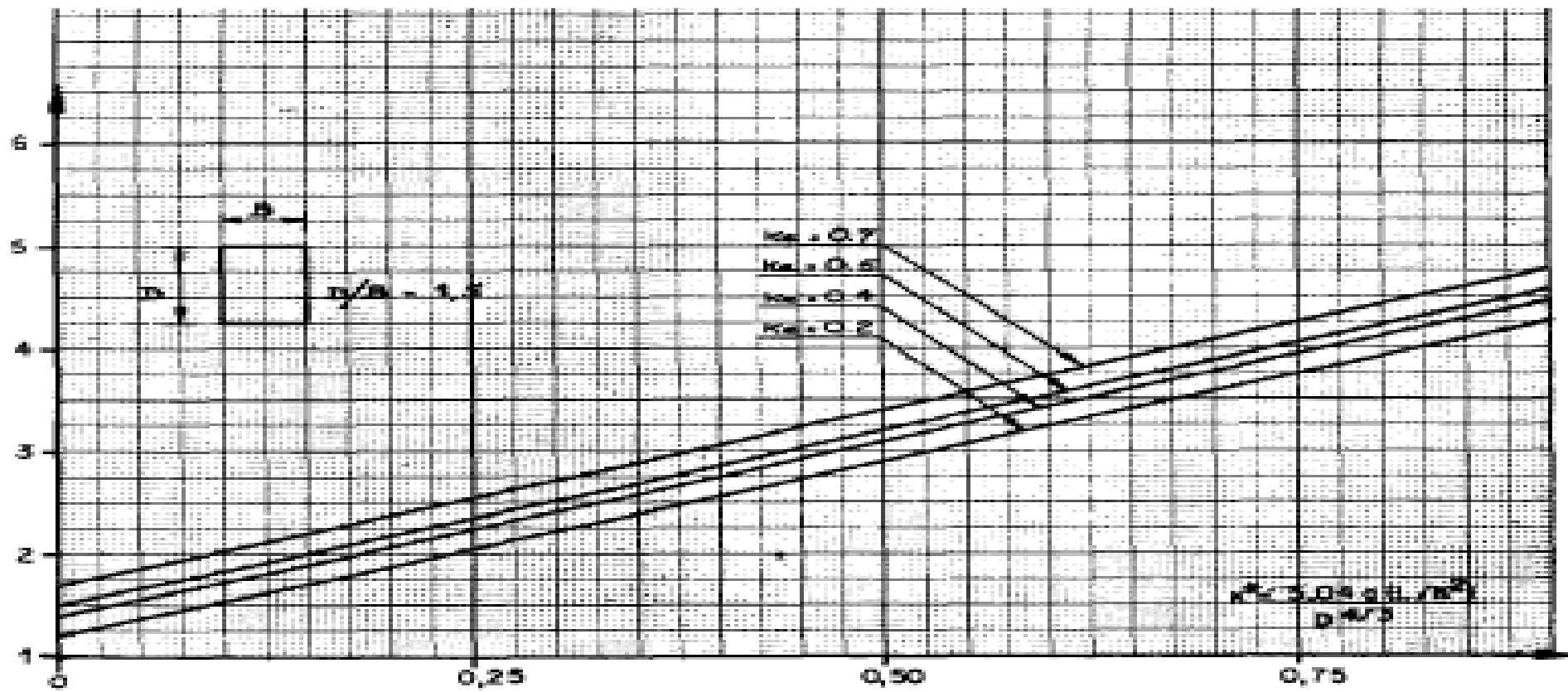
: Sortie noyée. Dalots rectangulaires $D/B = 0,75$



: Sortie noyée. Dalots rectangulaires $D/B = 0,50$

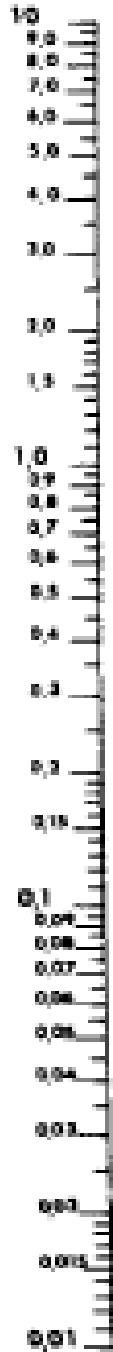


: Sortie noyée. Dalots rectangulaires $D/B = 2$



: Sortie noyée. Dalots rectangulaires $D/B = 1,5$

$$K^* = \frac{5,04 g (L/K^2)}{D^{4/3}}$$



DALOTS

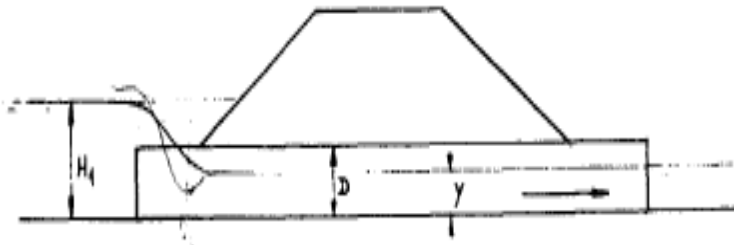
: Calcul de $K^* = 5,04 \frac{gL/K^2}{D^{4/3}}$ à partir de L/K^2 et D

Remarquons sur les conditions d'entrée que :

- pour les diverses valeurs de K_e , les débits admis dans les ouvrages étudiés sont influencés par leur tête amont.
- les buses saillantes hors du remblai doivent être évitées.
- les dispositifs suivants sont vivement conseillés:
- chanfreinage des buses et des dalots,
- adoption de murs en aile inclinés de 30° sur l'axe de l'ouvrage,
- dans le cas des buses en béton, on choisira de préférence pour les têtes amont, des buses à emboîtement femelle qui présentent un chanfrein naturel.

D Sortie libre

Le type d'écoulement dépend alors de la profondeur d'eau H_1 , en amont de l'ouvrage. Contrairement aux écoulements à sortie aval noyée qui peuvent se mettre sous forme analytique relativement simple, les écoulements à sortie libre sont des phénomènes plus complexes. Les coefficients qui les régissent sont empiriques, aussi les méthodes de calculs sont graphiques et s'appuient sur les courbes expérimentales qui sont données pour chaque type d'ouvrage.



: Fonctionnement à sortie libre

Si $H_1 \leq 1,25D$, l'écoulement se fait à surface libre dans l'ouvrage, après la formation d'une section de contrôle à l'entrée où apparaissent les conditions de l'écoulement critique. Le débit de l'ouvrage est donné par la relation générale :

$$Q = CS\sqrt{2g(H_1 - y)}$$

dans laquelle :

C est un coefficient dépendant de la forme de l'entrée,

H_1 est la hauteur d'eau en amont de la buse

y est la profondeur d'eau dans la buse,

S surface mouillée dans l'ouvrage.

Le régime critique à l'entrée confère au débit sa valeur maximum pour une valeur H_1 donnée de la hauteur d'eau amont.

On démontre que cette relation se mettra sous la forme :

$$Q = \sqrt{2gD^5} \times F(H_1/D)$$

En adoptant les variables adimensionnelles :

$$H_1^* = H_1/D \quad \text{et} \quad Q^* = Q/\sqrt{2gD^5}$$

on obtient la relation : $Q^* = F(H_1^*)$ qui permet de récapituler toutes les valeurs expérimentales sous un nombre limité de courbes en regroupant les multiples paramètres sous les variables adimensionnelles ci-dessus définies.

Si $H_1 \geq 1,25D$, l'écoulement peut se faire à surface libre ou à section pleine (suivant H_1/D et la longueur de l'ouvrage).

Il se forme à l'entrée amont une section contractée semblable au passage d'une vanne de fond : le régime critique est atteint dans cette section et le débit est :

$$Q = C'S\sqrt{2g(H_1 - y)}$$

C' est le coefficient de contraction à l'entrée. On démontre que cette relation se met également sous la forme :

$$Q = \sqrt{2gD^5} \times G(H_1/D).$$

Avec les mêmes variables adimensionnelles que ci-dessus, on écrit que :

$$Q^* = G(H_1^*)$$

Les résultats expérimentaux pour ce cas d'écoulement se regroupent sous des courbes qui prolongent les courbes $F(H^*)$ du premier type d'écoulement.

Remarques importantes

Dans le cas de la sortie libre, l'écoulement dans l'ouvrage se fait très souvent à surface libre. Pour assurer une bonne évacuation des débits admis à l'entrée de l'ouvrage, il faut que le régime soit torrentiel, c'est-à-dire que la pente longitudinale de l'ouvrage soit égale ou supérieure à la pente critique.

- le calcul de cette pente critique sera abordé dans un paragraphe ultérieur.
- la limitation de la vitesse maximale à 3 m/s reste imposée. L'écoulement ne se faisant pas à section pleine, la vitesse ne peut plus se calculer par la formule $V = Q/S$.
- la méthode de calcul de la vitesse de l'eau dans le cas de la sortie libre sera vue dans un paragraphe ultérieur.
- le calcul de cette vitesse est obligatoire pour s'assurer qu'elle reste bien inférieure à 3 m/s. Si elle est supérieure à cette valeur, on devra alors prendre un ouvrage d'ouverture plus grande.

D.1 Buses circulaires

Les courbes expérimentales $Q^* = F(H_1^*)$ et $Q^* = G(H_1^*)$ sont données dans les figures IX-16 et IX-17. Rappelons que :

$$H_1^* = H_1/D \quad \text{et} \quad Q^* = Q/\sqrt{2gD^5}$$

La figure IX-16 concerne les buses métalliques type ARMCO :

Le rôle du chanfrein est joué par l'extrémité amont à emboîtement femelle et donne un rendement meilleur que l'extrémité amont à emboîtement mâle qui est déconseillé. Il y a intérêt à améliorer au maximum l'entrée de l'ouvrage en la chanfreinant pour les très gros diamètres de buses métalliques ou en béton ($D > 2$ m). La figure IX-18 ci-après donne les courbes $F(H_1^*)$ et $G(H_1^*)$ pour ce cas d'ouvrage.

