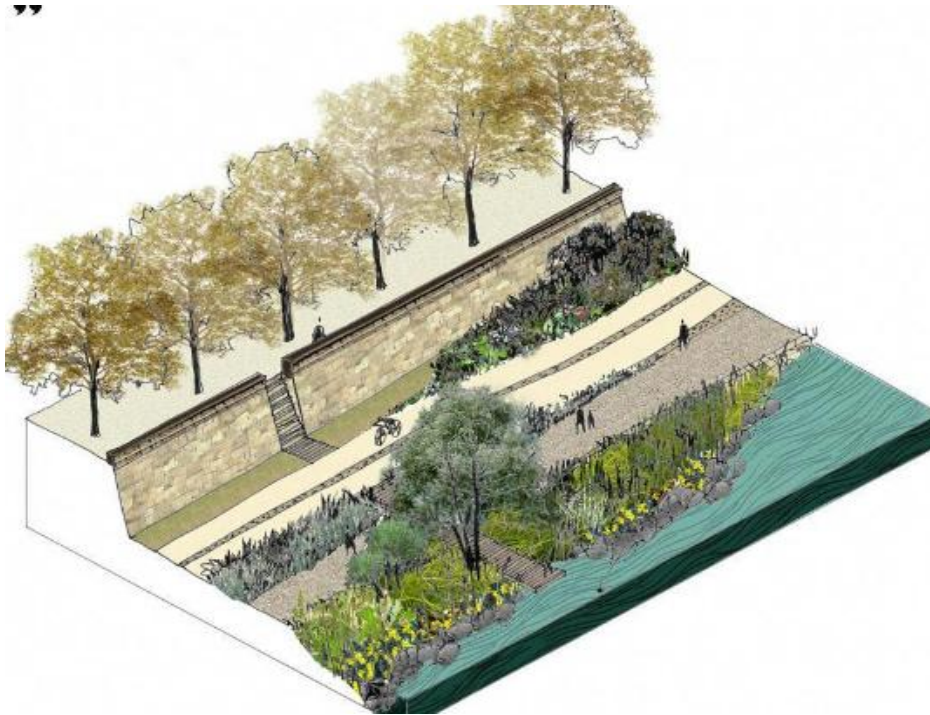


Polycopié de cours : Notions sur les Aménagements Hydrauliques



**Pour les étudiants du socle commun, troisième année (S6),
Licence hydraulique.**

Préparer par : Dr. KABOUR Abdesselem et Dr. Chebbah Lynda

Année universitaire : 2021/2022

AVANT PROPOS

Avec le temps, l'enseignement d'une matière assemble petit à petit une quantité de documentation assez volumineuse, qui comprend des informations, que l'enseignant juge suffisantes pour monter un polycopié de cours, qu'il façonne pour qu'il soit pédagogiquement adapté au niveau des étudiants, et adéquat au programme officiel du ministère de l'enseignement supérieur.

Ce polycopié de cours est destiné pour les étudiants du socle commun, troisième année(S6), Licence hydraulique, Il est désigné pour un premier contact des étudiants avec la matière, où ils trouveront que l'élucidation de la théorie et les concepts ont été simplifiés pour correspondre à leur niveau. Le manuscrit décrit et explique les différents aspects de cette matière « l'aménagement hydraulique », les définitions et les illustrations offrent une meilleure approche aux différents sujets abordés, aussi soit-il que le lecteur intéressé par plus de savoir, peut se référer à la littérature approfondie traitant la matière, répertoriée dans la bibliographie.

On espère que ce polycopié de cours trouvera l'attention appropriée auprès des étudiants concernés, et qu'il soit bénéfique pour leur formation.

Dr Kabour A. et Dr CHEBBAH L.

Tables des matières

Page

Partie 1.

Introduction aux aménagements hydrauliques

Chapitre 1.

Hydrographie

Introduction	01
1. Définition d'un cours d'eau	01
2. Géométrie du cours d'eau	01
2.1. Profil en travers.....	01
2.1.1. Lit mineur	02
2.1.2. Lit majeur	03
2.1.3. Rive, berge	03
2.1.4. Ripisylve.....	03
2.1.4.1. Rôles de la ripisylve sur la Vie des cours d'eau.....	03
2.1.5. Alluvions et substratum.....	04
2.1.6. Concept de la relation homme / cours d'eau	04
2.2. Profil en long	05
2.2.1. Formes en plan et styles fluviaux.....	05
2.2.2. Coefficient de sinuosité.....	07
3. Relation entre dimensions du cours d'eau et hydrologie	07
3.1. Débit dominant :.....	08
3.2. Variables de contrôle et variables de réponse	08
3.3. Equilibre dynamique	08
4. Effet et types de végétation riveraine	09
5. Les différentes parties d'un cours d'eau.....	10
6. Les différents types de cours d'eau.....	11
7. Les différents facteurs influant sur la qualité des cours d'eau.....	11
8. Les facteurs hydro morphologiques.....	12
9. Morphologie des réseaux	12

Chapitre 2.

Les seuils et déversoirs, définitions et classification

Introduction	13
1. Les déversoirs.....	13
2. Classification des seuils.....	14
2.1. Classification en seuils fixes et seuils mobiles.....	14
a- Seuils fixes.....	14
b- Seuils mobiles.....	14
2.2. Classification en fonction de la nature des matériaux constitutifs.....	15
a- Seuils en béton.....	15
b- Seuils en gabions.....	15
c- Seuils en enrochements.....	16
d - Seuils en moellons.....	17
e- Seuils mixtes.....	17
2.3. Classification suivant la géométrie.....	17
a- Seuil rectiligne.....	18
b- Seuil incurvé.....	18
c -Seuil en ligne brisée.....	18
2.4. Classification suivant l'enclavement.....	19

a- Seuils sans clé.....	19
b -Seuils avec clé.....	19
3. Choix du type de seuils.....	19
4. Classification des déversoirs (CETMEF, 2005).....	20

Chapitre 3. Écoulement au-dessus d'un déversoir

Introduction.....	22
1. Méthode générale de calcul du débit transitant par un seuil.....	22
2. Rappel de quelques notions hydrauliques.....	23
3. Particularités du seuil à crête épaisse.....	23
4. Calcul du débit de déversoir	24
5. Formule de débit : formule de REHBOCK.....	25
6. Calcul du débit à partir de la hauteur d'eau.....	26
6.1. Mesurage de débit.....	26
6.2. Critères de choix.....	26
7. Équation générale des déversoirs (Elie, 2014).....	27
7.1. Section critique d'un déversoir.....	27
7.2. Débit d'un déversoir en régime non critique.....	30
7.3. Débit d'un Déversoir triangulaire (figure 3.7). (Laveuf ,...).....	31
7.4. Déversoir rectangulaire (ENGEES, 2006).....	32
7.1.1. Description des cas	33
7.1.2. Incertitude sur le type de crête du seuil.....	33
7.2. Régimes d'écoulement.....	33
7.2.1.1. Formule préconisée : KINDSVATER et CARTER.....	34
a. Formule générale de débit.....	34
b. Expression du coefficient de débit.....	34
7.2.1.2. Autre formule de débit : formule de POLONI.....	34
a. Formule générale de débit.....	34
7.2.1.3. Expression du coefficient de débit d'après la S.IA (Société suisse des Ingénieurs et Architectes).....	35
7.2.1.4. Expression du coefficient de débit d'après Rehbock.....	35
7.2.1.4. 1. Autre formule de débit : formule de REHBOCK.....	36
7.3. Déversoir trapézoïdal.....	36
7.3.1. Description du cas d'un déversoir trapézoïdale.....	36
7.3.2. Formule de GOURLEY et GRIMP.....	36
7.3.3. Déversoir à crête mince en écoulement noyé, pour $h_2/h_1 < 0.9$	37
A. formule générale de débit	37
B. Expression du coefficient de noyade d'après Brater et King_(1976).....	37
C. Expression du coefficient de noyade d'après Carlier.....	37

Chapitre 4. Objectifs et impacts des aménagements hydrauliques

Introduction	38
1. Les fonctions principales des seuils en rivière.....	39
2. Les objectifs	40
3. Les impacts d'un ouvrage transversal, barrage ou seuil	40
3.1. L'écroulement des crues hivernales	40
3.2. L'instauration d'un étiage artificiel	41

3.3. L'instauration d'un débit soutenu.....	41
3.4. <i>Tourisme et activités sportives</i>	41
3.5. <i>Fonction paysagère</i>	42
	42

Chapitre 5.

Le phénomène d'érosion et mécanismes de dégradation des berges

Introduction	43
1. Les érosions régressive et progressive.....	43
2. Erosion dans les cours d'eau	44
2.1. Évolution globale, en plan et en profil.....	44
2.2. Les mécanismes d'érosion des berges	44
2.3. Les types et facteurs d'érosion.....	45
2.3.1. L'érosion fluviale :.....	45
3. Cycle de l'érosion	46
4. La susceptibilité à l'érosion	47
5. Mécanismes	47
5.1. Diagnostic	48
5.2. Solutions.....	48
5.3. Processus conduisant à la dégradation des berges.....	48
5.3.1. <i>Le pouvoir érosif de l'eau</i>	48
5.3.2. <i>L'effet gravitaire</i>	49
5.3.2. 1. <i>La boulance</i>	49
5.3.3. <i>Cas particuliers Régression de fond</i>	50
5.3.4. <i>Diagnostic</i>	50
5.3.5. Solutions.....	50
6. Principes généraux d'évolution des berges (Degoutte, 2008).....	52
6.1. Érosion des berges par le courant.....	52
6.2. Glissement des berges.....	54
6.3. Eboulement des berges (ou effondrement).....	54
6.4. Rôle des arbres et des arbustes sur la tenue des berges.....	55
6.5. Conclusion sur la déformation des berges.....	56

Chapitre 6.

Les techniques d'aménagement hydraulique

Introduction	58
1. Entretien du lit du cours d'eau.....	58
1.1. Le faucardage.....	58
1.2. Le curage.....	58
1.3. Les embâcles et les atterrissements.....	59
2. Les techniques d'aménagement.....	59
2.1. Quelques techniques du génie végétal.....	59
2.2. Techniques du génie civil.....	61
2.4. Évaluer les risques	62
3. Choisir la technique à mettre en œuvre lors d'une stabilisation de berge...	63
3.1. <i>Les facteurs stationnels</i>	63
3.2. <i>Les facteurs botaniques</i>	64
3.3. <i>Les facteurs humains</i>	64
4. Le choix des techniques (Lachat, 1999 ; ONEMA, 2008).....	64

4.1. La durabilité de la technique végétale.....	65
4.2. L'efficacité des techniques.....	65
4.3. Correction des cours d'eau (EPFL,).....	66
4.3.1. Mesures visant à augmenter la capacité du cours d'eau et à permettre le passage des hydrogrammes de crues sans danger	66
4.3.2. Objectif des corrections.....	66
4.3.3. Sur les tronçons rectilignes d'un cours d'eau corrigé, des bancs alternés peuvent se former	67
4.3.4. Contraintes pour le profil en long d'un tronçon de correction.....	68
4.3.5. Hauteur des digues:.....	68
4.3.6. Endiguements et contre-canaux	68

Chapitre 7. Ouvrages de protection contre les inondations

Genèse des crues et inondations.....	70
1. Définitions.....	70
2. Nature, causes, et effets.....	71
2.1. Inondations par remontée de nappe.....	71
2.2. Inondations de plaine.....	72
2.3. Crues torrentielles.....	72
2.4. Ruissellement pluvial.....	74
2.5. Typologie des crues et d'inondations.....	74
2.6. Processus hydrologiques de genèse des crues.....	74

Partie 2. Les différentes formules utilisées en aménagement hydraulique (Exemple pratique).

EXERCICE 1 : Exemple pratique :.....	76
<i>Protection Contre Les Crues De La Ville De Reblochon</i> <i>(Quatrieme Episode 2 Ecretement De La Crue) (Belleudy, 2006)</i>	
1. Quel est le niveau dans la Gigondas ?.....	76
2. Dimensionnement du déversement.....	77
2.1. Calcul de l'hydrogramme écrêté.....	78
2.2. Régime uniforme: $S_0 = S_f$	78
3. Calcul de débit pour un déversoir à paroi mince.....	78
3.1. Déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale.....	81
3.2. Déversoir rectangulaire à contraction latérale.....	82
4. Déversoir triangulaire à paroi mince.....	83
5. Déversoir trapézoïdal.....	86
6. Déversoir à seuil épais.....	87
6.1. Déversoir rectangulaire à paroi épaisse sans contraction latérale.....	89
6.2. Déversoir à seuil épais à profil en long triangulaire.....	