Connaissant le débit Q à évacuer, en se fixant une première valeur du diamètre D , on calcule alors $Q^* = Q/\sqrt{2gD^5}$ d'où l'on tire $H_1^* = H_1/D$ de la courbe correspondante. On obtient ainsi une première valeur de $H_1 = H_1^* \times D$ dont on jugera de la compatibilité avec le projet.

La valeur de $Q^* = Q/\sqrt{2gD^5}$ peut se déterminer par méthode graphique au moyen de l'abaque à points alignés de la **figure IX-19** ci-après.

On calculera alors la pente critique correspondante puis la vitesse de l'eau dans la buse pour vérifier si elle est inférieure à 2 m/s. Si V est supérieure à 2 m/s, soit on prend une valeur du diamètre supérieure à la première valeur D essayée, soit on augmente le nombre de buses.

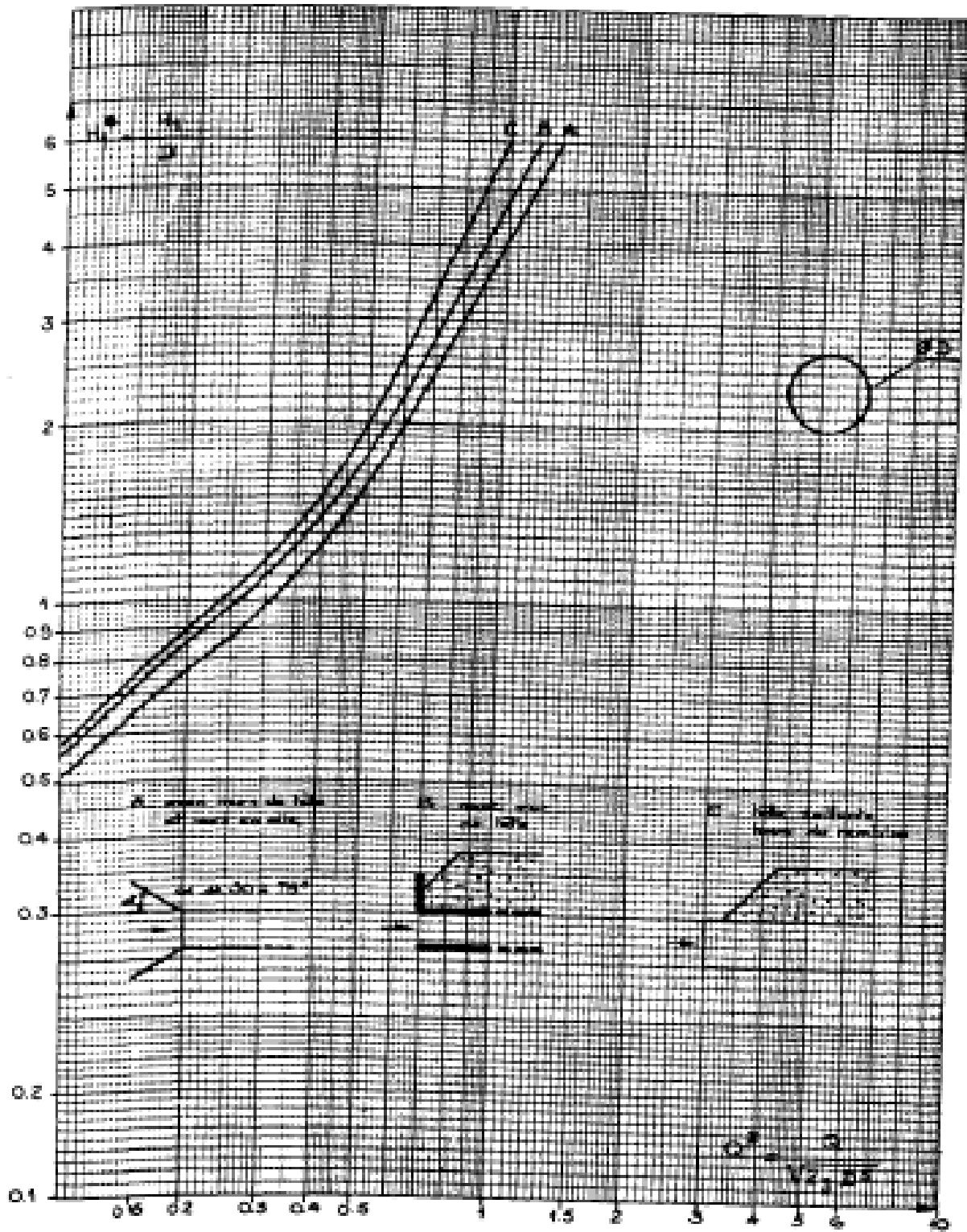


Figure IX-5: Sortie libre - buses métalliques circulaires ($D \leq 2m$)