Références bibliographiques	91
-----------------------------------	----

Liste des figures

Page

Chapitre 1

Figure 1.1. Elément du cours d'eau en profil transversal https://ACE/EPFL/Cours/AC-Chap, 1-2-3...pdf	02
Figure 1.2. Caractérisation d'un chenal. https://slideplayer.fr/slide/3486014/11/images/5/ELEMENTS+DUN+COURS+D%E2%80%99EAU+Nappe+alluviale.jpg	02
Figure 1.3. Elément morphologiques d'un cours d'eau, en plan longitudinal.....	07
Figure 1.4. Types de végétation riveraine (EPFL,)	09
Figure 1.5. Déformation de la végétation (saules) flexible en fonction de la vitesse d'écoulement, selon Oplatka (EPFL,.....)	10
Figure 1.6. Schéma de la morphologie des cours d'eau (Nature Environnement, 2010).....	11
Figure 1.7. Classification descriptive de la morphologie du réseau hydrographique (Synthèse- cycle de l'eau – E. Reynard).	12

Chapitre 2

Figure 2.1. Schéma d'un déversoir (EPFL,.....)	14
Figure 2.2. Seuil en gabions.....	16
Figure 2.3. Schéma d'un seuil en enrochements (Grier, 2003).....	16
Figure 2.4. Schéma d'un seuil en moellons (Grier, 2003).....	17
Figure 2.5. Schéma des différents types de seuils (Grier, 2003).	18
Figure 2.6. Schéma d'un seuil incurvé (CEGERTEC). https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6249/05.pdf?sequence=6&isAllowed=y	20
Figure 2.7. Coupe longitudinale de deux types d'ouvrages : à crête épaisse et à crête mince inclinée.....	20
Figure 2.8. Coupe longitudinale d'un déversoir à crête épaisse avec caractérisation de l'écoulement.....	20
Figure 2.9. Vue en perspective d'un déversoir triangulaire à crête mince avec contraction latérale.....	20
Figure 2.10. Vue en perspective d'un déversoir rectangulaire sans contraction latérale.....	21
Figure 2.11. Vue en perspective d'un déversoir rectangulaire avec contraction latérale.....	21
Figure 2.12. Vue en perspective d'un déversoir avec contraction latérale et d'un déversoir oblique.....	21

Chapitre 3

Figure 3.1. Quelques seuils épais avec caractéristiques suivant la plage de valeurs de h_1/C . D'après Muralidhar et Woodbum cité par William Mahonri Lee dans son ouvrage « Calibration of Long Cersted Weir Discharge Coefficient », Mai 1993. (CETMEF, 2005)..	24
Figure 3.2. Eléments d'un écoulement au-dessus du seuil d'un déversoir.....	27
Figure 3.3. Section lentement variable.....	27
Figure 3.4. Profondeur critique et charge spécifique.....	28
Figure 3.5. Débit linéique q en fonction du tirant d'eau y au seuil du déversoir.....	29
Figure 3.6. Déversoir à paroi mince.....	30
Figure 3.7. Déversoir triangulaire (ENGEES, 2006)	32
Figure 3.8. Déversoir rectangulaire (ENGEES, 2006).....	32
Figure 3.9. Limitation entre le niveau aval et le bord intérieur de l'échancrure.....	36
Figure 3.10. Forme de la crête du déversoir mince rectangulaire avec contraction latérale	

(a gauche) et d'un déversoir à échancrure triangulaire (a droite). (CETMEF, 2005).....	36
Figure 3.11. Coupe transversale d'un déversoir trapézoïdale (ENGEES, 2006).....	36
Figure 3.12. Coupe longitudinale d'un déversoir à crête mince en écoulement noyé (ENGEES, 2006).....	37

Chapitre 4

Figure 4.1.a. Principaux compartiments susceptibles d'être influencés (Souchon et Nicolas, 2011).....	40
Figure 4.1.b. Effets potentiels plus détaillés des modifications aval de débit (Souchon et Valentin, 2011).....	41
Figure 4.1. Influence des barrages sur les compartiments abiotiques et biotiques des cours d'eau.....	41

Chapitre 5

Figure 5.1. Le cycle de l'érosion pluviale (CETMEF, 2005).....	46
Figure 5.2. Phénomène de rupture de berge en cercle (MAPAQ, 2008).....	49
Figure 5.3. Phénomène de boulangerie de berge (MAPAQ, 2008).....	50
Photo 5.1. Approfondissement du lit du chenal.....	51
Figure 5.4. Procédure d'érosion de berges rencontrée (a), (b) en sol peu cohésif lorsque la vitesse de l'eau est importante (MAPAQ, 2008).....	51
Figure 5.5. Exemples de zones sensibles à l'érosion : dans une courbe (a) ; par courant de retour (b) ; par courant réfléchi dû à un arbre tombé (c) ; par dissipation d'énergie à l'aval d'un seuil (d.) (Degoutte.....)	53
Figure 5.6. Évolution des zones d'érosion et de dépôt après une crue moyenne et après une crue forte. (Degoutte.....)	53
Figure 5.7. Sensibilité d'un talus au glissement.....	54
a - Rupture circulaire d'un talus instable, b - Rupture circulaire du même talus après une décrue plus forte, et ruptures secondaires. (Degoutte.....)	
Figure 5.8. Eboulement d'une berge cohérente (Degoutte.....)	55
1 : Favorable vis à vis glissement ; 2 : Aggrave le risque de glissement 3 : Favorise l'érosion de berge	
Figure 5.9. Rôle de l'arbre sur la tenue des berges. (Degoutte.....)	56
Figure 5.10. Mécanismes essentiels de déformation des berges.....	57

Chapitre 6

Figure 6.1. Réalisation de Tressage de Saules en pied (smarl,..) (CEPRI, 2010.).....	60
Figure 6.2. Exemple de techniques du génie végétal (CEPRI, 2010.).....	61
Figure 6.3. Exemple de techniques du génie civil (Adam et Debilais, 2007).....	62
Figure 6.4. Réflexion à conduire avant de décider une stabilisation de berges : évaluer les conséquences de l'intervention et le niveau de risque conduisant à intervenir, choisir une solution adaptée (Lachat, 1999).....	63
Figure 6.5. Fascine d'hélophytes sur lys (photo Biotec.) (ONEMA, 2008).....	65
Figure 6.6. Protection par risberme d'hélophytes sur la Saône. Le tunage dans ce cas ne sert qu'à gagner de la hauteur de berge (photo CETE Lyon.) (ONEMA, 2008).....	65
Figure 6.7. Agrandissement de la section (EPFL,...)	66
Figure 6.8. Raccourcissement du tracé (EPFL,...)	66
Figure 6.9.a,b,c. Possibilités de dérivation des crues (EPFL,...)	67
Figure 6.10. Formation de bancs dans le cours d'eau (EPFL.....)	68

Figure 6.11. Endiguements et contre-canaux (<i>EPFL</i>).....	68
Figure 6.12. Formation des méandres régulières (<i>EPFL</i>).....	69

Chapitre 7

Figure 7.1. Inondations par remontée de nappe. (MEDD, 2004).....	72
Figure 7.2. Inondations de plaine. (MEDD, 2004).....	72
Figure 7.3. Types de cours d'eau, mécanismes de transport solide et types de crues (Besson et Meunier, 1995, In Richard, 2017).....	73
Figure 7.4. Ecoulement torrentiel.....	74

Partie 2

Photo P1.1. Projet de déversoir.....	77
Figure P2.1. Schéma de définition et détails du déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale (ENGEES, 2006).....	79
Figure P2.2. Déversoir en mince paroi inclinée d'un angle i par rapport à la verticale. Lame d'eau intérieure complètement aérée.....	79
Figure P2.3. Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale (ENGEES, 2006).....	81
Figure P2.4. Déversoir triangulaire en mince paroi- Schéma de définition (ENGEES, 2006). ..	83
Figure P2.5. Variation du coefficient de débit en fonction de l'angle de l'ouverture de l'échancrure d'un déversoir triangulaire à paroi mince pour une contraction pleine (ENGEES, 2006).....	84
Figure P2.6. Valeurs du coefficient de débit pour $0=90^\circ$ en fonction de h/P et P/B , selon Kindsvater (ENGEES, 2006).....	84
Figure P2.7. Valeurs de kh en fonction de l'angle d'ouverture θ , selon Kindsvater (ENGEES, 2006).....	85
Figure P2.8. Déversoir trapézoïdal -Schéma de définition (ENGEES, 2006).....	86
Figure P2.9. Déversoir à paroi épaisse -Schéma de description (ENGEES, 2006).....	87
Figure P2.10. Ecoulement par-dessus un seuil à paroi épaisse (ENGEES, 2006).	87
Figure P2.11. Représentation schématique du déversoir à paroi épaisse, profil en long triangulaire (ENGEES, 2006).....	89

Liste des tableaux	Page
Tableau 2.1. Choix du type de seuils en fonction des principaux critères (Grier, 2003).....	19
Tableau 3.1. Valeurs du coefficient de débit d'après Rehbock (CETMEF, 2005).....	25
Tableau 3.2. Calcul du débit à partir de la hauteur d'eau (GRAIE, 2010).....	26
Tableau 3.3. Régime d'écoulement suivant le type de crête du déversoir....	33
Tableau 3.4. Répertoire des critères de détermination du type d'écoulement pour les deux types de seuil (seuil épais et seuil mince) (Élie, 2014).....	34
Tableau 5.1. Paramètres usuels des différents types de sols (CETMEF, 2005).....	47
Tableau 5.2. Moyenne l'influence de la végétation.....	56
Tableau P2.1. Coefficient de débit selon l'équation 1.1 selon quelques auteurs et leurs limites d'application (ENGEES, 2006).....	80
Tableau P2.2. Coefficient de débit μ de l'équation (1.16) en fonction de θ ...	83
Tableau P2.3. Valeurs du coefficient de débit m pour des déversoirs à paroi épaisse.....	88
Tableau P2.4. Valeurs du coefficient de débit m pour des déversoirs à paroi épaisse.....	89
Tableau P2.5. Valeur de pentes amont et aval du déversoir à seuil épais à profil triangulaire, type Bazin.....	90
Tableau P2.6. Valeurs du paramètre K de la relation (1.37) en fonction de h , l_m et l_j	90

Introduction générale

L'aménagement hydraulique c'est la gestion et l'entretien des cours d'eau, son objectif est de restaurer la qualité du milieu naturel dégradé, par manque d'entretien et par les pollutions, pour améliorer la qualité des eaux et préserver les ressources biologiques. L'aménagement hydraulique permet également de limiter les risques d'inondation.

Pour l'aménageur, il est important avant d'aménager de réfléchir au pourquoi des formes et au pourquoi de leurs évolutions. Il pourra alors mieux choisir les formes nouvelles et mieux anticiper leurs évolutions (Degoutte, 2004) .

Concevoir et gérer un aménagement fluvial dans le respect de la nature tout en maximisant les profits pour l'homme nécessitent de nouvelles solutions. Pour satisfaire à ces exigences, des méthodes novatrices doivent ainsi être développées. Intégrer un paradigme nouveau ou simplement apporter une évolution supplémentaire dans les rapports de l'Homme à son milieu et l'interaction réciproque.

Selon la spécificité du problème à résoudre, la littérature classe les buts possibles d'un aménagement hydraulique dans diverses catégories. Certains auteurs distinguent les buts traditionnels (énergie et protection contre les crues), les buts environnementaux et les buts liés aux riverains, d'autres discernent, selon les acteurs concernés, les buts économiques (agriculture et production d'énergie), les buts liés aux riverains (production d'eau potable) et les buts écologiques (qualité et quantité d'eau résiduelle dans la rivière), d'autres aussi différencient les impacts sociaux, économiques et environnementaux, les analyses hydrauliques et hydrologiques ainsi que les contraintes institutionnelles. Ailleurs, dans une vision plus large, ils distinguent les aspects techniques, économiques, environnementaux, sociaux et légaux. Ils citent aussi, sans classement, les objectifs de production énergétique, d'eau potable, d'irrigation, de contrôle des crues, de loisirs aquatiques (kayak, voile et pêche) ainsi que le maintien de l'intégrité écosystémique du cours d'eau.

Le classement des différents buts selon leur objectif principal permet ainsi de distinguer les buts socio-économiques (hydroélectricité, protection contre les crues, irrigation, navigation et pêche professionnelle), les buts purement sociaux (production d'eau potable, activités de loisirs aquatique, intégration paysagère ou aménagement des rives) ainsi que les buts écologiques (restauration de régimes hydraulique, thermique et sédimentaire naturels, création de biotopes aquatiques de type lentique ou lotique, qualité d'eau).

L'aménagement hydraulique a pour objectif fonctionnels de mesurer ou de contrôler le débit du cours d'eau sur lequel il est installé, pour remplir sa fonction parfaitement il faut qu'il soit :

- Financièrement et techniquement réalisable.
- Durable dans le temps.
- Remplit totalement l'objectif de sa réalisation.
- Respecte la continuité environnementale.
- Présente une belle vue (esthétique), peut-être même une attraction touristique locale.

Le présent polycopié est organisé en deux parties :

La partie théorique : introduction aux aménagements hydrauliques, ou on présente un aperçu documentaire sur les déversoirs et les seuils en exposant explicitement un maximum

d'information sur les notions de base en matière d'aménagement hydraulique, et qui comporte deux parties présentées comme suit :

La première partie est une introduction aux aménagements hydrauliques, qui est formée par sept chapitres :

Le chapitre 1 : Hydrographie

Le chapitre 2 : Écoulement à travers les déversoirs

Le chapitre 3 : Objectifs et impacts des aménagements hydrauliques

Le chapitre 4 : Ouvrages de protection contre l'érosion

Le chapitre 5 : Ouvrages de protection contre les inondations

Le chapitre 6 : Les techniques d'aménagement hydraulique

Le chapitre 7 : Ouvrages de protection contre les inondations

Et la deuxième partie, qui présente quelques formules utilisées en matière d'aménagement hydraulique, avec un exemple pratique de dimensionnement de déversoir, en fait il s'agit d'un ouvrage de protection contre les crues de la ville de Reblochon.

Partie 1. Introduction aux aménagements hydrauliques.

Chapitre 1. Hydrographie

Introduction

L'**hydrographie** est la branche des sciences appliquées traitant du mesurage et de la description des éléments physiques des océans, des mers, des zones côtières, des lacs et des fleuves, ainsi que de la prédiction de leur changement morphologique dans le temps, essentiellement dans l'intérêt de la sécurité de la navigation et à l'appui de toutes les autres activités maritimes, incluant le développement économique, la sécurité des riverains, la recherche scientifique et la protection environnementale.

Dans ce chapitre on va présenter le cours d'eau, ses différentes parties en profil longitudinal et transversal, ses différentes formes, sa typologie, et les facteurs hydro morphologiques qui agissent sur ses différentes fonctionnalités.

1. Définition d'un cours d'eau

On désigne par **cours d'eau** tout chenal superficiel ou souterrain dans lequel s'écoule un flux d'eau continu ou temporaire. Généralement, ce terme s'applique aux chenaux naturels. On emploie plutôt le terme « canal » pour désigner un chenal artificiel, en principe avec de longues lignes droites.

2. Géométrie du cours d'eau :

2.1. Profil en travers

Pour ce qui nous concerne, considérant que les variations des conditions hydrauliques d'une rivière se font souvent à une échelle de temps nettement inférieure à celle des variations de morphologie, nous adopterons dans tout la suite du cours le principe de la rivière à *fond fixe*, c'est-à-dire dont la géométrie ne varie pas dans le laps de temps de nos études. L'étude des rivières

dites « à fond mobile », qui voient leurs caractéristiques géométriques varier au cours d'un événement hydraulique, relève de la sédimentologie.

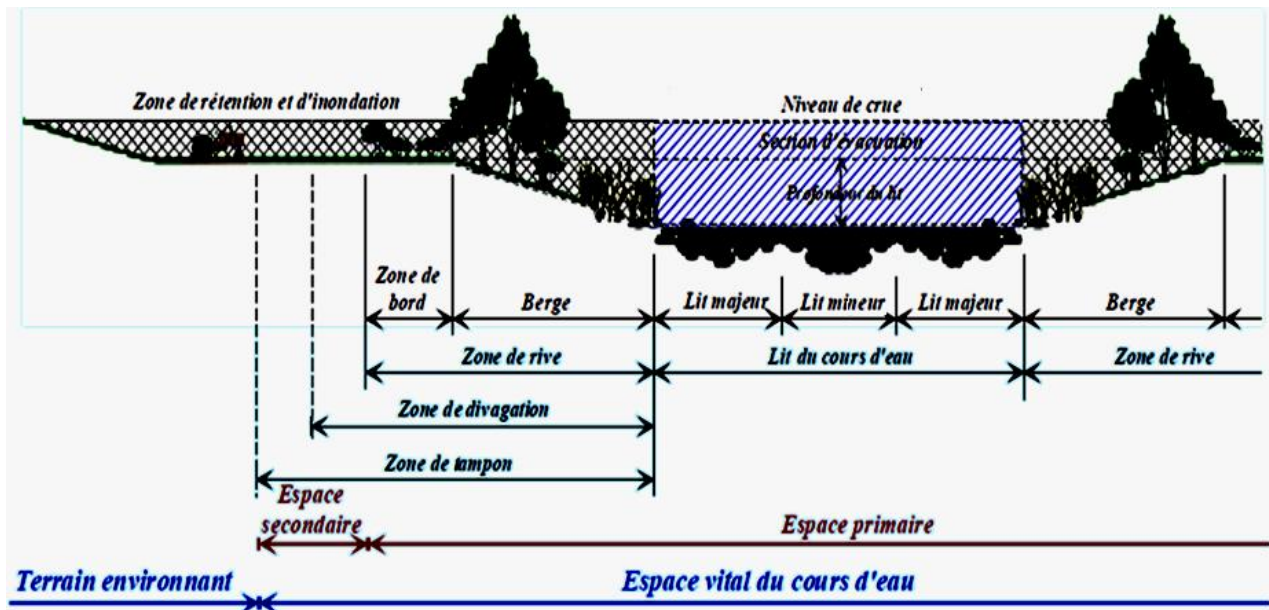


Figure 1.1. Elément du cours d'eau en profil transversal
<https://ACE/EPFL/Cours/AC-Chap, 1-2-3 ...pdf>.

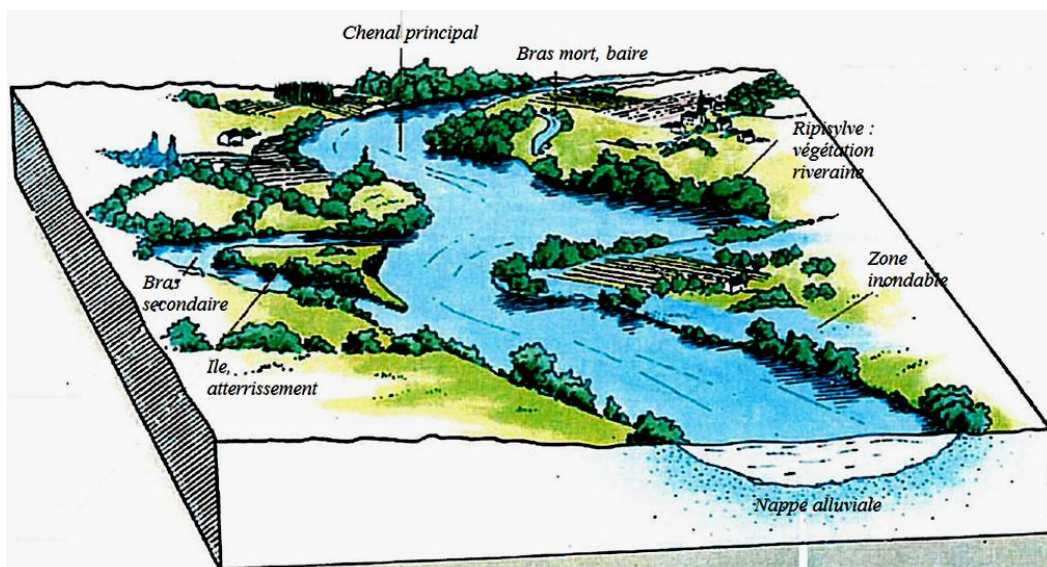


Figure 1.2. Caractérisation d'un chenal.

<https://slideplayer.fr/slide/3486014/11/images/5/ELEMENTS+DUN+COURS+D%E2%80%99EAU+Nappe+alluviale.jpg>

2.1.1. Lit mineur

Est l'espace occupé par l'écoulement pour des crues courantes, qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). Il est toujours constitué d'un ou plusieurs chenaux bien marqués. Le tracé du lit mineur peut se déplacer plus ou moins rapidement selon la dynamique du cours d'eau. En fait le tracé du lit mineur est susceptible de balayer tous le lit majeur. Pour une échelle de temps de quelques milliers d'années. Dans le cas

des ravieres à bras multiples séparés par des bancs, le lit mineur est composé par l'ensemble du lit et des bancs non fixés par la végétation (Degoutte, 2004 ; Merabet, 2008) (Fig. 1 et 2).

2.1.2. Lit majeur

Comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. C'est la plaine inondable. FI est limité par les plus hautes eaux. Les parties externes du lit majeur ne sont mises en eau que pour les crues extrêmes avec une hauteur d'eau assez faible. Les vitesses d'écoulement y sont faibles et les particules les plus fines (limons, argiles) se déposent par sédimentation. Ces zones sont généralement extrêmement plates et les limites précises du lit majeur ne sont pas faciles à délimiter dans les grandes plaines alluviales. La végétation du lit majeur lorsqu'elle est présente est une forêt de bois durs (frênes, ormes, chênes). Avant d'être très mécanisée, l'agriculture était bien adaptée à l'occurrence d'inondations avec les prairies pâturées au bord de la rivière puis les prairies de fauche dans les zones plus élevées du lit majeur.

2.1.3. Rive, berge

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique. (Degoutte, 2004 ; Merabet, 2008). (Fig. 1 et 2).

2.1.4. Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être limitée à un cordon arboré étroit qui souligne le bord du lit mineur de la rivière ou bien elle est une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Cette forêt occupe tout ou partie du lit majeur. C'est un milieu inféodé à la rivière, particulièrement riche en termes de diversité floristique. Il comporte des strates herbacées souvent très diversifiées et des strates arbustives et arborescentes composées d'un nombre restreint d'espèces. (Degoutte, 2012).

Le rôle de la *Ripisylve* sur les crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique:

- Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- Un écrêtement des crues pour l'aval. (Merabet, 2008 ; Degoutte, 2012).

Dans les hautes vallées, l'aulne croît en pied de berge. Dans les zones de piémont et de plaine, les pieds de berge sont occupés par le saule et le peuplier ainsi que par l'aulne glutineux lorsque les valeurs de l'humidité le permettent. Plus en hauteur sur la berge viennent l'érable, le frêne, l'orme, le tilleul... Au sommet de la berge, viennent le charme, le chêne pédonculé (tige qui porte des fleures).

Les arbres qui poussent au pied de berge sont bien entendu plus fréquemment inondés que les autres. Cela leur confère une originalité. Ils sont plus que les autres blessés par les corps flottants transportés dans le cours d'eau. Ces blessures peuvent faciliter des maladies. La poussée du courant peut les faire pencher vers l'aval. Les tourbillons provoqués par les débordements et : à vitesse du courant les déracinent plus facilement. Ces deux raisons, blessures et arrachements, expliquent qu'en moyenne les arbres de pied de berge sont plus jeunes que les autres.

De leur côté, les arbres de haut de berge sont les plus exposés au vent et finalement ce sont les arbres qui poussent à mi-berge qui sont souvent le plus protégés.

2.1.4.1. Rôles de la ripisylve sur la Vie des cours d'eau

La ripisylve joue plusieurs rôles importants :

- sur la faune et la flore
- sur le paysage ;
- sur la température de l'eau
- pour l'épuration des eaux (recyclage de l'azote)
- sur l'écoulement des crues
- sur la tenue des berges

Il est facile de comprendre que ces aspects sont pour l'essentiel très largement positifs. Mais, il faut aussi être conscient des inconvénients qu'ils peuvent présenter_ en particulier pour les riverains :

- forte consommation d'espace pour une valeur économique assez faible (sauf si elle est limitée à un simple cordon)
- alimentation de la rivière en bois arrachés par les crues, susceptibles de créer des embâcles d'obstruer les ponts et d'aggraver les crues localement ;
- apport de matière organique dû à la décomposition des feuilles ;
- consommation d'eau pouvant diminuer les débits d'étiage, mais l'ombrage réduit l'évaporation ;
- accessibilité pas toujours aisée pour les promeneurs ou les pêcheurs.

Le rôle de la ripisylve sur les crues peut être important. Lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit. D'où trois conséquences de nature hydraulique :

- localement une augmentation des débordements, ce qui ne constitue pas forcément une gêne tout au moins dans ce type de milieu
- une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- globalement, pour l'aval un écrêtement des crues. ([Merabet, 2008](#)).

La simulation hydraulique de l'influence d'une formation boisée sur l'aval est relativement aisée avec un logiciel admettant des coefficients de Strickler différents entre le lit mineur et le lit majeur. Le coefficient de Strickler du lit majeur est de l'ordre de 10 à 1511118's en présence d'une formation boisée et de 30 en présence d'un terrain agricole.

D'autre part la ripisylve joue un rôle indirect sur les crues car les arbres arrachés se regroupent peu à peu sous forme d'embâcles qui provoquent des débordements localisés importants, surtout lorsqu'ils se produisent au niveau des ponts ([Merabet, 2008](#)).

2.1.5. Alluvions et substratum

Une rivière coule généralement sur ses alluvions. Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Les alluvions recouvrent le substratum rocheux formé d'une roche dure ou bien d'une roche plus ou moins tendre (schistes, grès, marnes...).

Le transport solide est le déplacement vers l'aval d'une partie des alluvions selon un processus de charriage ou de suspension. Si l'on considère l'ensemble du cours d'eau de sa source à la mer, il stocke à chaque instant un volume d'alluvions considérable comparé aux apports solides annuels. Bien que très mobile, ce recouvrement alluvial constitue une protection du substratum. En effet, si l'enfoncement du fond de lit dans ses alluvions est un phénomène de type réversible, l'érosion du substratum mis à nu est un mécanisme souvent extrêmement très lent, parfois rapide mais toujours irréversible.

2.1.6. Concept de la relation homme / cours d'eau :

- 1) La demande d'utilisation de l'homme dans l'espace du cours d'eau est reconnue :

- L'utilisation doit toujours rester possible
 - La demande d'une protection contre les inondations est mise en valeur
 - Des mesures constructives dans l'espace du cours d'eau peuvent être nécessaires pour la protection de bâtiments ou d'autres objets importants (protection locale)
 - L'agriculture peut toujours utiliser l'espace secondaire mais de manière adéquate.
 - L'excavation, l'exploitation des sédiments est autorisée si elle sert à la protection contre les crues.
- 2) La demande d'espace du cours d'eau est reconnue :
- Le bilan du transport de sédiments doit être resté le plus naturel possible, sauf si des mesures de protection nécessitent une excavation/exploitation de sédiments.
 - Les cours d'eau doivent garder l'espace nécessaire pour un développement naturel ou proche de la nature (protection des cours d'eau)
 - Des constructions à l'intérieur de l'espace de cours d'eau ne sont plus autoriser
 - Les obstacles fixes doivent être franchissables
 - Le cours d'eau doit être entouré d'arbre ou de végétation naturelle de rive et être capable de se développer de manière naturelle

2.2. Profil en long

2.2.1. Formes en plan et styles fluviaux

De l'amont vers raval, la taille des sédiments va en diminuant. En règle générale, il en va de même de la pente de la vallée et de la capacité de transport. La figure 3 illustre la décroissance du profil en long des cours d'eau. Cette règle générale peut souffrir des exceptions pour des raisons d'ordre géologique ou à l'aval d'affluents à fort transport solide. La Durance avec ses affluents constitue à ce sujet un cas d'école.