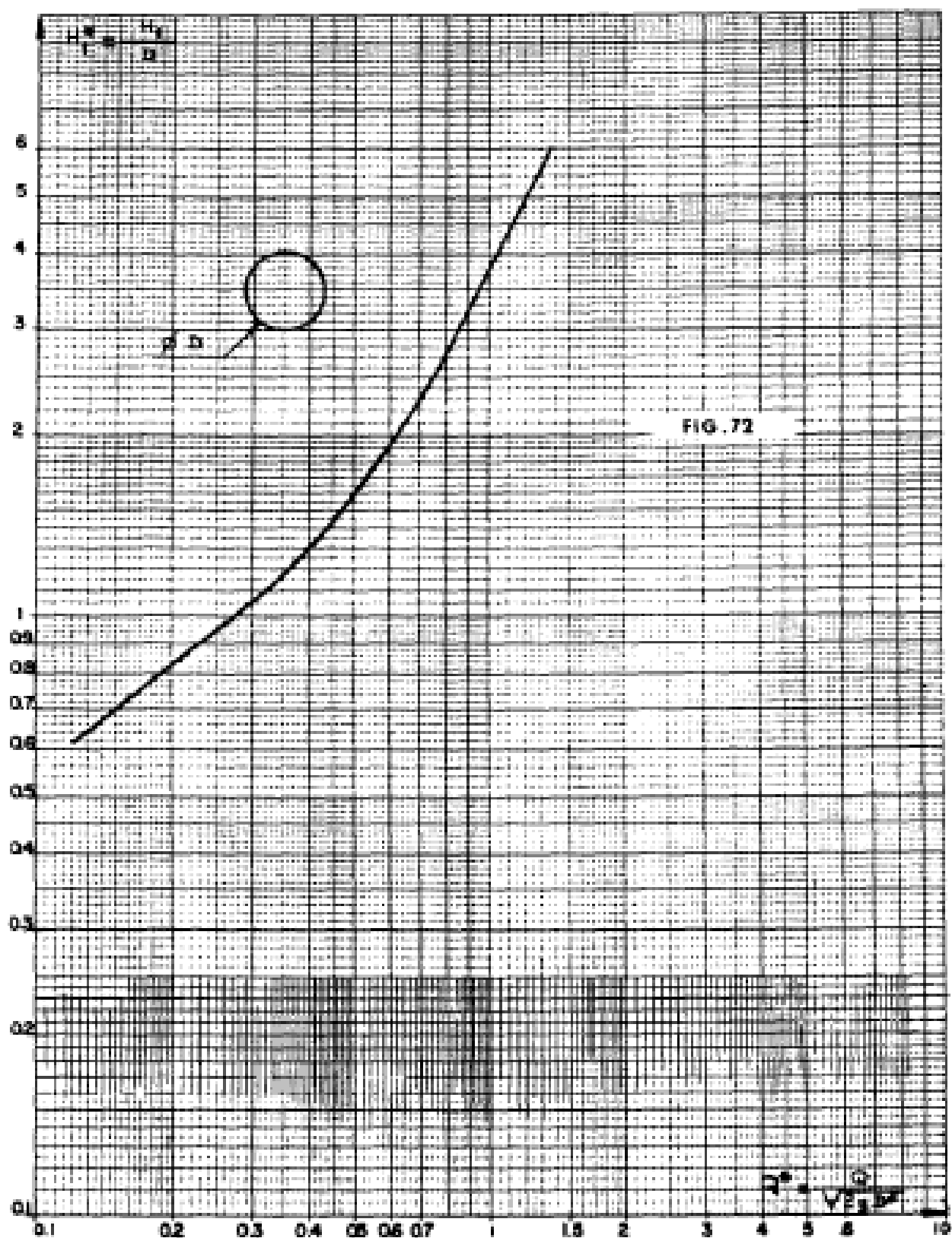


Figure IX-6 : Sortie libre- buses circulaires en béton

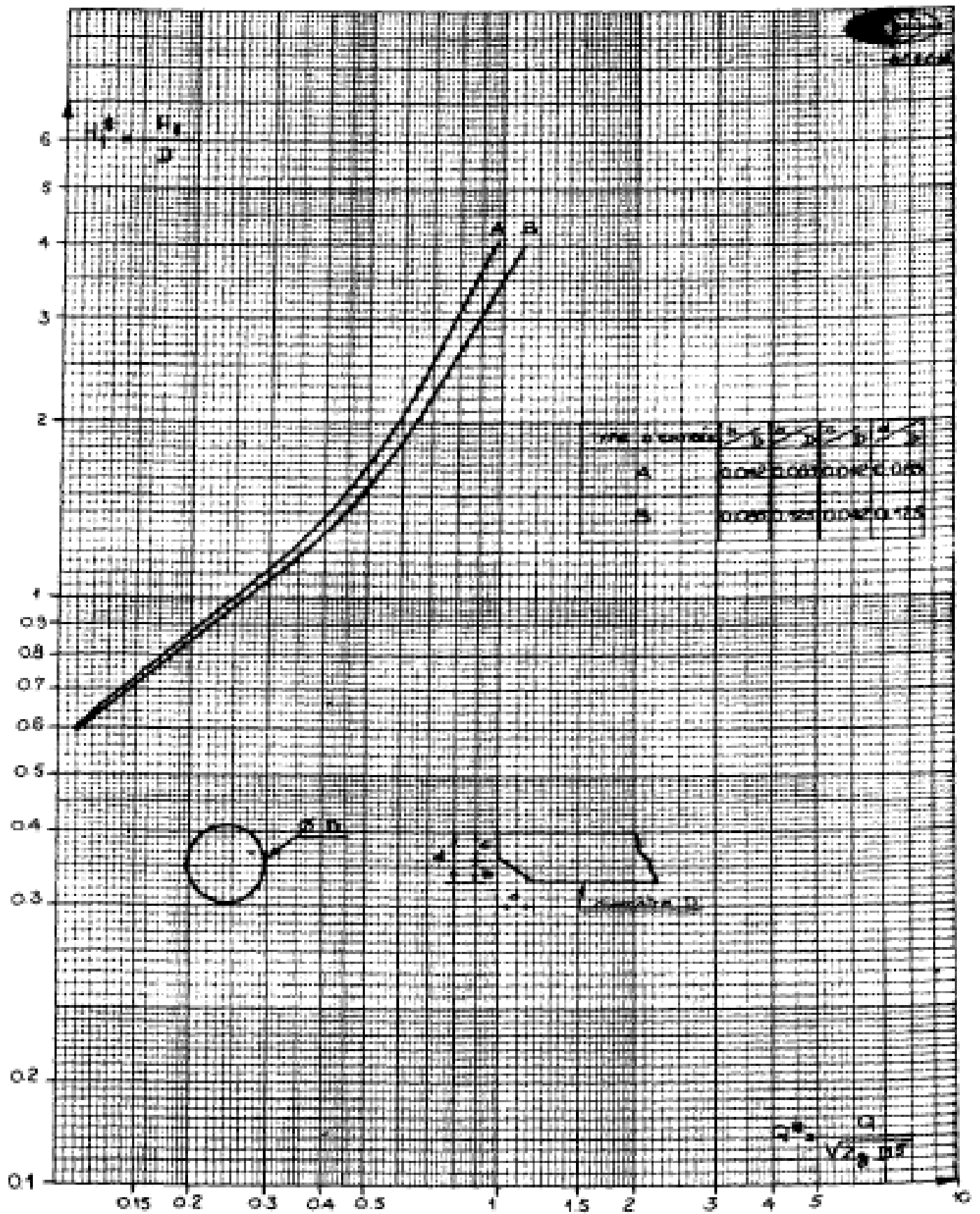


Figure IX-7:Sortie libre : grandes buses métalliques circulaires ($D > 2m$) à entrée chanfreinée

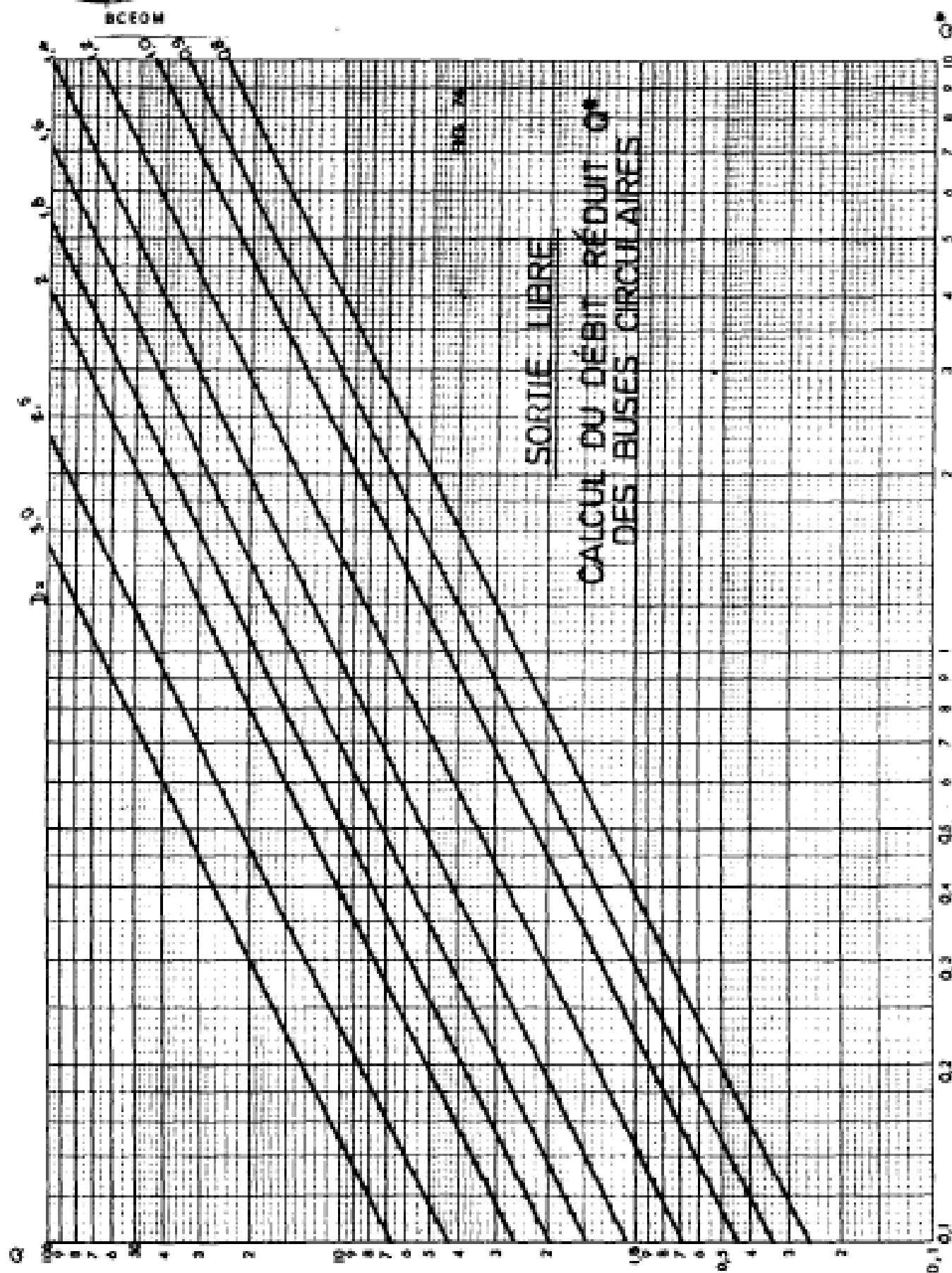


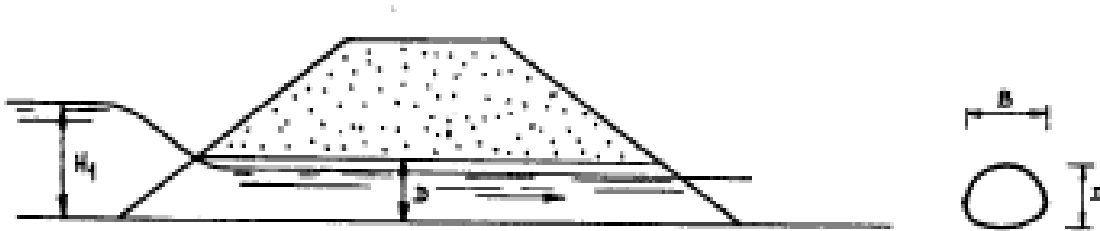
Figure IX-8 : sortie libre : calcul des débits réduits Q^* des buses circulaires

D.2 Buses arches

Les variables adimensionnelles ici sont les suivantes :

$$H_1^* = H_1/D \quad \text{et} \quad Q^* = \frac{Q}{A\sqrt{2gD}}$$

A étant la section de la buse arche (le tableau IX-3 donne les diverses caractéristiques des buses arches).



Dans les cas suivants :

- avec mur de tête,
- tête en sifflet suivant la pente du talus,
- tête saillante hors du remblai.

Les valeurs H^* en fonction de Q^* sont données par les courbes de la figure IX-20. Le processus de calcul est le même que pour les buses circulaires. Le débit Q étant connu. On se fixe une première valeur de la flèche D , ce qui donne la section A (tableau IX-3). Avec laquelle on vérifiera si la vitesse moyenne $V = Q/A$ est inférieure à la vitesse maximale admissible (3,0 m/s).

On calcule alors directement la valeur de $Q^* = Q/A\sqrt{2gD}$ ou on le détermine au moyen du graphique à points alignés de la figure IX-21. Les courbes de la figure IX-20 donnent alors $H_1^* = H_1/D$ d'où une première valeur de H_1 dont on vérifiera la compatibilité avec le projet.

D.3 Les dalots

Les variables adimensionnelles ici sont les suivantes :

$$H_1^* = H_1/D \quad \text{et} \quad Q^* = \frac{Q}{A\sqrt{2gD}}$$

Nous avons également les relations de la forme

$$H_1^* = F(Q^*) \quad \text{si} \quad H_1^* \leq 1,25 \quad \text{où} \quad H_1^* = G(Q^*) \quad \text{si} \quad H_1^* > 1,25$$

Ces relations expérimentales sont représentées sur les courbes de la figure IX-22 ci-après où sont regroupés trois cas :

- avec murs mur aile, faisant 30° à 70° avec l'axe de l'ouvrage
- avec mur de tête mais sans mur en aile,
- tête saillante ou coupée en sifflet suivant le talus.

Les calculs d'un dalot se font à deux niveaux différents d'approximations successives. Connaissant Q , on se donne une première valeur de la

Hauteur D admissible pour le dalot, compte tenu des caractéristiques

Géométriques du projet au droit de l'ouvrage. On se fixe alors la largeur B du dalot tel que la vite moyenne $V = Q/BD$ ne dépasse pas la vitesse maximale de 3 m/s.

Les valeurs B , D et Q étant connues, on calcule $Q^* = Q/BD\sqrt{2gD}$ ou on détermine Q^* grâce au graphique à points alignés de la figure IX-23. On obtient

$H_1^* = H_1/D$ de la figure IX-22 dont on vérifiera la compatibilité avec le projet.