Dans la partie amont des rivières issues des régions montagneuses, C'est la zone d'érosion qui produit les sédiments et les transporte. Le lit est à Ires forte pente et son tracé est quasiment **rectiligne**. La vallée est étroite.

Plus en aval, les rivières coulent entièrement dans leurs propres alluvions avec trois styles qui se rencontrent successivement, style en tresses, style divagant à bras multiples sinueux et enfin style à méandres. Cette succession se produit en moyenne.

Le tracé **en tresses** est symptomatique d'une forte charge alluviale. Le lit est très large et plat. Plusieurs chenaux instables sont séparés par de nombreuses îles. Ces chenaux gardent sensiblement la direction de l'axe de la vallée et transportent une charge solide dont la part grossière est importante.

A l'occasion de dépôts ou d'embâcles, des débordements du lit mineur ont pu creuser des chenaux anastomosés dans le lit majeur. Ceux-ci ayant à évacuer des débits liquides et solides modérés ont un tracé nettement plus sinueux, donc une pente faible et un tracé relativement stable. Plus à l'aval, on passe à un style **divagant**. La charge grossière à évacuer diminue, le nombre de tresses diminue, et un tracé principal sinueux s'organise. Le lit est moyennement large et comporte de un à trois bras, mais les bancs de galets ou de sable sont encore nombreux et larges. Ce style est intermédiaire entre le style en tresses et le style à méandres. Il se distingue du style en tresses par l'apparition d'un lit principal bien marqué et fortement sinueux.

Plus en aval encore, dans les zones de plaine, de plus en plus sinueux, le cours d'eau adopte un tracé à lit unique et à **méandres**. Il est nettement calibré. Dans les méandres de piémont, le transport solide est mixte (suspension et charriage), alors qu'en plaine il a lieu quasi exclusivement par suspension. Il est composé de sables fins et de limons.

Le débouché en mer est un **estuaire** ou un **delta** selon la quantité de matériaux solides encore transportés à ce stade.

Dans la partie amont des cours d'eau issues des régions montagneuse, c'est la zone d'érosion qui produit les sédiments et les transporte. Le lit est à très forte pente et son tracé est quasiment rectiligne. La vallée est étroite.

Plus en aval, les rivières coulent entièrement dans leurs propres alluvions avec trois styles qui se rencontrent successivement, **style en tresses**, **style divagant** à bras multiples sinueux et en fin **style à méandre** (Fig. 3). Cette succession se produit en moyenne, mais on pourra trouver des tronçons en tresse à l'aval de tronçons à méandres.

Le tracé en tresse est symptomatique d'une forte charge alluviale. Le lit est très large et plat. Plusieurs chenaux instables sont séparés par de nombreuses îles. Ces chenaux gardent sensiblement la direction de l'axe de la vallée et transportent une charge solide dont la part grossière est importante.

Plus à l'aval, on passe à un style divagant. La charge grossière à évacuer diminue, le nombre de tresses diminue, et un tracé principal sinueux s'organise. Le lit est moyennement large et comporte de un à trois bras, mais les bancs de galets ou de sables sont encore nombreux et larges. Ce style est intermédiaire entre le style en tresses et le style à méandres. Il se distingue du style en tresse par l'apparition d'un lit principal bien marqué et fortement sinueux.

Plus en aval encore, dans les zones de plaine de plus sinueux, le cours d'eau adopte un tracé à lit unique et à méandres. Il est nettement calibré. Dans les méandres de piémont, le transport solide est mixte (suspension et charriage), alors qu'en plaine il a lieu quasi exclusivement par suspension, il est composé de sables fins et de limons.

Le débouché en mer est un estuaire ou un delta selon la quantité de matériaux solides encore transportés à ce stade.

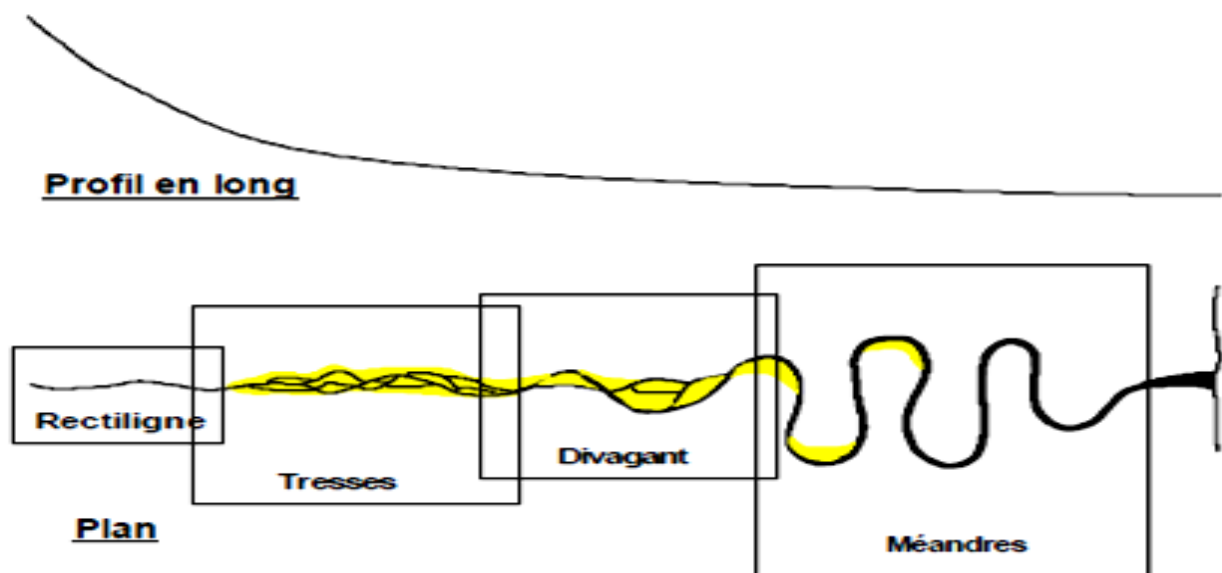




Figure 1.3. Élément morphologiques d'un cours d'eau, en plan longitudinal.

2.2.2. Coefficient de sinuosité

On appelle coefficient de sinuosité le rapport entre la longueur d'un tronçon de cours d'eau et la longueur de la vallée correspondante. La rivière est dite rectiligne quand ce coefficient est inférieur à 1.05 ; elle est dite sinueuse jusqu'à 1.25, très sinueuse jusqu'à 1.5 et a méandrique au-delà.

3. Relation entre dimensions du cours d'eau et hydrologie

1. La première idée est que le lit a été façonné au fil des ans par les débits à faire transiter. Cela donne naissance à la théorie du débit dominant ou débit morphogène.
2. La seconde idée est que pour évacuer un même débit, le cours d'eau dispose d'une infinité de solutions en jouant sur sa largeur, sa profondeur et sa pente et que la solution adoptée ne dépend pas du seul hasard. C'est la théorie des variables de contrôle et des variables de réponses.
3. En fin la troisième idée consiste à se demander si les dimensions adoptées sont stables ou susceptibles de modifications chaotiques en cas de nouvelle donnée. C'est la théorie d'équilibre dynamique.

3.1. Débit dominant :

Le débit dominant (ou morphogène) est le débit liquide pour lequel la charge transportée est maximale. Le débit dominant est bien évidemment supérieur aux débits de période sèche car aucun débit solide n'y est observé ; il est également inférieur aux débits des plus fortes crues, car leur fréquence est très faible. L'étude d'un grand nombre de rivières a montré que la valeur du débit dominant est proche de celle du débit de plein bord à une période de retour de deux ans.

Intéressons-nous à la relation entre le débit liquide d'un tronçon de cours d'eau et la charge solide transportée.

En outre, il a été constaté dans plusieurs pays que pour les rivières à lit unique à sables ou à limons le débit de plein bord à une période de retour (ajustée sur les maxima annuels) de l'ordre de 1,5 année (plus près de un an pour des terrains imperméables, plus près de deux ans pour des terrains perméables). Pour les rivières en tresses, la fourchette est plus étendue et pourrait atteindre 10 ans.

3.2. Variables de contrôle et variables de réponse :

Les variables de contrôle sont imposées au cours d'eau par géologie et le climat, alors que les variables de réponse sont plutôt des degrés de liberté dont dispose le cours d'eau pour accomplir ses fonctions de base, c'est-à-dire transporter d'un débit liquide et une charge solide.

Les variables de contrôle sont le débit liquide, le débit solide, la géométrie de la vallée (la pente en particulier), la nature du boisement du bassin versant, les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux du lit et des berges et la couverture végétale riveraines.

Les variables de réponse (ou d'ajustement) sont :

- Les paramètres géométriques, largeur, profondeur, pente ou fond, amplitude et longueur d'onde des sinuosités ;
- La taille des sédiments transportés ;
- La vitesse du courant.

Toutes ces variables de réponse ne sont pas indépendantes, comme par exemple la sinuosité et la pente.

Les deux variables de contrôle essentielles (débits Liquide et solide) sont également liées. Si le débit Liquide augmente par exemple à la suite d'un réchauffement climatique et de la fonte des glaciers, la rivière deviendra d'avantage érosif et de ce fait accroîtra son débit solide. Si à l'inverse, c'est le débit solide qui augmente, par exemple suite à de grands glissements de versants ou à un incendie de la forêt, le débit Liquide ne pourra certes pas évoluer pour s'adapter à ce surcroît de charge et des dépôts se produiront qui provoqueront une augmentation de la pente.

Au passage notons que les deux variables de contrôle essentielles que sont le débit solide et le débit liquide n'ont pas un rôle symétrique. Le débit solide a besoin du débit liquide, et le débit liquide doit composer avec le débit solide.

3.3. Equilibre dynamique

Le cours d'eau, adopte une géométrie qui lui permet d'évacuer les débits liquide et solide. Les observations que nous faisons montrent que le résultat obtenu semble être un équilibre, ce qui est une erreur. Même la rivière la plus paisible n'est jamais équilibrée, du fait de la force tractrice qui est capable, en crue de mobiliser la plupart des éléments constitutifs du lit. Tout au plus pouvons-nous dire que en régime permanent donné, la charge solide sortante est égale à la charge entrante, c'est donc d'équilibre dynamique qu'il faut parler

L'équilibre dynamique est un ajustement permanent autour d'une géométrie moyenne, aussi appelé respiration, il est rendu possible par les marges d'ajustement dont dispose la rivière :

- Dépôts pour s'adapter aux fluctuations annuelles de débits solides ;
- Modification de profondeur d'eau ou érosion pour s'adapter aux variations annuelles de débit liquide.

Bien entendu, ces deux types d'ajustement sont interdépendants.

Pour les crues faibles ou moyennes, les débits liquide et solide évoluent relativement continuellement et le tracé reste relativement stable. C'est la raison pour laquelle, on a souvent rapproché les implantations du lit mineur, notre. Mais, les fluctuations des débits solides et liquides peuvent être brutales dans le cas d'un événement pluvieux extrême sur un sous bassin amont, Celui ci amène alors un amas de matériaux solides que le cours d'eau principal élimine progressivement vers l'aval à l'occasion des crues suivantes. De même plus à l'aval, à la faveur d'une forte crue, la rivière peut adopter un autre tracé dans sa plaine alluviale ou couper un de ses méandres ou tout simplement translater ses méandres comme on le verra. Attention donc à cette impression d'équilibre, qui est trompeuse.

Mais toutes les rivières ne sont pas en équilibre dynamique. Un déséquilibre (ou altération) peut avoir une origine naturelle ou anthropique. Les causes naturelles de déséquilibre sont climatiques ou géologiques.

Les interventions humaines, modifient soit des variables de contrôle soit des variables de réponse. Les dérivations, les barrages, les prélèvements de graviers modifient les variables de contrôle (débit liquide et débit solide). Les calibrages, les coupures de méandre, les seuils modifient des variables de réponse (largeur, sinuosité, pente, profondeur). Dans les deux cas, la rivière adaptera à nouveau ses variables de réponse par exemple en s'enfonçant ou en changeant de tracé. Elle aboutira à plus ou moins long terme à un nouvel équilibre dynamique avec ou sans franchissement d'un seuil d'irréversibilité.

4. Effet et types de végétation riveraine

- L'écoulement est influencé par la densité, la rigidité et le degré de submersion de la végétation riveraine (Fig. 4) ;
- La résistance exercée par la végétation riveraine dépend de la hauteur, l'âge, de la densité de la végétation selon la saison ;
- L'écoulement contourne, traverse ou submerge la végétation ;
- La végétation flexible est pliée par l'écoulement ou même mise en oscillation (Fig. 4) ;
- La végétation rigide est un obstacle proprement dit à l'écoulement ;
- La végétation complètement pliée se comporte hydrauliquement comme une surface rugueuse.

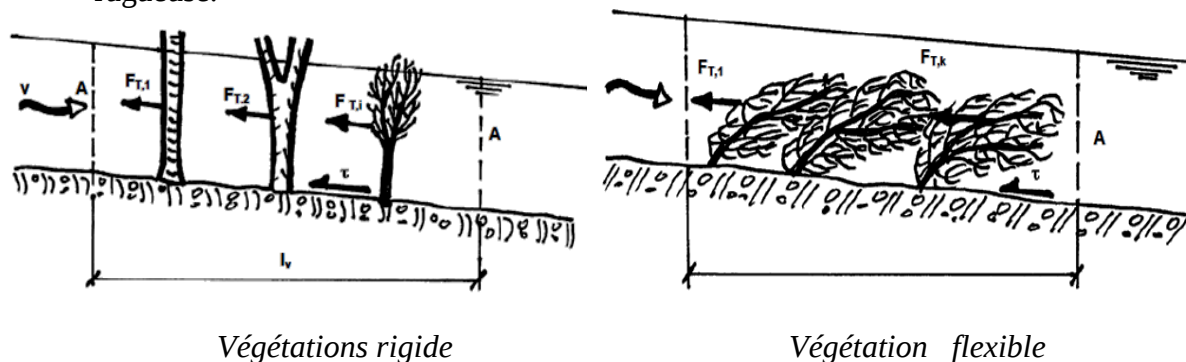


Figure 1.4. Types de végétation riveraine (EPFL,).

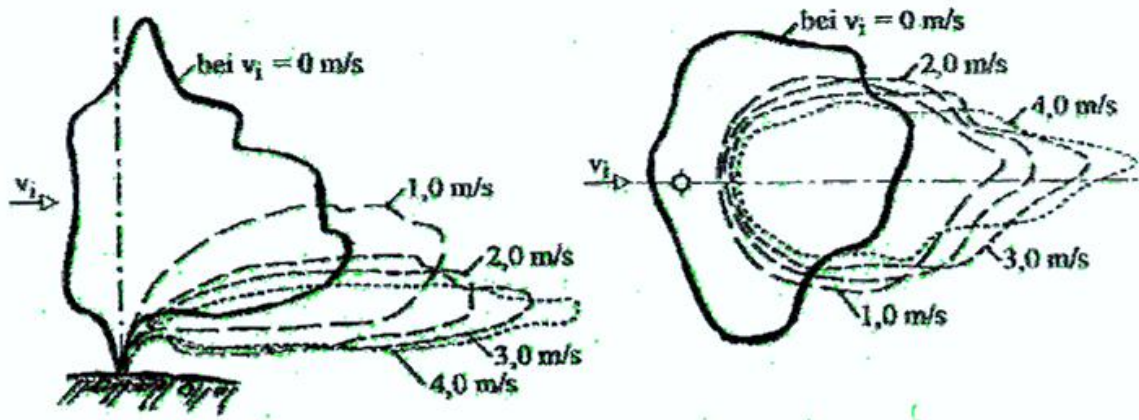


Figure 1.5. Déformation de la végétation (saules) flexible en fonction de la vitesse d'écoulement, selon Oplatka (EPFL,.....)

5. Les différentes parties d'un cours d'eau

On désigne par cours d'eau "tout chenal superficiel ou souterrain dans lequel s'écoule un flux d'eau continu ou temporaire".

Diverses parties peuvent caractériser un cours d'eau (Fig. 6) :

- la **source** qui représente le point d'origine du cours d'eau
- l'**amont** (la partie la plus élevée du cours d'eau topographiquement) en opposition à l'**aval** (la partie la moins élevée)
- le **lit mineur** c'est-à-dire l'espace qui est occupé de manière permanente ou temporaire par le cours d'eau
- le **lit majeur** qui est occupé temporairement en période de crue lors des inondations
- la **rive** qui borde le cours d'eau
- les **berges** qui délimitent le lit mineur maintenues par la végétation
- les **annexes hydrauliques**, qui peuvent être définies comme une forme topographique quelconque, remplie plus ou moins d'eau et fréquemment coupée du lit majeur du fleuve durant la période d'étiage
- la **ripisylve**, qui correspond à la végétation de bords de cours d'eau ; elle est composée de plusieurs strates : herbacée, arbustive, arborée
- l'**embouchure** ou estuaire qui est le lieu où le cours d'eau (fleuve) termine sa course (généralement dans un océan, dans la mer ou dans un lac)

D'autres éléments secondaires permettent de caractériser un cours d'eau comme les **méandres** par exemple qui sont des sinuosités très prononcées du cours d'un fleuve ou d'une rivière.

L'ensemble des cours d'eau naturels et artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement forme le réseau hydrographique.

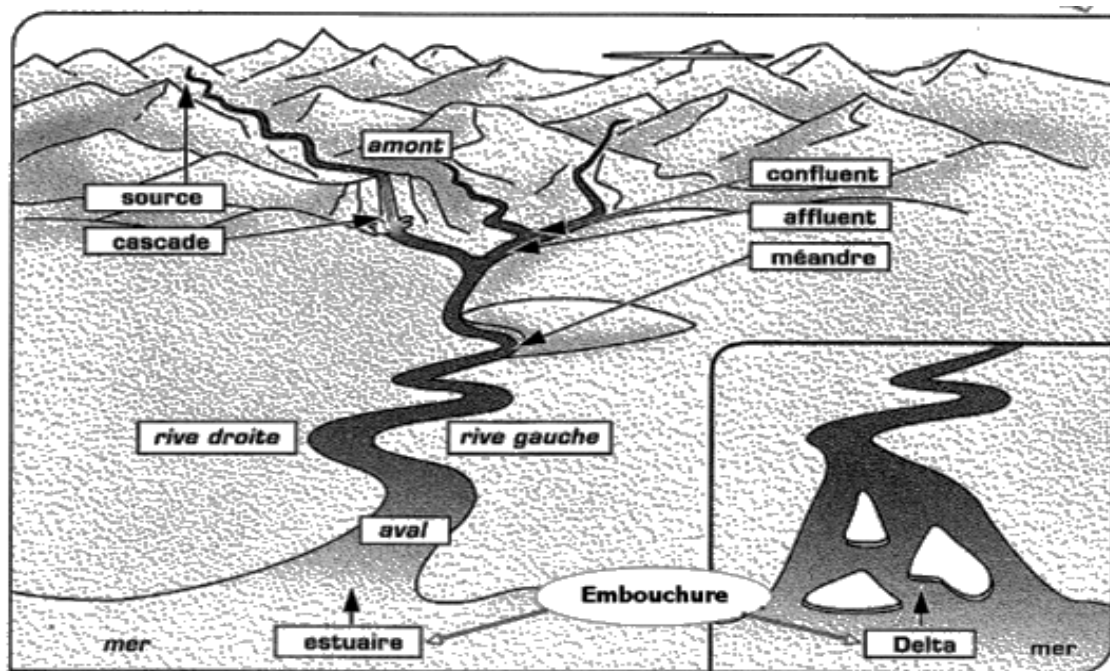


Figure 1.6. Schéma de la morphologie des cours d'eau (Nature Environnement, 2010).

6. Les différents types de cours d'eau

En fonction de ces caractéristiques mais également de la longueur, de la localisation géographique ou d'autres paramètres, différents types de cours d'eau peuvent être distingués tels que :

- le **ru** : petit cours d'eau, souvent en tête de bassin, démarrage de l'écoulement
- les **ruisseaux** : petits cours d'eau de faible largeur et de faible longueur,
- le **canal** : conduit naturel ou artificiel permettant le passage d'un fluide
- les **torrents** : cours d'eau situés généralement en montagne ou sur des terrains accidentés, au débit rapide et irrégulier,
- les **rivières** : cours d'eau moyennement importants dont l'écoulement est continu ou intermittent, elles se jettent dans d'autres rivières ou dans des fleuves,
- les **fleuves** : cours d'eau parfois importants se jetant dans l'océan ce qui les différencie des rivières.

D'autres types de cours d'eau existent tels que les ruisselets, les cours d'eaux souterrains ou les ravines par exemple.

7. Les différents facteurs influant sur la qualité des cours d'eau.

La qualité des cours d'eau dépend de différents facteurs qui peuvent être modifiés et dégradés. Ils permettent de dresser un diagnostic du cours d'eau pour évaluer le besoin ou non d'aménagement. Les principaux **facteurs physico-chimiques** déterminant l'état des cours d'eau sont les suivants :

- la température,
- le taux d'oxygène dissous
- le taux d'azote
- le taux de phosphore
- le taux de polluants
- le pH
- le taux de salinité

- la présence ou non de prolifération végétale
- le taux de matières en suspension....

8. Les facteurs hydro morphologiques

Elles représentent les facteurs morphologiques et dynamiques (évolution des profils en long et en travers). Sont alors étudiés :

- le lit mineur (diversification des écoulements, aménagement de l'habitat piscicole, sinuosité du cours d'eau, pente, granulométrie...)
- l'état des berges et des ripisylves
- le lit majeur et ses annexes (reconnexion des annexes hydrauliques, bandes enherbées, restauration de zones humides...)
- la continuité écologique (migration des poissons) et la ligne d'eau : présence d'un obstacle à l'écoulement, reconquête des écoulements libres...
- le débit

Des **facteurs biologiques** sont également utilisés pour déterminer la qualité d'un cours d'eau. Les **facteurs écologiques essentiels** sont la vitesse du courant, la nature du fond, l'éclairement, la température, l'oxygénation et la composition chimique. Ces facteurs **varient en fonction de la zone du cours d'eau** (source, cours supérieur ou cours inférieur) et influent sur la **composition des peuplements animaux et végétaux** qui peuvent être très diversifiés.

9. Morphologie des réseaux

Le réseau hydrographique est un ensemble hiérarchisé et structuré de chenaux qui assurent le drainage superficiel, permanent ou temporaire, d'un bassin versant ou d'une région donnée. La forme du réseau hydrographique dépend de nombreux facteurs : taille et forme du bassin, dénivellation entre le point le plus haut et le point le plus bas, nature du sol et du sous-sol, volume des précipitations annuelles.

Il existe plusieurs formes du réseau hydrographique (Fig. 7), qui dépend principalement de : La nature du sol, la pente, la nature du bassin versant (endoréique ou exoréique), l'intensité de la précipitation.

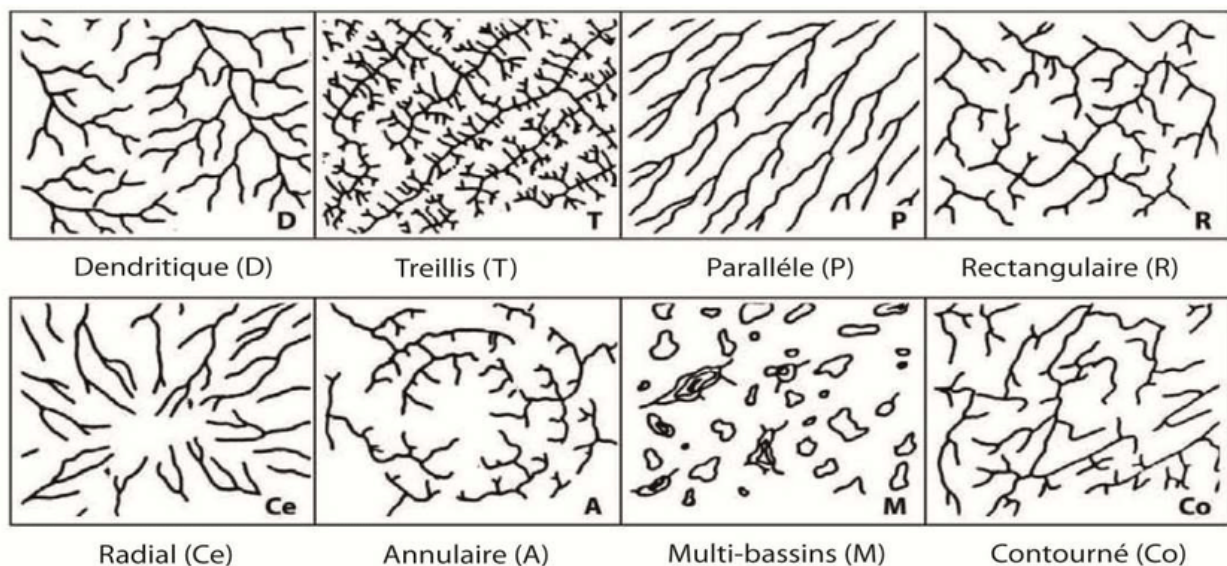


Figure 1.7. Classification descriptive de la morphologie du réseau hydrographique (Synthèse-cycle de l'eau – E. Reynard).

Chapitre 2.

Les seuils et déversoirs, définitions et classification

Introduction

D'après le CETMEF (2005), Les rivières présentent le long de leur linéaire un certain nombre d'ouvrages hydrauliques aux fonctions très diverses, mais qui sont, entre autres, des singularités hydrauliques, c'est-à-dire des obstacles physiques qui perturbent l'écoulement.

Trois grandes classes d'ouvrages hydrauliques, considérés comme des singularités hydrauliques, sont fréquemment rencontrées : les vannes, les barrages et les déversoirs. Les ouvrages hydrauliques sont nombreux et génèrent des phénomènes particuliers, difficilement maîtrisables sans une connaissance approfondie de leurs caractéristiques et de leurs fonctions hydrauliques précises.