Au cas où, cette valeur ne satisfait au projet, on recommencera avec une autre valeur de la largeur B , supérieure à la première valeur essayée.

D.4 Pente longitudinale des ouvrages

Les calculs précédents supposent que les ouvrages sont capables d'évacuer le débit critique correspondant à la profondeur d'eau H_1 amont.

Pour cela, il faut que la pente longitudinale des ouvrages soit au moins égale à la pente critique. L'écoulement de l'eau à travers l'ouvrage se fait ainsi en régime torrentiel ; on est ainsi assuré qu'il ne se forme, après la section critique à l'entrée, un ressaut hydraulique empêchant l'évacuation normale des eaux. D'autre part, la vitesse d'écoulement de l'eau dans l'ouvrage sera ainsi largement suffisante, pour empêcher en règle générale le dépôt des particules solides. pour le calcul de la pente critique, les variables adimensionnelles qui permettent de regrouper les paramètres définissant le phénomène seront utilisées.

Le critère général du régime critique est : $\frac{Q^2 \times B}{g \times S^3}$

que nous associerons à la formule de MANNING

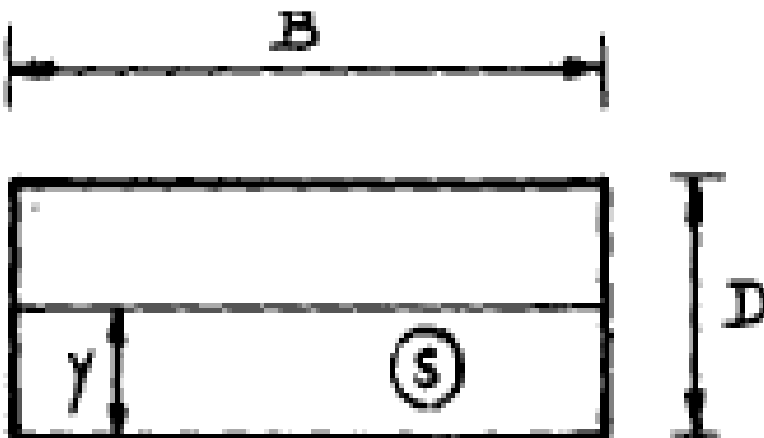
$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I_c^{1/2}$$

pour tirer la valeur de la pente critique I_c dont l'expression est :

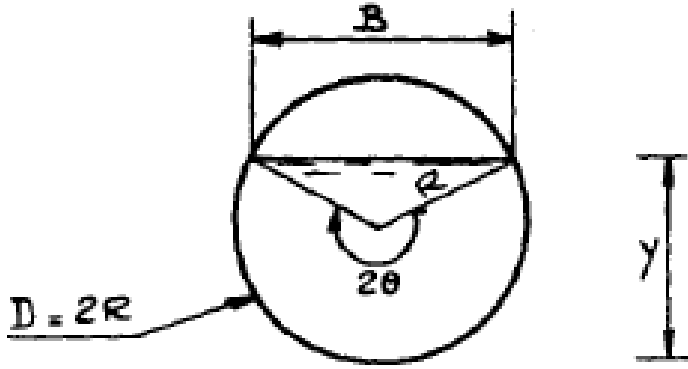
$$I_c = \frac{g \times S}{K^2 \times R_H^{4/3} \times B} \quad \text{éq IX-3}$$

Q le débit ; B la largeur au miroir ; S la section mouillée

y la profondeur maximum dans la section



Pente critique pour une buse circulaire



Si R est le rayon de la buse, on a alors les paramètres suivants :

$$S = R^2 \theta = \frac{1}{2} R^2 \times \sin 2\theta$$

$$P = 2R\theta$$

$$R_H = \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta} \right)$$

$$B = 2R \sin \theta$$

$$\theta = 2 \arcsin \sqrt{y/2R}$$

En introduisant ces relations dans les expressions de Q et de I_c , nous aurons :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gR^5}} = \frac{(2\theta - \sin 2\theta)^{3/2}}{4(\sin \theta)^{1/2}}$$

$$I_c^* = \frac{I_c}{g/(K^2 \times R^{1/3})} = \frac{2^{2/3} \times \theta^{4/3}}{(\sin \theta) \times (2\theta - \sin 2\theta)^{1/3}} \quad \text{éq IX-4}$$

ce qui permet de tracer la courbe I_c^* (Q^*) par l'intermédiaire du paramètre θ . Courbe de la (figure IX-24).

Connaissant le débit Q et le diamètre D de la buse, donc son rayon R, on calcule $Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gR^5}}$

La figure IX-24 donne alors la valeur correspondante de :

$$I_c^* = \frac{I_c}{g/(K^2 \times R^{1/3})} \quad \text{éq IX-5}$$

D'où nous tirons immédiatement I_c K étant égal à 37 pour les buses métalliques et égal à 67 pour les buses béton.

L'utilisation des abaques à points alignés (figure IX-25; donnant $Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gR^5}}$ connaissant Q et R) et (figure IX-26 donne I_c , connaissant I_c^* (obtenu par la courbe de la figure IX-19); R et K), facilite l'application de la méthode de détermination de la pente critique.

en pratique, il est recommandé d'adopter pour l'ouvrage, une pente longitudinale de 1,2 fois ($1,2 * I_c$,) la pente critique déterminée pour tenir Compte des imperfections dans la mise en place des buses. Il faut aussi avoir à l'esprit qu'une pente longitudinale supérieure à $1,2 * I_c$, pourrait engendrer des vitesses trop grandes dans des ouvrages longs ($l > 25m$)

Pente critique pour une buse arche

Les expressions rationnelles ne servent plus à formuler les divers paramètres.

Les vérifications faites sur les caractéristiques géométriques montrent que les résultats pour les calculs de pente critique sont très proches des buses métalliques circulaires ($K = 37$).

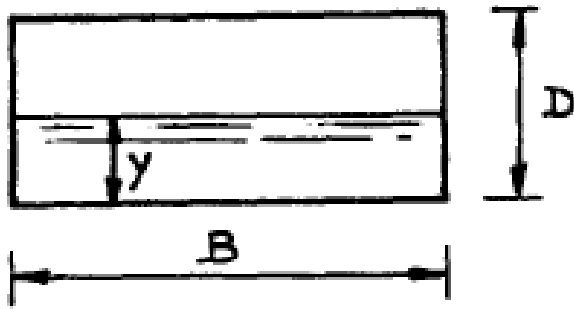
Les mêmes courbes figures IX-24; IX-25 et IX-26 servent pour la détermination de la pente critique, en prenant comme variables adimensionnelles :

$$\begin{cases} I_c^* = \frac{I_c}{g / \left[K^2 \times \left(\frac{D}{2} \right)^{\frac{1}{3}} \right]} \\ Q^* = \frac{Q}{g \times \left(\frac{D}{2} \right)^5} \end{cases} \quad \text{éq IX-6}$$



D étant la flèche de la buse arche

Pente critique pour un dalot



Nous avons : $S = B \times y$; $P = B + 2y$ et $R_H = B \times y / B + 2y$

Si nous posons : $x = y/B$, nous obtiendrons :

$$\begin{cases} I_c^* = \frac{I_c}{g / (K^2 \times B^{1/3})} = x * \left(2 + \frac{1}{x} \right)^{\frac{4}{3}} \\ Q^* = \frac{Q}{\sqrt{g B^5}} = x^{3/2} \end{cases} \quad \text{éq IX-7}$$

I_c^* en fonction de Q^* est donné par la courbe de la figure IX-27

Connaissant le débit Q et la largeur B , on calcule donc :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{g B^5}}$$

On lit I_c^* sur la courbe figure IX-27

K étant égal à 67 pour les dalots en béton, on déduit I_c .

La détermination graphique et rapide de Q^* à partir de Q et B de I_c à partir de I_c^* , K et B se fait avec les abaques à points alignés des figures IX-25 et IX-26

D.5 Calcul de la vitesse

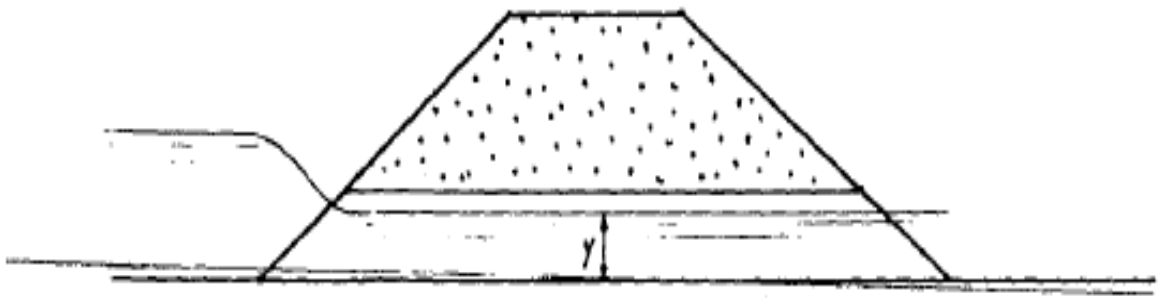
La pente de l'ouvrage est fixée en fonction de la pente critique I_c précédemment calculée, de la topographie au point de franchissement et de la géométrie du projet en ce point. Il convient de calculer la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans l'ouvrage pour vérifier :

- d'une part si elle reste en dessous d'une valeur maximale admissible ($V_{max} = 3 \text{ m/s}$),
- d'autre part si elle reste suffisante pour éviter les dépôts des particules solides dans l'ouvrage.