- **Un barrage** permet de réguler un plan d'eau en fonction du débit (qui varie lui-même en fonction du temps). Il peut être mobile ou fixe, il sert alors de réservoir.
- **Une vanne** permet de réguler le débit qui la traverse, de manière ponctuelle, tandis que l'orifice (cas particulier de vanne) laisse passer un débit constant pour une totale emprise de sa section d'écoulement.
- **Un déversoir** est un ouvrage hydraulique permettant de contrôler ou de mesurer le débit s'écoulant au-dessus de l'ouvrage. Il contracte plus ou moins la section d'écoulement et peut permettre de stopper les érosions régressives (évolution de la rivière à l'aval de ponts ou de digues), de stabiliser la rivière ou de relever la ligne d'eau (éventuellement pour l'alimentation de canaux en dérivation).

Ce chapitre a pour but de décrire le fonctionnement hydraulique des singularités de type « déversoir » et de recenser l'ensemble des travaux qui leur a été consacré, formules de débit notamment, afin de faciliter la compréhension de l'utilisation de ces ouvrages et de leur dimensionnement, ainsi que l'évaluation de leurs impacts.

1. Les déversoirs

Un déversoir ou seuil en rivière est un ouvrage, fixe ou mobile, qui barre tout ou partie du lit mineur contrairement au barrage qui, lui, barre plus que le lit mineur.

La présence d'un seuil crée une surélévation de la ligne d'eau en amont du seuil, une section de contrôle hydraulique au niveau du seuil, pouvant conduire à la création d'un petit plan d'eau à l'amont de l'ouvrage, suivi d'une zone de rapides sur le parement aval (coursier) (Fig. 1).

Un seuil peut être un ouvrage artificiel en béton, en maçonnerie, en gabions, en enrochements, en bois, en métal, ...etc. Il permet dans certains cas d'alimenter un canal de dérivation, d'exploiter la force motrice de l'eau, de prélever de l'eau dans de meilleures conditions, grâce à la surélévation de la ligne d'eau en amont du seuil (CETMEF, 2005).

Remarques : Par abus de langage, les ouvrages communément dénommés « barrages au fil de l'eau » et « barrages à aiguilles » sont à considérer comme des seuils et non pas comme des barrages.

Remarque : les seuils en rivière recensés dans le Référentiel des Obstacles à l'écoulement sont uniquement ceux d'origine anthropique.

Un seuil peut être composé d'un dispositif d'auscultation permettant de mesurer le débit d'un cours d'eau.

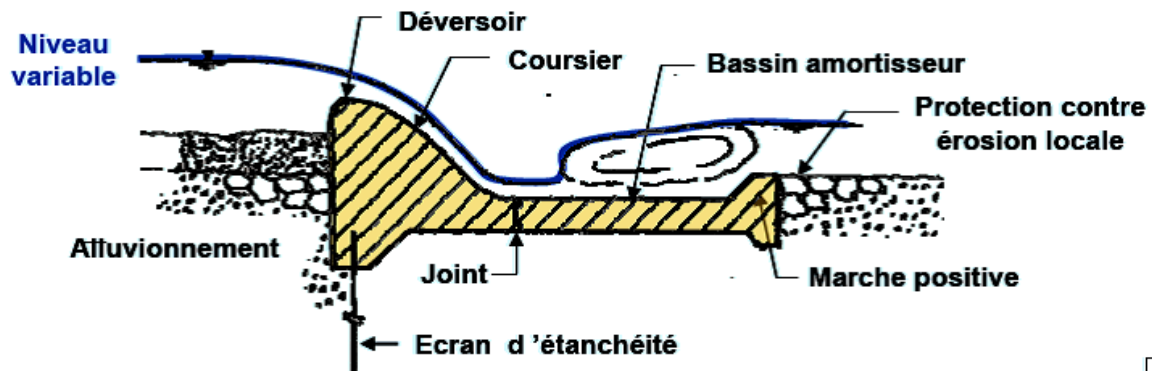


Figure 2.1. Schéma d'un déversoir (EPFL,...)

2. Classification des seuils

2.1. Classification en seuils fixes et seuils mobiles

Les seuils ont pour effets principaux de **diminuer les vitesses** en **augmentant le niveau d'eau à l'amont**. Pour un seuil fixe cette surélévation peut aggraver des inondations, notamment dans le cas d'une rivière à pente faible. C'est pourquoi sont apparus des ouvrages à vanne permettant une régulation fine du niveau d'eau en fonction du débit de la rivière et des besoins.

a- Seuils fixes

Un **seuil fixe** est un élément qui oppose un obstacle permanent à l'écoulement des eaux, à un niveau choisi et invariable quelles que soient les conditions hydrauliques. Ce type de seuil est très répandu car sa réalisation est peu coûteuse, son fonctionnement simple et son entretien réduit (mais il doit exister cependant !). L'objectif principal de ce type d'ouvrage est la correction des rivières. Par la suite, lorsque nous parlerons de seuils, nous sous-entendrons «seuils fixes », c'est à dire ouvrages ne permettant pas la stabilisation du plan d'eau à une cote donnée.

b- Seuils mobiles

Il s'agit d'ouvrages constitués d'un radier et d'organes de retenues mobiles. Le type le plus courant est le **barrage à vanne** muni de piles, qui fractionnent l'écoulement en passes. Ces passes peuvent être partiellement fermées par une vanne (à tablier plus souvent) dont le fonctionnement manuel ou automatique assure une diminution de la section d'écoulement. Le débit passant est parfaitement contrôlé, l'objectif principal de ce type d'ouvrage étant le maintien du plan d'eau à la cote souhaitée.

En fait cette distinction est un peu arbitraire. En effet les seuils fixes sont souvent munis d'une vanne de décharge dans le corps de l'ouvrage, permettant ainsi une régulation très sommaire du niveau d'eau et un abaissement du plan d'eau en période d'étiage. Cette vanne est constituée d'un pertuis pouvant s'obstruer par une plaque métallique ou des planches en bois coulissant le long d'une glissière. Ce dispositif très simple permet, outre son utilisation en période de crue, de vidanger partiellement le plan d'eau. Il présente un double avantage car il permet d'observer des dégradations éventuelles du parement amont et d'en faciliter les réparations. Lors de la conception d'un barrage « fixe », la présence d'une vanne est donc souhaitable.

2.2. Classification en fonction de la nature des matériaux constitutifs

On peut classer les seuils en trois grandes catégories ordonnées suivant une souplesse croissante des ouvrages.

a- Seuils en béton

Ces ouvrages présentent une grande solidité d'ensemble (monolithisme) mais sont par contre très sensibles aux affouillements puisque le parement bétonné lisse ne dissipe pas l'énergie. Pour la conception de **seuils en béton** dans les rivières à fond mobile il est donc nécessaire de prévoir un dissipateur d'énergie efficace.

b- Seuils en gabions

Un gabion est composé d'une structure métallique en grillage de forme parallélépipédique, remplie de pierres. Ce type de matériau, flexible et perméable est intéressant pour les seuils ou les bassins de dissipation lorsque que le coût de transport de gros enrochement devient prohibitif.

Soumis tour à tour à des pressions et à des compressions, grâce à leur flexibilité intrinsèque, les gabions métalliques se plient mais ne se cassent pas, et leur structure conserve ainsi son efficacité. Le module étant déformable, tout changement dans la forme dû à un affaissement des fondations ou à une contrainte interne est un caractère fonctionnel et non un défaut. Il s'adapte donc à de légers mouvements de terrain et, en se déformant, il reste structurellement solide sans se fracturer. Un ouvrage en gabions peut résister à une force de pression qui mettrait à rude épreuve une construction de pierres sèches et serait vraiment dangereuse avec du béton non armé et de la maçonnerie.

Le remplissage en pierre rend très perméable la structure, éliminant ainsi le besoin d'un système de drainage.

Une **construction en gabions** coûte moins cher qu'un ouvrage traditionnel. On peut utiliser des pierres en petits morceaux ou des cailloux, que l'on trouve généralement près du chantier pour remplir les cubes, sans devoir recourir à des matériaux spécifiques ou à de la main-d'œuvre spécialisée. Un ouvrage en gabions peut être construit sans équipement mécanique lourd. Une fois achevé, l'ouvrage en gabions sera immédiatement efficace à cent pour cent, sans qu'il soit nécessaire d'attendre comme c'est le cas normalement pour les ouvrages en béton.

Les ouvrages hydrauliques en gabions pour des structures plus larges, comme les seuils à travers les lits de cours d'eau, peuvent être exécutés en plusieurs étapes, échelonnés dans le temps, ce qui permettra aux sédiments de se déposer sur la première couche de gabions; une fois qu'elle sera consolidée, on érigera une seconde couche par-dessus la première et d'autres sédiments s'y déposeront, et ainsi de suite jusqu'à l'obtention de la hauteur prévue du seuil.

On distingue classiquement trois types de seuils en gabions :

- seuils à paroi d'aval verticale avec dissipation d'énergie dans un bassin ou dans la fosse creusée naturellement par la chute (formation d'une couche d'eau capable de dissiper l'énergie),
- seuils à paroi aval en gradin, la dissipation se faisant par chutes successives,
- seuils à paroi aval inclinée, dont la conception est identique à celle de la rampe en enrochements.





Figure 2.2. Seuil en gabions.

c- Seuils en enrochements

La construction de **seuils en enrochements** de carrière a tendance à se répandre surtout dans les régions où l'approvisionnement en gros blocs est aisé (proximité des lieux d'extraction ou possibilité d'ouverture de carrière pour les chantiers importants). Ces seuils présentent le triple avantage d'un coût de réalisation modéré, d'une grande souplesse et d'une dissipation d'énergie importante sur le parement aval des ouvrages dû à la rugosité des blocs, et se justifient également mieux sur le plan environnemental.

On peut classer ces seuils en deux grands types :

- chute enrochée (pente de l'ordre de $1/3$) et dissipation d'énergie (tapis d'enrochements éventuellement en contre pente),
- rampe enrochée (pente de $1/8$ à $1/15$)

La taille des enrochements utilisés est fonction de leur nature (granite, calcaire) et de leur structure (fissurée ou non). On utilisera en général les blocs de grandes dimensions (blocs de 1T à 1,5T parfois jusqu'à 3T ou 4T), notamment pour les bassins de dissipation.

Les blocs sont parfois liaisonnés au béton ou au bitume.

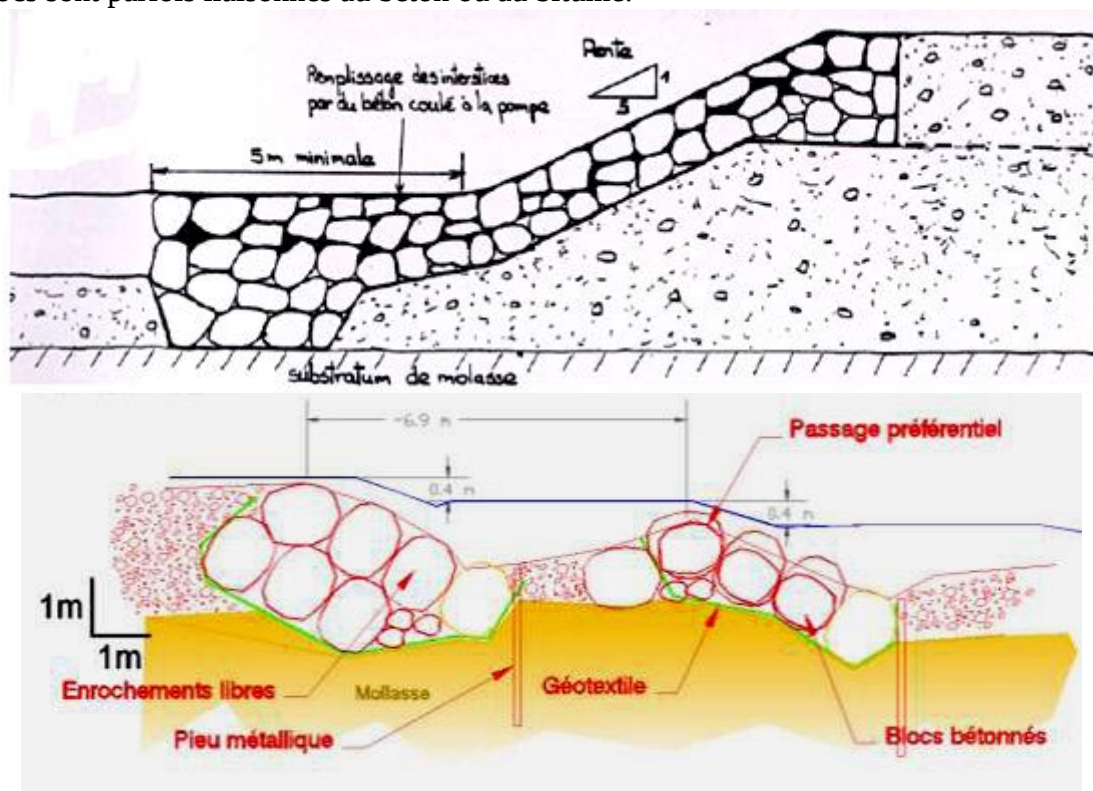


Figure 2.3. Schéma d'un seuil en enrochements (Grier, 2003).

d - Seuils en moellons

Les **seuils en moellons**, dont certains sont pluriséculaires, ont été construits pour l'irrigation des terres agricoles ou pour l'alimentation de moulins. Ils ont généralement une faible hauteur de chute (1 à 4 mètres).

Ces seuils présentent un profil en travers de type triangulaire, c'est à dire avec un parement aval incliné. Ils sont constitués d'une carapace en pierres de taille réduite (30 à 50 kg environ), calée à la main de façon à garantir leur résistance au courant et plus ou moins épaisse, disposée sur un corps de remblai en matériaux tout-venant (Figure 2.4). Parfois les moellons sont liaisonnés à la chaux ou clavés dans une charpente en bois qui augmente la solidité de l'ensemble. Ces structures sont classiques et exposent l'ouvrage à une dégradation rapide dans le cas où un morceau de carapace est emporté.

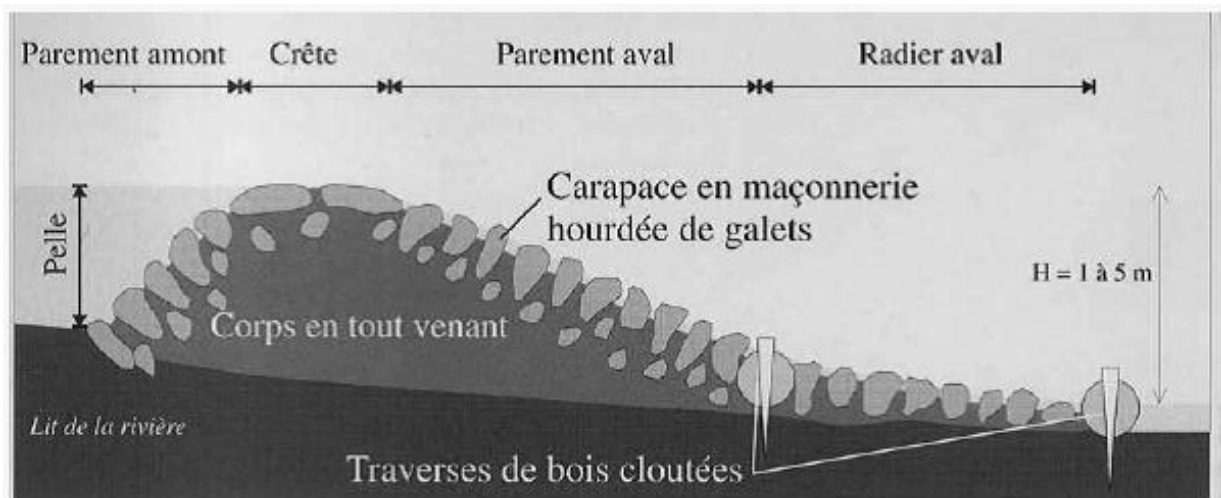


Figure 2.4. Schéma d'un seuil en moellons (Grier, 2003).

e- Seuils mixtes

On entend par **seuils mixtes** des seuils composés de plusieurs catégories de matériaux.

En fait la plupart des seuils sont mixtes (enrochements bétonnés, seuils en béton avec bassin de dissipation en gabion ou en enrochement...). Si l'association de matériaux différents paraît a priori favorable à la stabilité de l'ensemble, il faut cependant tenir compte de leurs différences de comportement. La réalisation de seuils mixtes exige certaines précautions relatives à la perméabilité mais aussi à la souplesse spécifique à chaque matériau mis en œuvre.

2.3. Classification suivant la géométrie

Le tracé en plan du seuil peut être rectiligne, incurvé ou en ligne brisée. L'axe d'implantation est souvent oblique par rapport à celui de la rivière. Cette position est justifiée par le tracé de la rivière et, s'il existe, de la position du canal de dérivation. De ce fait les ouvrages peuvent atteindre deux à trois fois la largeur de la rivière.

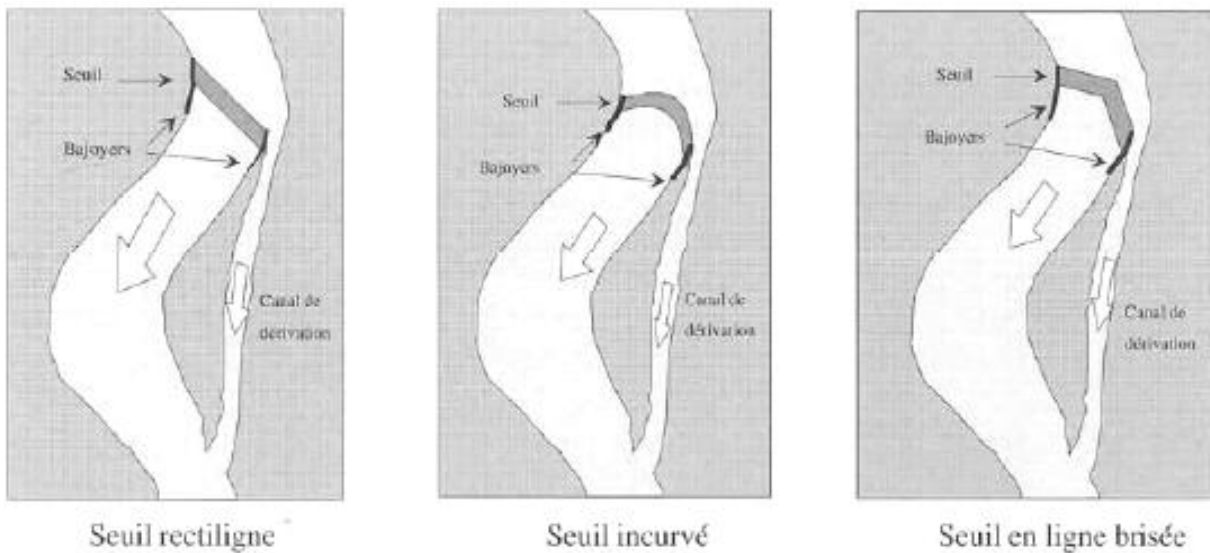


Figure 2.5. Schéma des différents types de seuils (Grier, 2003).

a- Seuil rectiligne

Le **seuil rectiligne** est la structure la plus fréquente, elle est notamment employée dans le cas de seuil en bétons (seuils massifs) (figure 2.5).

b- Seuil incurvé

Pour améliorer la résistance du seuil aux charges hydrauliques, on peut construire un **seuil incurvé**. Cette structure s'emploie fréquemment pour des petits ouvrages (en pierres, bois, pierre et bois) (figure 2.6).

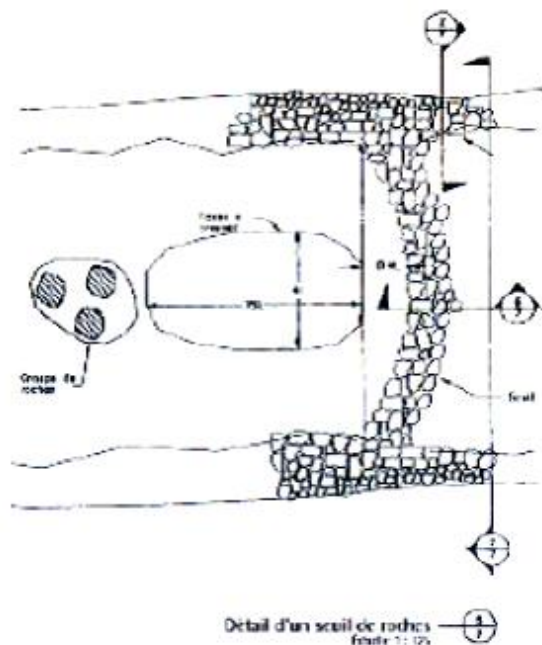


Figure 2.6. Schéma d'un seuil incurvé (CEGERTEC).

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6249/05.pdf?sequence=6&isAllowed=y>

c -Seuil en ligne brisée

Cette technique consiste à **former un V** dont les extrémités prennent appui en rive en position inversée (la pointe du V dirigée vers l'amont) de telle sorte que la structure s'arc-boute contre le

courant. Ainsi, l'ouvrage travaille en compression ce qui lui confère une grande solidité. Le profil du seuil se caractérise par une dépression en son centre ce qui permet de laisser passer le débit à une hauteur normale en situation habituelle. La pente et la largeur du bief, la force du courant et la capacité d'emmagasinement en amont forment des variables importantes à considérer (figure 2.7).

2.4. Classification suivant l'enclavement

a- Seuils sans clé

Une structure basse peut être construite **sans «clé»**, c'est-à-dire, sans qu'il soit nécessaire de «l'incruster» dans le lit du cours d'eau afin de lui procurer une plus grande solidité face au phénomène d'affouillement à la base de la structure soumise aux plus forts courants.

b -Seuils avec clé

Un seuil plus élevé requiert par contre un mode d'implantation plus invasif qui prend la forme d'une clé, c'est à dire une excavation dans le lit du cours d'eau. La présence d'une **clé d'ancrage** rend l'ouvrage plus résistant.

3. Choix du type de seuils

Lors de la conception d'un seuil, le premier choix à opérer est celui **du débit de crue du projet** (qui est en relation étroite avec le coût global de l'ouvrage). Pour ce débit donné, si l'on fixe la hauteur de chute, la longueur de crête s'en déduit et l'ouvrage est grossièrement dimensionné.

Connaissant la géométrie du seuil, il est possible de déterminer **l'importance des dispositifs de protection de l'ouvrage** (bassin de dissipation, bajoyers, étanchéité) qui sont fonction de la nature du lit et des berges, mais aussi de la qualité du matériau utilisé pour le seuil.

Le tableau 2.1 indique les conditions générales d'utilisation de chaque type de seuil en fonction des deux critères principaux de coût et de durabilité des ouvrages.

Tableau 2.1. Choix du type de seuils en fonction des principaux critères (Grier, 2003).

Type de seuil	Forme de seuil		Dispositif de protection			
	Hauteur de chute	Longueur de crête	Bassin de dissipation	Bajoyer	Etanchéité des fondations	
Béton	Forte (> 1m)	Faible (<20m)	Indispensable	Indispensable	Indispensable	Ouvrage onéreux permet la dissipation brutale de l'énergie, importance des encrages
Gabion						Ouvrage flexible a bon pouvoir de drainage. Coût d'achat faible mais main d'œuvre importante pour la mise en place Cisaillage du grillage pour les forts débits de charriage
Paroi aval verticale	Faible (< 1m)		Indispensable	Souhaitable		
A gradin	Faible		Eventuel	Souhaitable		
Parement aval incliné	Forte jusqu'à 15 m		Souhaitable	Souhaitable	Eventuelle	
Enrochements						
Chute	Faible (< 2 m)	Forte (> 15 m)	Radier	Eventuel	Non	
Rampe	Faible (< 2 m)		Non	Eventuel	Non	

Quel que soit le type de seuil, il faut veiller à **dissiper au maximum l'énergie**. Si la nature du matériau constituant le seuil est de rugosité faible (seuils en béton) ou si le fond du lit est très affouillable (sable...), la dissipation d'énergie doit se faire dans un ouvrage spécial créé à cet effet. L'importance de la dissipation d'énergie est illustrée par le comportement de seuils anciens pour lesquels l'affouillement en pied est la cause principale de rupture.

Il est également recommandé, dans le cas de berges érodables, de prévoir des **bajoyers** se prolongeant suffisamment loin en aval pour éviter le sapement des berges et le contournement de l'ouvrage. Ils sont d'autant plus indispensables que le seuil est lisse.

Les **dispositifs d'étanchéité** (para fouille, béton, palplanches...) visant à réduire les sous-pressions ne sont à envisager que pour des matériaux peu perméables (béton notamment).

4. Classification des déversoirs (CETMEF, 2005)

Il existe d'autre classification selon la forme et la disposition du seuil ans le cours d'eau, cette description est faite pour permettre le choix de la formule de calcul du débit qui transite au dessus du déversoir (figures 2.7 – 8 – 9 – 10 – 11 - 12).

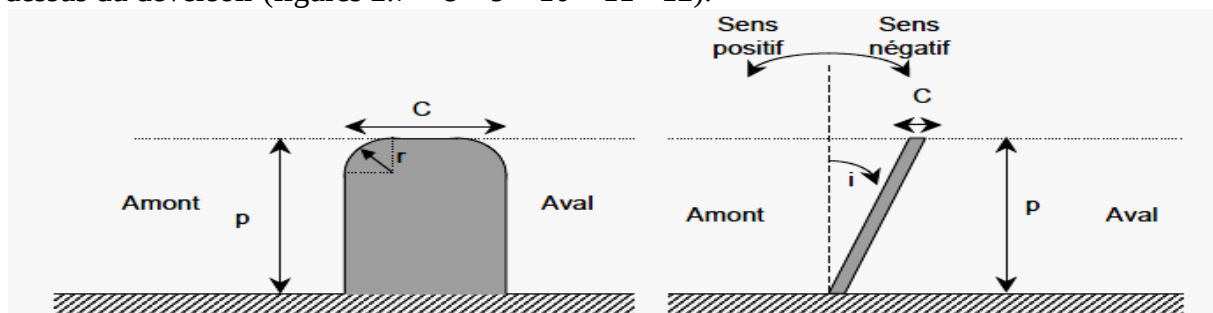


Figure 2.7. Coupe longitudinale de deux types d'ouvrages : à crête épaisse et a crête mince inclinée.