Les vitesses minimales à respecter suivant le diamètre des matériaux solides susceptibles de se déposer dans l'ouvrage sont les suivantes :

sable fin ($< 0,05 \text{ m}$)	0,40 à 0,50 m/s
graviers fins ($< 5 \text{ mm}$)	0,50 à 0,70 m/s
gros graviers (5 mm à 15 mm)	0,70 à 0,90 m/s
cailloux (15 mm à 30 mm)	1,00 à 1,20 m/s
gros cailloux (30 à 100 mm)	1,50 à 1,80 m/s

Pour le cas des ouvrages fonctionnant en charge (sortie aval noyée), la vitesse $V = Q/A$ est simple à calculer, A étant la section de l'ouvrage. (Pour une buse arche le tableau IX-3 donne la valeur de A)



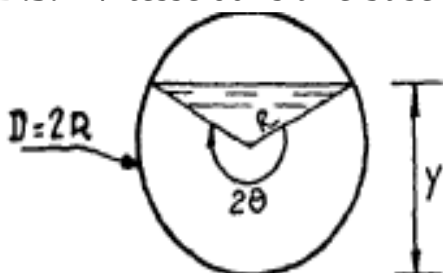
Pour le cas des ouvrages à sortie aval libre la vitesse dans l'ouvrage est plus complexe à calculer puisqu'elle dépend de la hauteur d'eau y dans l'ouvrage dans les cas où l'écoulement ne se fait pas à section pleine.

Les variables adimensionnelles suivantes :

$$\begin{cases} V^* = \frac{V}{KI^{1/2}\lambda^{2/3}} \\ Q^* = \frac{Q}{KI^{1/2}\lambda^{8/3}} \end{cases} \quad \text{éq IX-8}$$

permettront d'aborder le problème par la méthode graphique, λ étant une dimension caractéristique de l'ouvrage, et d'éviter de longs calculs par approximations successives.

D.5.1 Vitesse dans une buse circulaire



en prenant $\lambda = R$ (rayon de la buse circulaire), nous aurons :

$$\begin{cases} V^* = \frac{V}{KI^{1/2}R^{2/3}} = \frac{1}{2^{2/3}} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}\right)^{2/3} \\ Q^* = \frac{Q}{KI^{1/2}R^{8/3}} = \frac{\theta}{2^{2/3}} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}\right)^{5/3} \\ \theta = 2 \arcsin \sqrt{y/2R} \end{cases} \quad \text{éq IX-9}$$

La courbe Q^* en fonction de V^* est donnée à la figure IX-28

On procédera de la manière suivante : connaissant le débit Q à évacuer et ayant déterminé la pente I_c et le rayon R de la buse. On calcule alors

$$Q^* = Q / (KI^{1/2}R^{8/3})$$

La courbe de la figure IX-28 donne V^* et connaissant K l'on tire la valeur de la vitesse par :

$$V = V^* KI^{1/2} R^{2/3} \quad \text{éq IX-10}$$

D.5.2 vitesse dans une buse arche

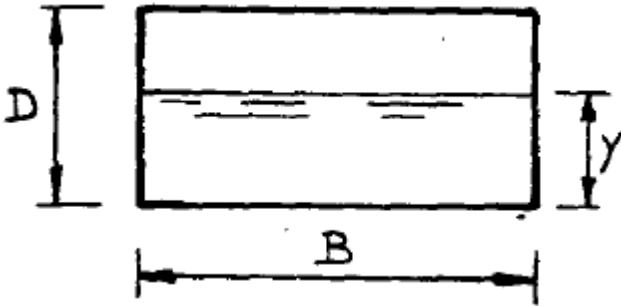
Les résultats sont très proches avec les buses circulaires, c'est pourquoi nous adopterons la même courbe de la figure IX-28 pour déterminer la vitesse dans une buse arche.

D étant la flèche de la buse arche.

$$\begin{cases} V^* = \frac{V}{KI^{1/2}(D/2)^{2/3}} = \frac{1,59V}{KI^{1/2}D^{2/3}} \\ Q^* = \frac{Q}{KI^{1/2}(D/2)^{8/3}} = \frac{6,35Q}{KI^{1/2}D^{8/3}} \end{cases} \quad \text{éq IX-11}$$

On procédera comme ci-dessus pour le calcul de V , connaissant K

D.5.3 Vitesse dans un dalot



Posons : $\lambda = B$ et $x = y/B$, Les variables Q^* et V^* sont :

$$\begin{cases} V^* = \frac{V}{KI^{1/2}B^{2/3}} = \frac{x^{2/3}}{(1+2x)^{2/3}} \\ Q^* = \frac{Q}{KI^{1/2}B^{8/3}} = \frac{x^{5/3}}{(1+2x)^{2/3}} \end{cases} \quad \text{éq IX-12}$$

La courbe de la figure IX-29 donne les valeurs de V^* en fonction de Q^* .

Pour obtenir la vitesse V on calcule d'abord $Q^* = Q / (KI^{1/2}B^{8/3})$

connaissant le débit Q à évacuer, la pente I et la largeur B du dalot. La courbe de la figure IX-29 donne les valeurs de V^* , connaissant K , on calcule la valeur de la vitesse par l'expression :

$$V = V^* KI^{1/2} B^{2/3}$$

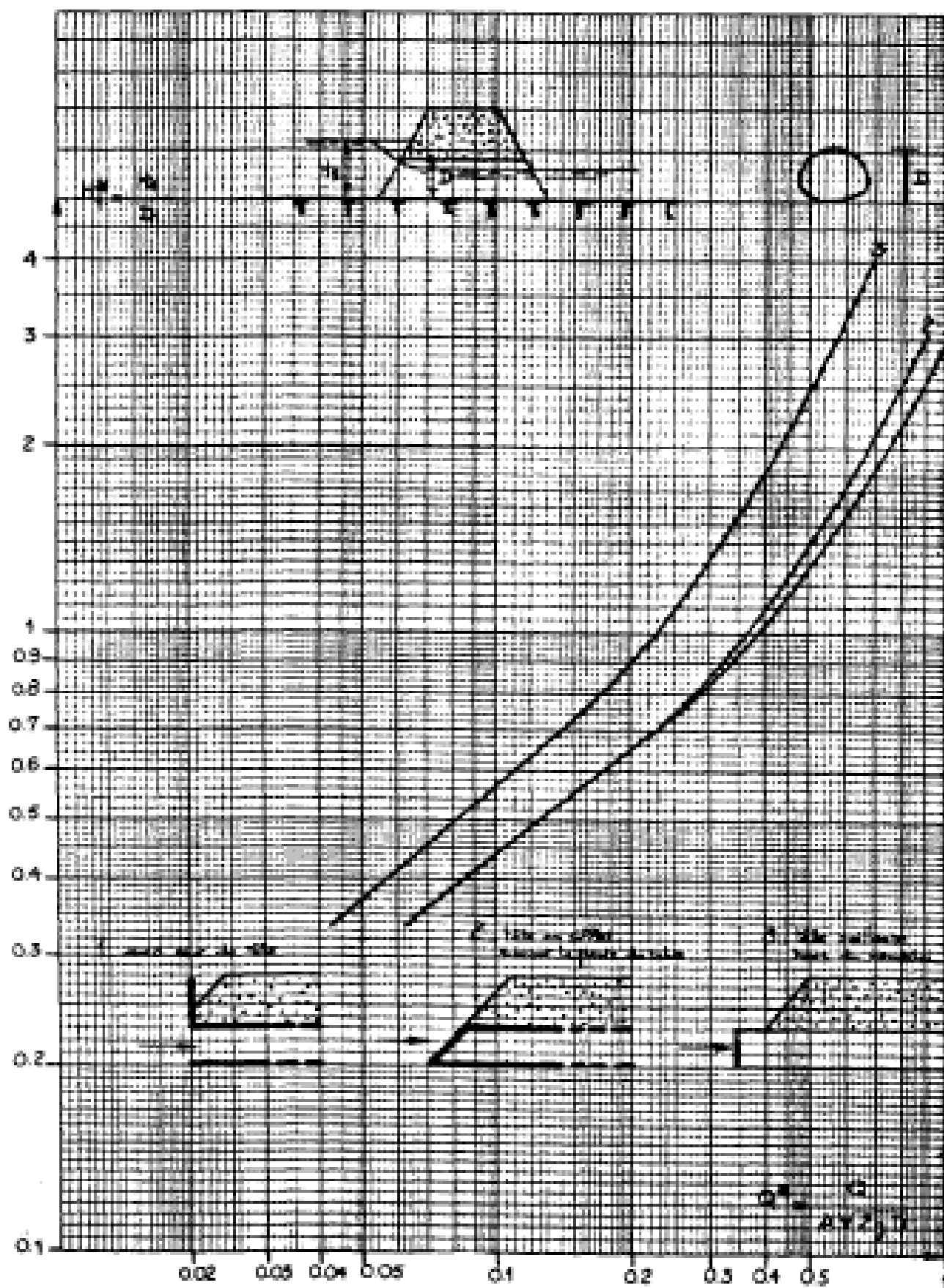


Figure IX-9: Sortie libre : buses arches

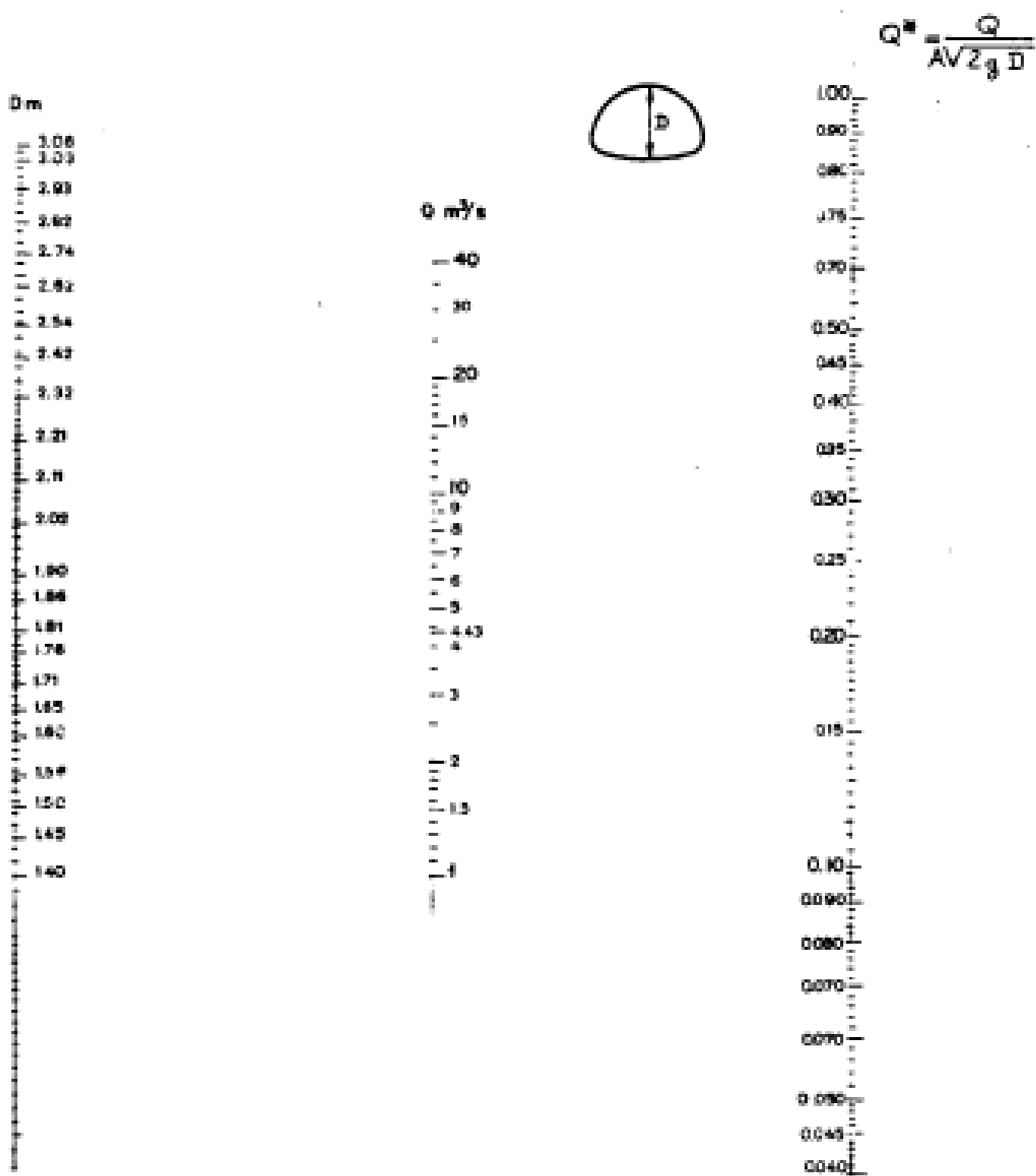


Figure IX-10: Sortie libre : calcul du débit réduit Q^* dans les buses arches

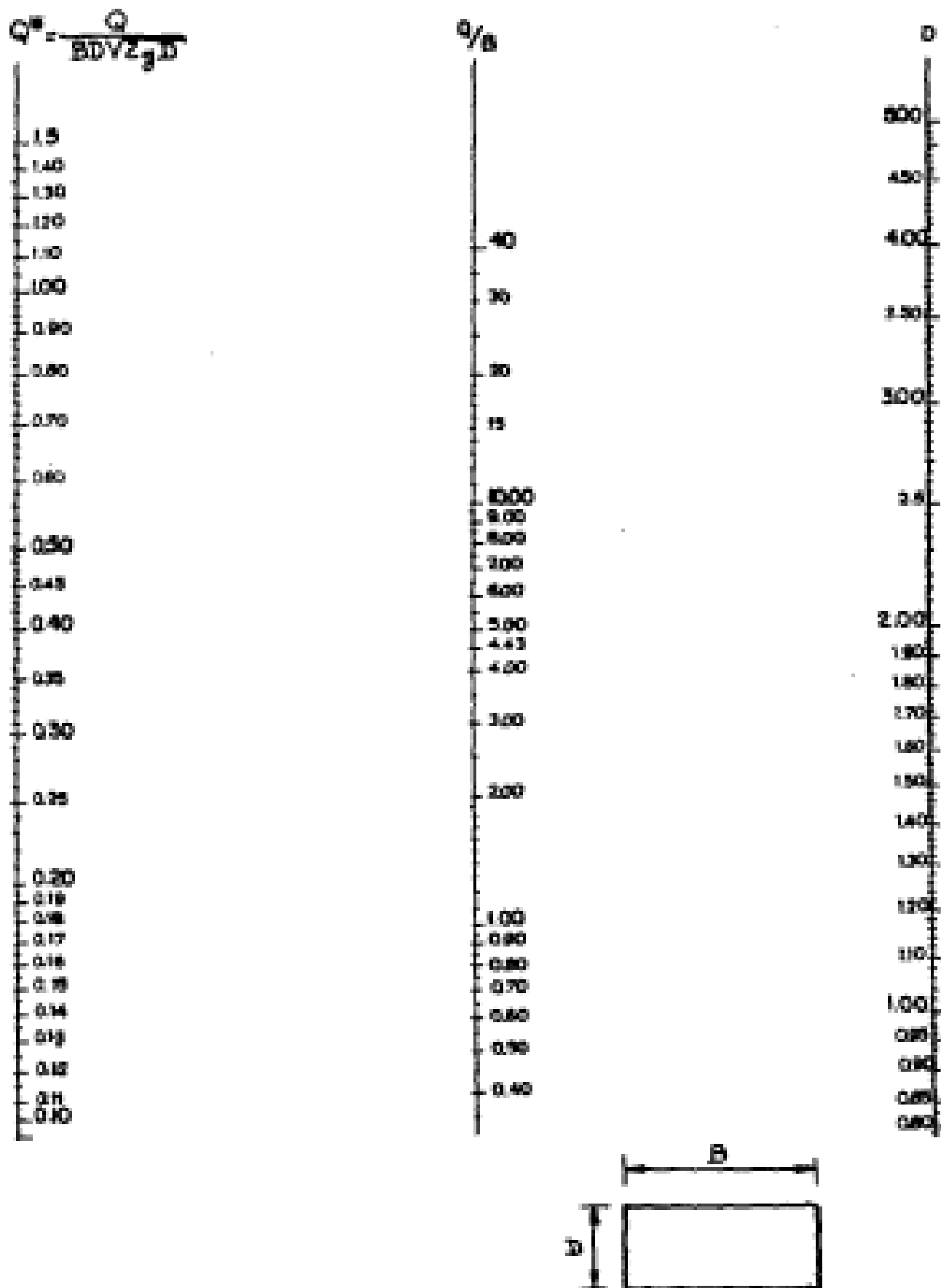


Figure IX-12 : Sortie libre : calcul du débit réduit Q^* dans dalots

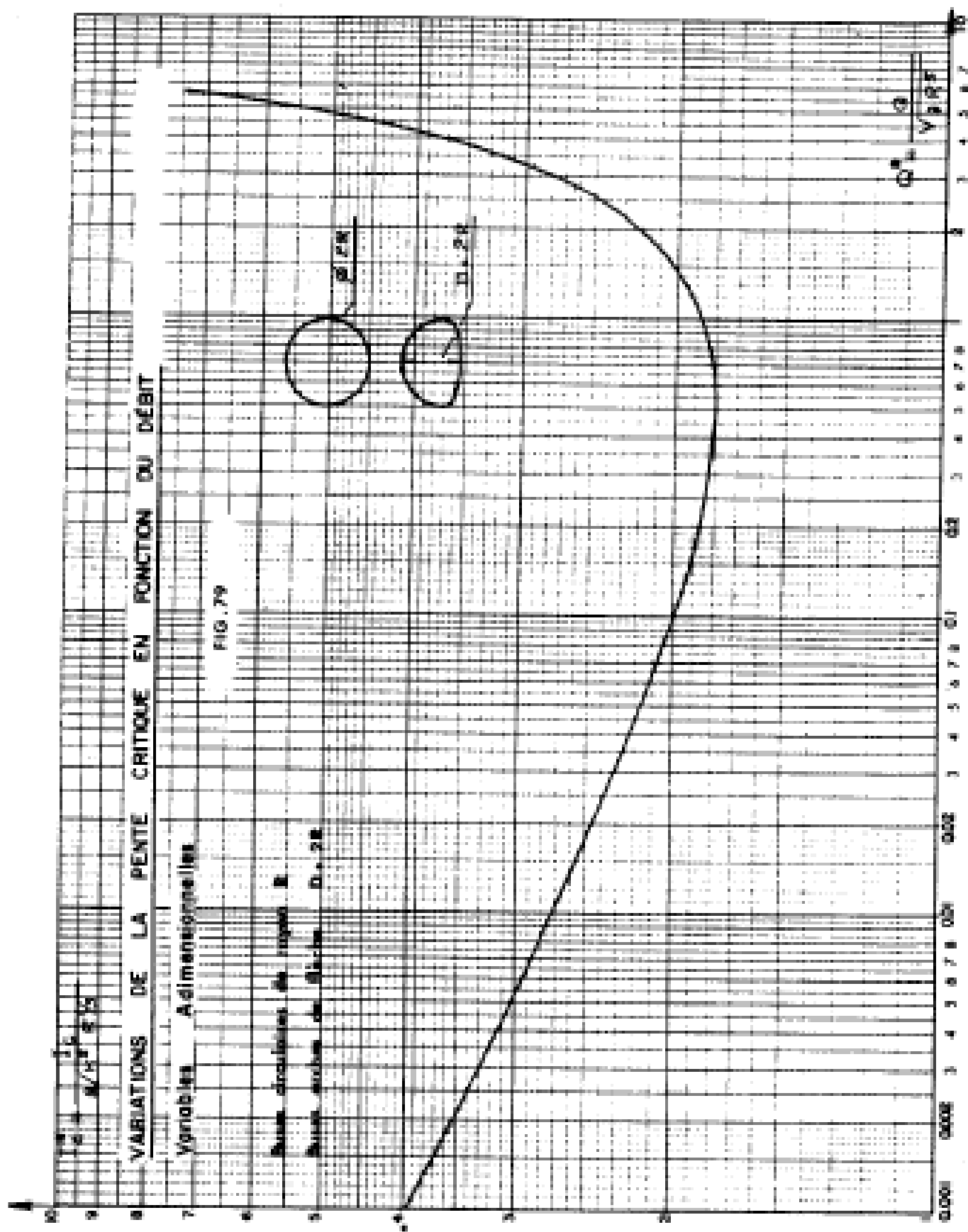
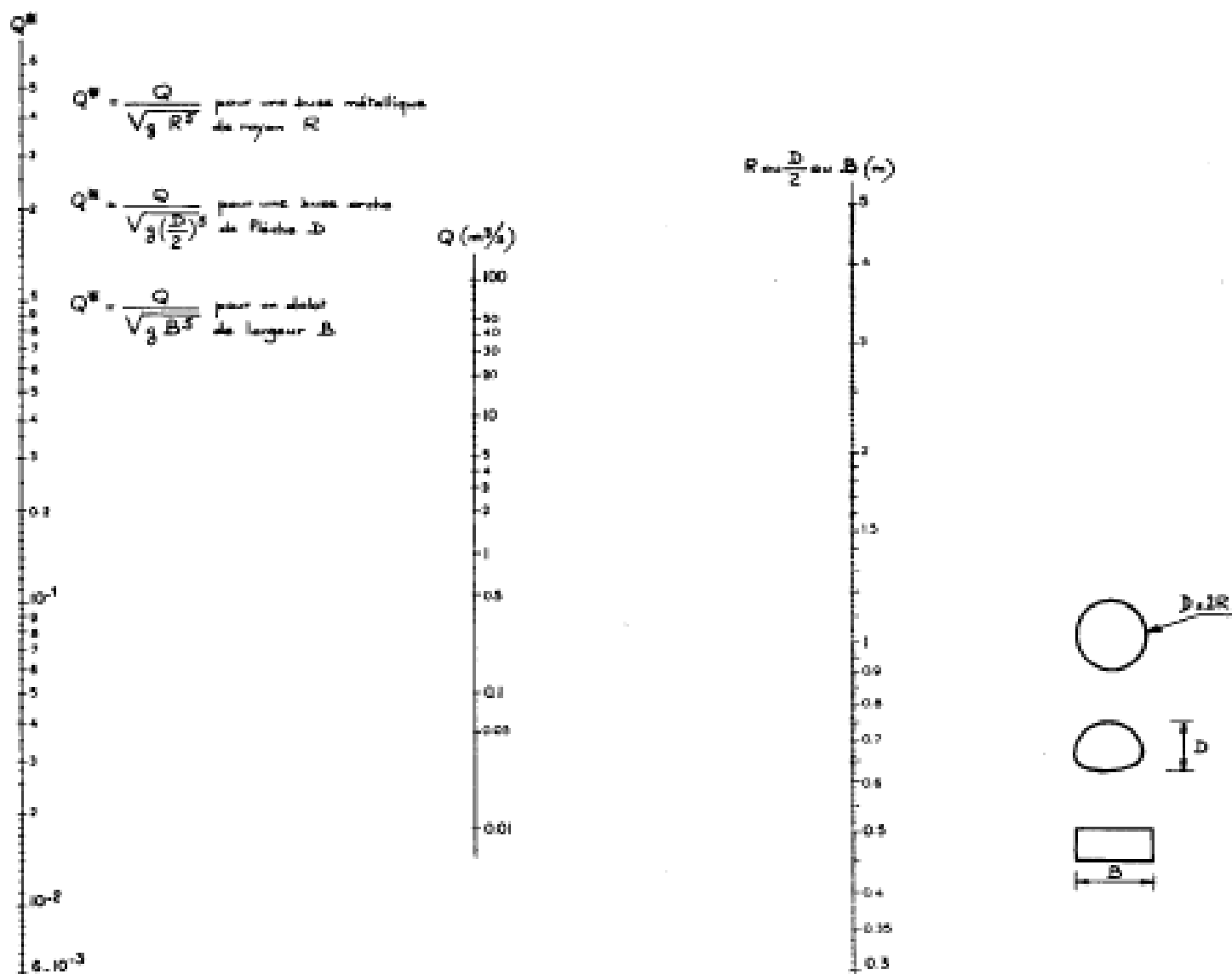


Figure IX-13: Variation de la pente critique en fonction du débit



Calcul du débit critique réduit

Figure IX-14: Détermination de la pente critique

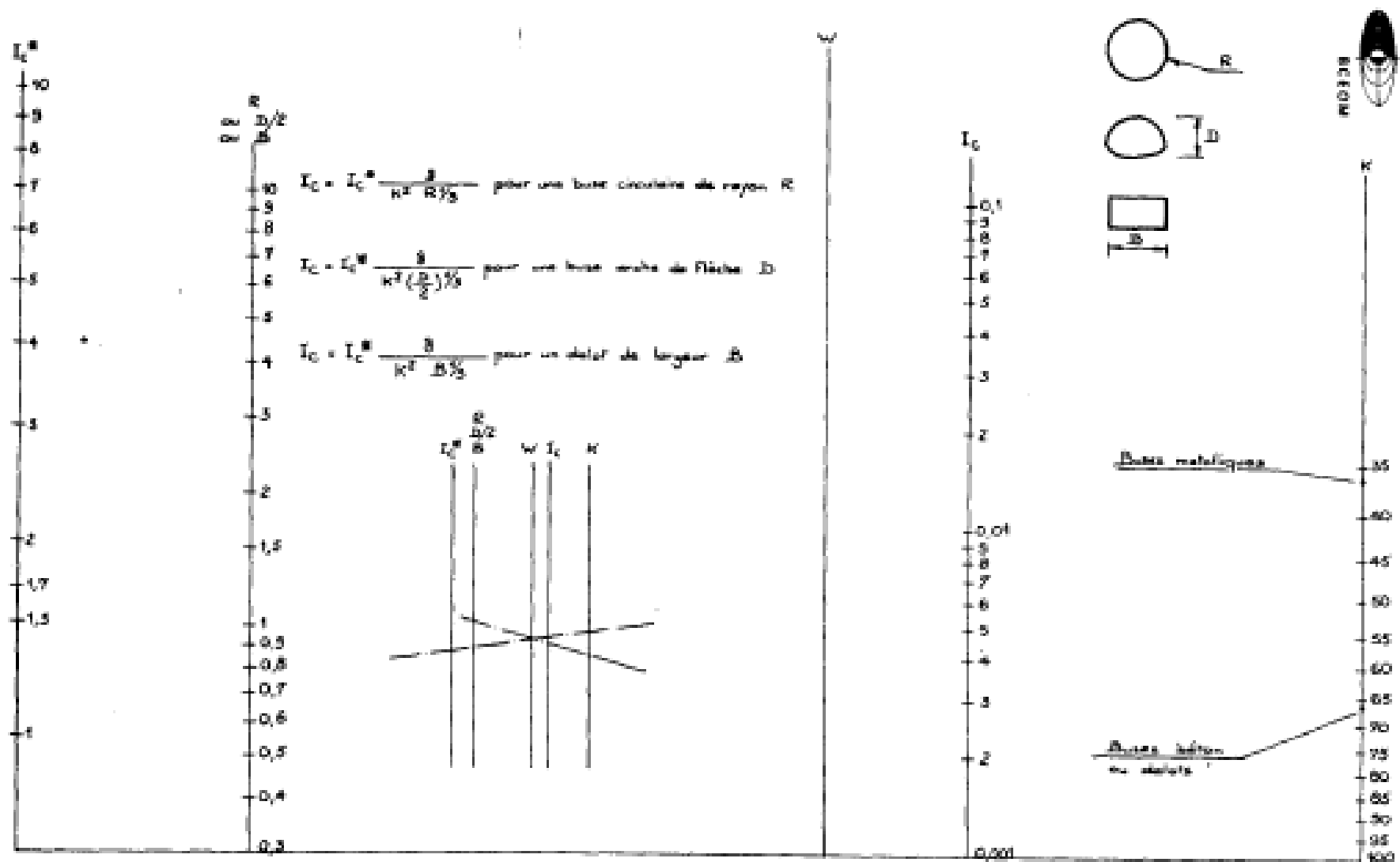


Figure IX-15 : Détermination de la pente critique. Calcul des pentes critique

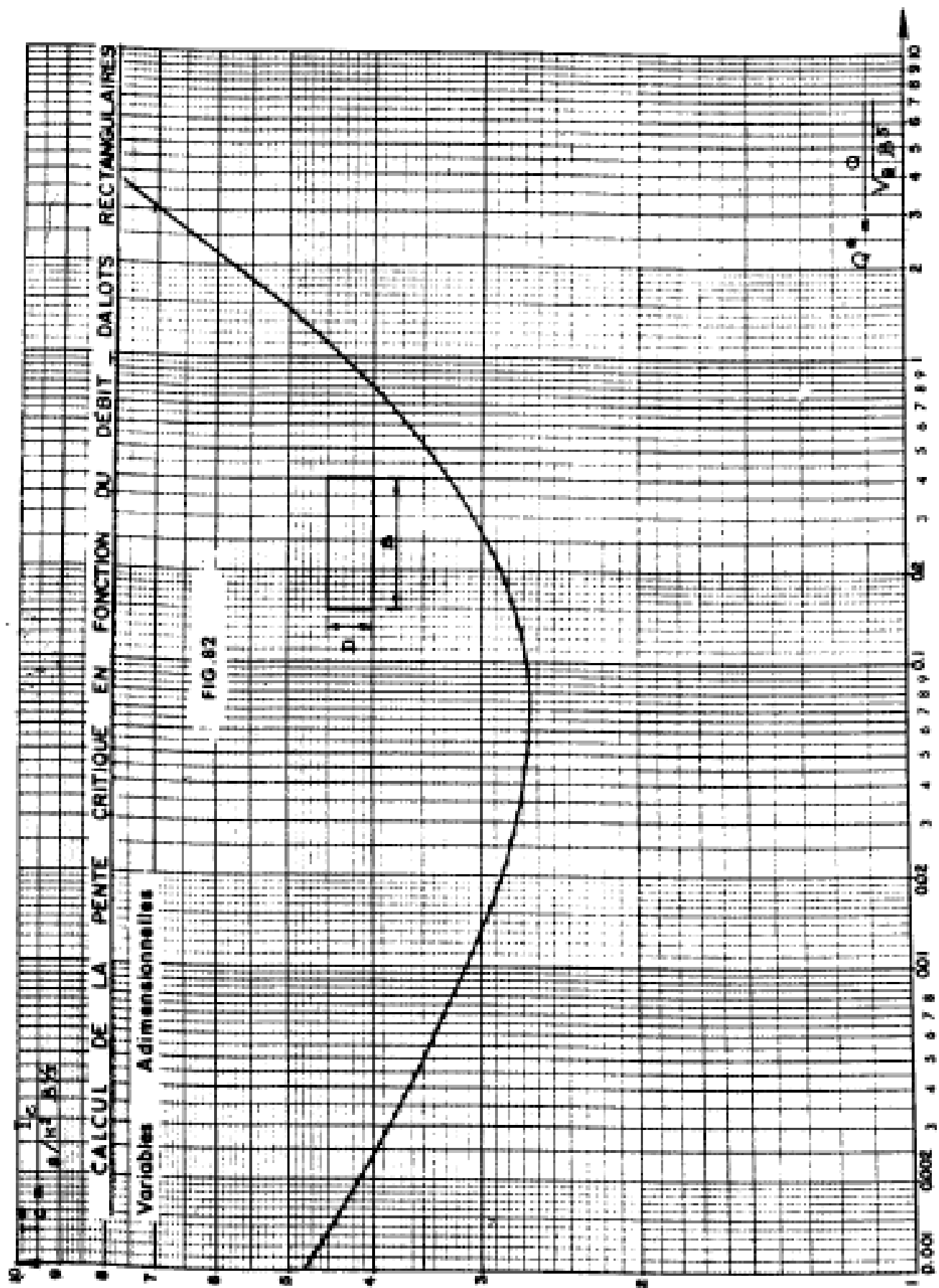


Figure IX-16 : Calcul de la pente critique en fonction du débit pour les Dalots rectangulaires

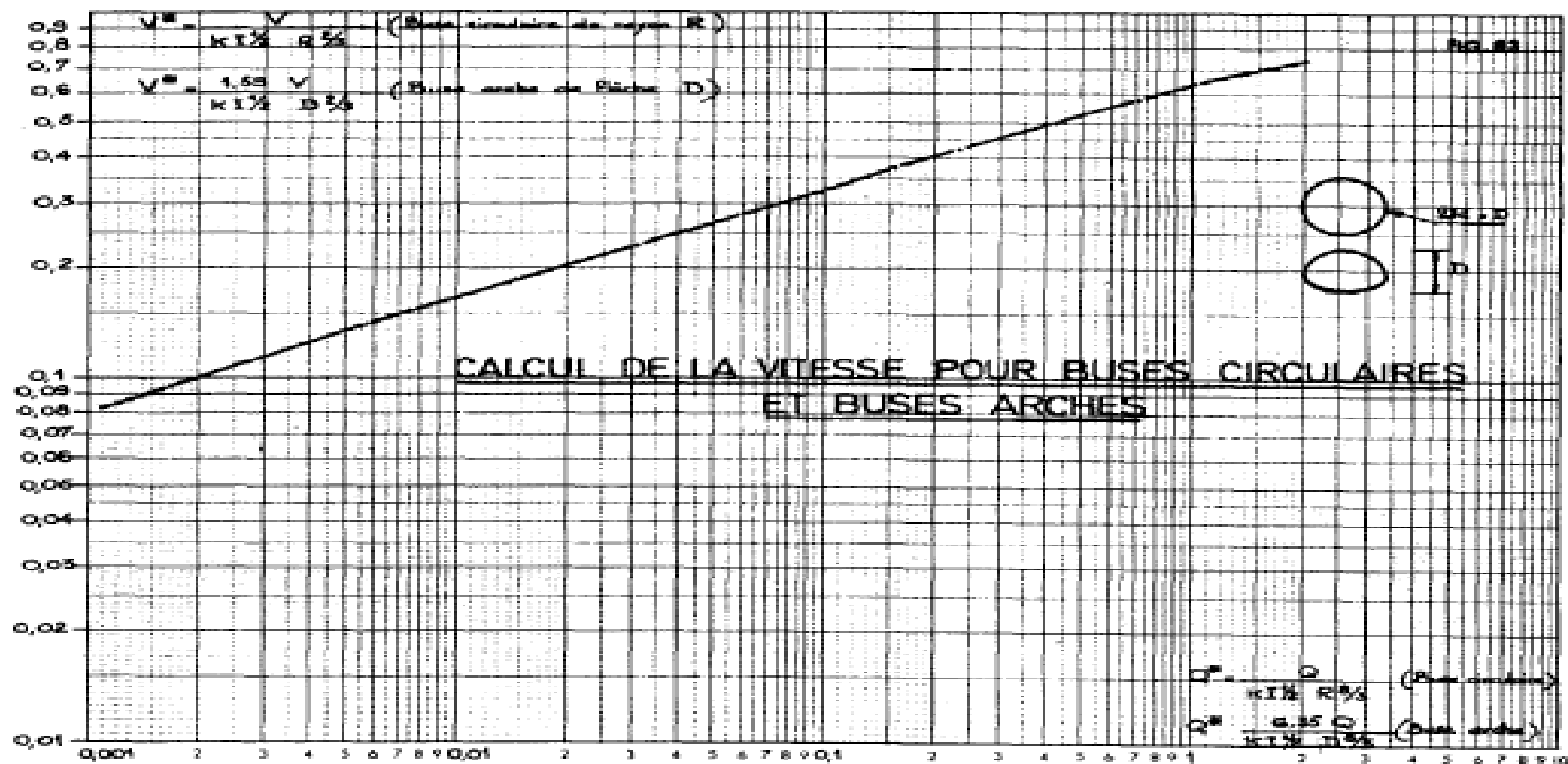


Figure IX-17: Calcul de la vitesse pour les buses circulaires et buses arches

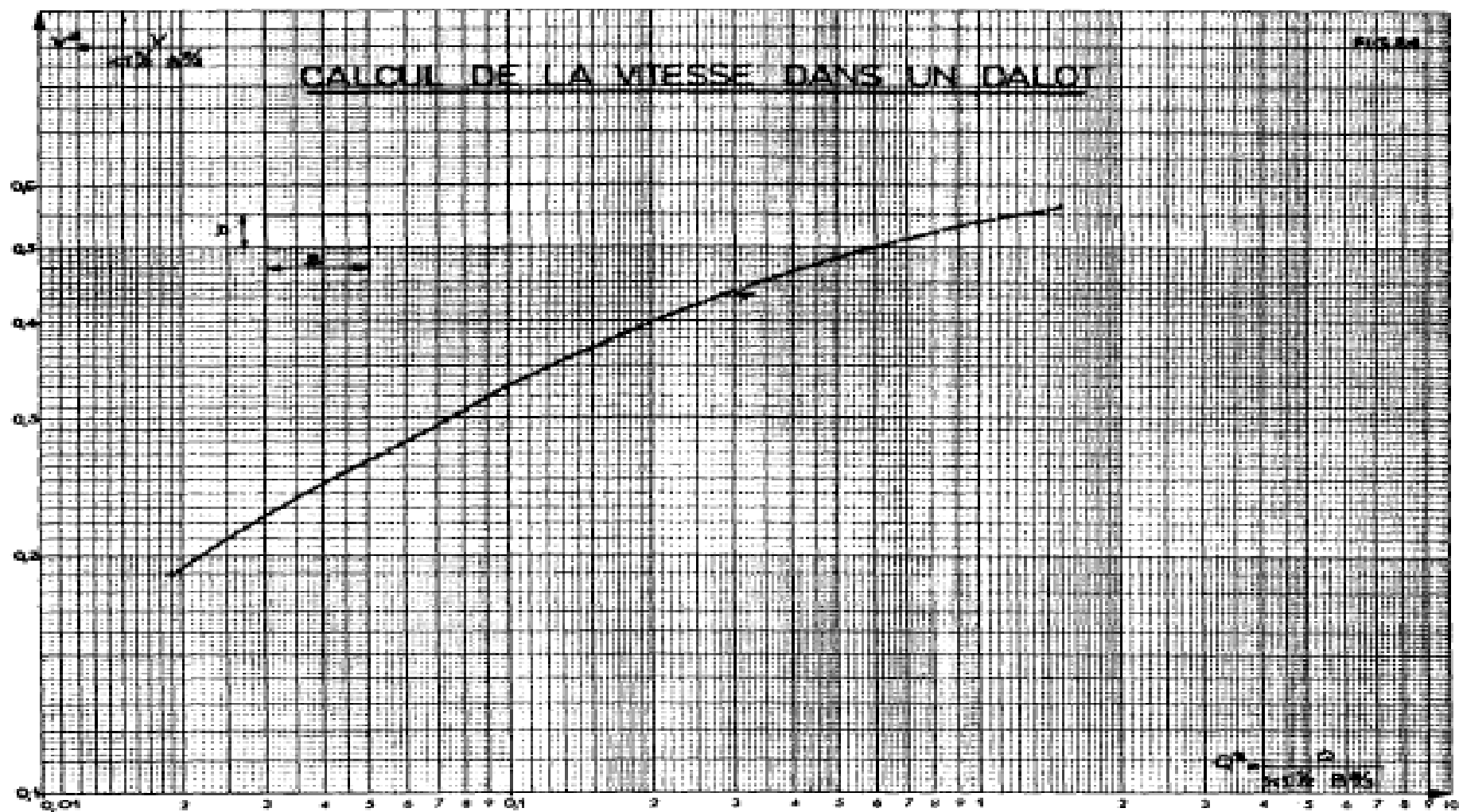


Figure IX-18: Calcul de la vitesse dans un dalot