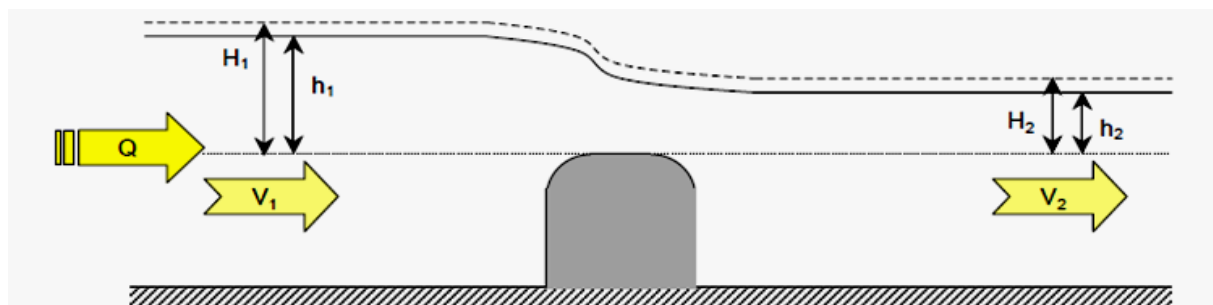


Figure 2.8. Coupe longitudinale d'un déversoir à crête épaisse avec caractérisation de l'écoulement.

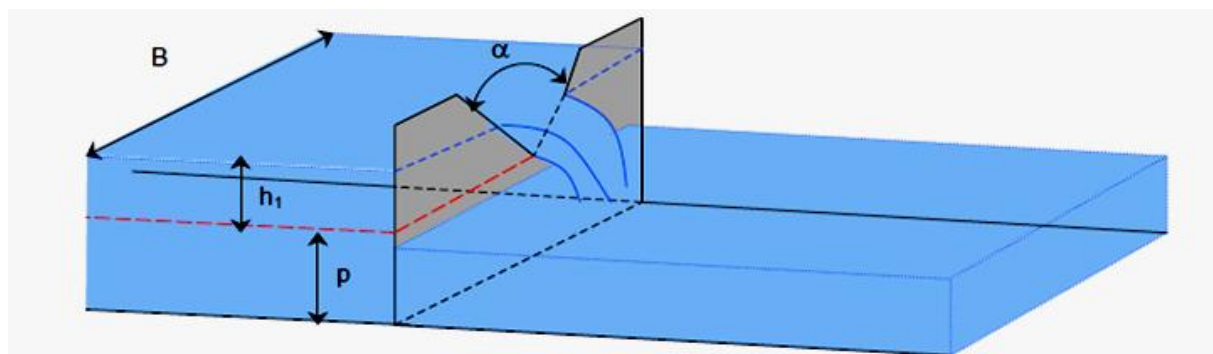


Figure 2.9. Vue en perspective d'un déversoir triangulaire à crête mince avec contraction latérale.

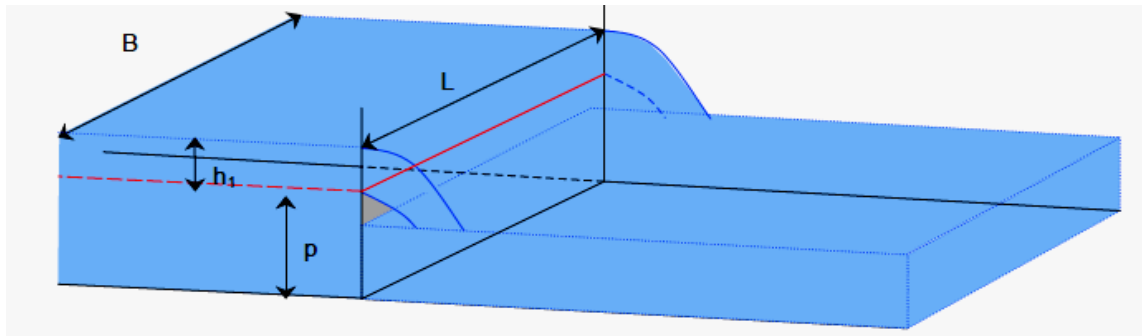


Figure 2.10. Vue en perspective d'un déversoir rectangulaire sans contraction latérale.

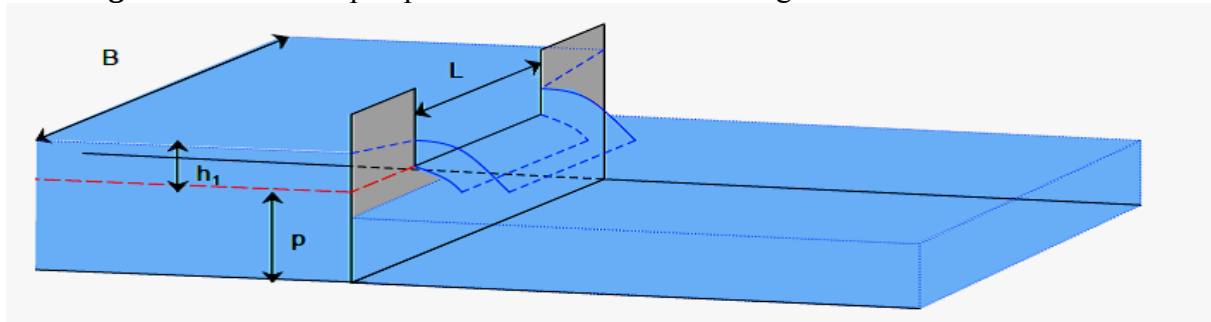


Figure 2.11. Vue en perspective d'un déversoir rectangulaire avec contraction latérale.

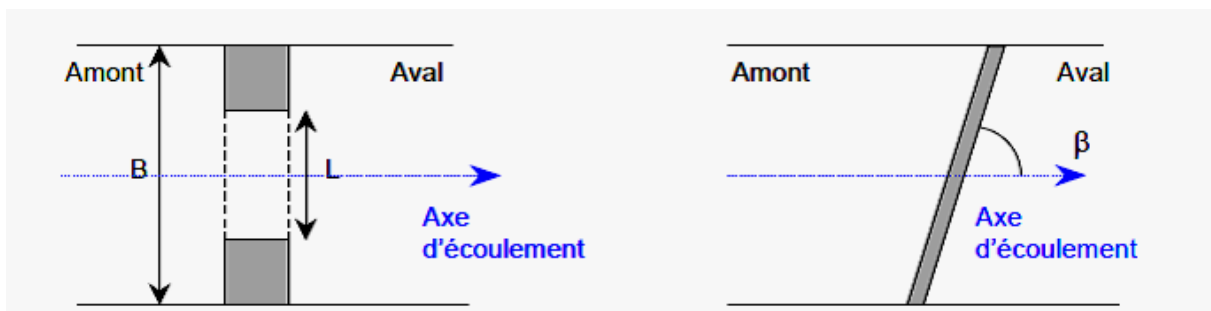


Figure 2.12. Vue en perspective d'un déversoir avec contraction latérale et d'un déversoir oblique.

Chapitre 3.

Écoulement au-dessus d'un déversoir

Introduction

Dans beaucoup de situations, des retenues d'eau (lacs, bassins, barrages) sont bordées par un déversoir, c'est-à-dire une paroi dont le bord supérieur, appelé seuil, est profilé. La question qui est posée ici est de savoir s'il existe un niveau d'eau optimal au-dessus du seuil pour lequel le débit d'écoulement, le déversement, est maximum? La réponse est affirmative, comme on le verra lorsque cette condition est remplie on dit que la section de fluide au droit du seuil est la section critique. On montre alors qu'à débit constant, une section critique entraîne que la charge spécifique (la hauteur piézométrique) est minimale.

Le cas des écoulements en régime non critique est également étudié.

1. Méthode générale de calcul du débit transitant par un seuil

Dans la suite, le régime d'écoulement à l'amont de l'ouvrage est toujours fluvial. Il incombe à l'utilisateur de vérifier cette hypothèse avant tout usage des formules répertoriées (nombre de Froude $Fr < 1$).

Le nombre de Froude est défini par : $Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_h}}$

Avec :

U : vitesse de l'écoulement

La profondeur hydraulique est donnée par : $D_h = S / B$

S, est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal.

B, est la largeur du canal au niveau de la surface libre.

h, hauteur de l'eau dans le canal. h_c critique.

- Ecoulement fluvial : $Fr < 1 \leftrightarrow h > h_c$
- Ecoulement critique : $Fr = 1 \leftrightarrow h = h_c$
- Ecoulement torrentiel : $Fr > 1 \leftrightarrow h < h_c$

Lors de l'étude d'un écoulement au passage d'une singularité, la détermination du débit, de la cote amont ou du coefficient de débit de l'ouvrage obéissent à la méthode de calcul décrite ci-après :

1ère étape : détermination du type de crête :

Définition du type de crête du seuil, si $C < H_1 / 2$, alors le seuil est à crête mince ; si $C > H_1 / 2$, alors le seuil est à crête épaisse.

L'utilisateur choisit une hauteur d'eau hypothétique remplissant l'une des deux conditions définissant le type de crête, en respectant les limites d'application instaurées par les auteurs des formules de calculs du débit.

2ème étape : détermination du type d'écoulement noyé ou dénoyé :

Régimes d'écoulement (noyer ou non), selon le type de crête défini lors de la première étape.

3ème étape : choix et utilisation de la formule de débit adéquate :

A un type de crête du déversoir et un régime d'écoulement, correspond un certain nombre de formules permettant de calculer le débit transitant au-dessus du seuil.

Il existe un organigramme des déversoirs à crête mince et un organigramme des déversoirs à crête épaisse de forme rectangulaire ou triangulaire, qui facilite le choix de la formule.

Remarque : la formule choisie permet de déduire par itérations successives la hauteur d'eau amont h_1 et donc la charge amont H_1 par l'égalité $H_1 = h_1 + Q^2 / (2gS^2)$.

4ème étape : vérification des hypothèses de calcul :

En première étape, dans la recherche de la hauteur d'eau amont h_1 , l'utilisateur a choisi une hauteur d'eau amont hypothétique dont découle ensuite tout le calcul.

Il reste donc, à la fin du calcul de la hauteur d'eau amont et de la charge amont, à vérifier que H_1 remplit les conditions du type de crête et du type d'écoulement.

Si les deux conditions sont vérifiées :

Le calcul est terminé et la cote amont est ainsi déterminée.

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée :

Il faut recommencer le calcul avec une hauteur d'eau amont correspondant à l'autre hypothèse de type de crête et recalculer ainsi une nouvelle hauteur d'eau et une nouvelle charge amont qu'il faudra à nouveau vérifier.

N.B : Les hypothèses de calcul ne doivent être vérifiées que lorsque c'est la hauteur d'eau à l'amont d'un déversoir qui est recherchée, connaissant le débit, la hauteur d'eau aval, ainsi que les caractéristiques géométriques du seuil. Cependant, cette vérification est vraiment essentielle du fait de l'importance de l'hypothèse posée sur la hauteur d'eau amont.

Par contre, si l'on connaît la hauteur d'eau amont et que l'on veut déterminer le débit déversé, les conditions sur le type de crête du seuil et sur le type d'écoulement ne soulèvent pas de problème de calcul, sauf en dehors des limites d'application des formules (type de crête du seuil, formule de débit, formule du coefficient de débit, etc...)

2. Rappel de quelques notions hydrauliques**a) Notion de débit**

$Q = V.S$, le débit est fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement et de la section mouillée

b) Notion de charge hydraulique : $H = z + P/\rho g + V^2/2g$

La charge hydraulique sur une verticale de l'écoulement est fonction de la cote sur cette verticale, de la pression P à la surface de l'écoulement et de la vitesse V moyenne sur la section.

Cette relation est connue sous le nom d'équation de Bernoulli. A la surface libre, la pression, égale à la pression atmosphérique, est constante et négligeable.

La charge hydraulique s'exprime donc : $H = z + V^2/2g$

3. Particularités du seuil à crête épaisse

Le seuil épais est caractérisé suivant la plage de valeurs de h_1/C , il est aussi caractérisé par le fait que la nappe inférieure de l'écoulement adhère à la crête du seuil. En effet, plus cette crête est faible, plus le seuil se comporte comme un seuil à crête mince. Trois types de seuils épais peuvent être distingués (Figure 3.1).

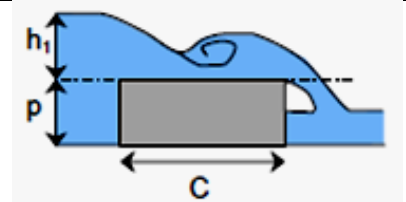
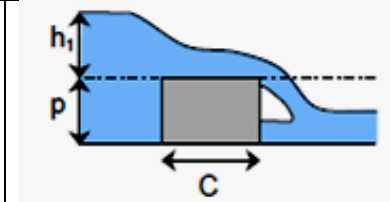
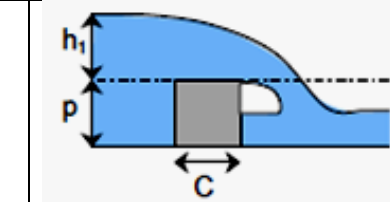
		
$h_1/C < 0,1$ Seuil à crête épaisse et longue un ressaut se crée au-dessus du déversoir.	$0,1 < h_1/C < 0,4$ Seuil à crête épaisse. La nappe s'abaisse jusqu'à obtenir un parallélisme avec la crête du déversoir et passe par une hauteur critique, notée h_c .	$0,4 < h_1/C < 1,5$ Seuil à crête « pas très épaisse » La nappe s'incline de l'amont vers sur toute l'épaisseur du déversoir. L'écoulement passe par une hauteur critique difficilement identifiable.

Figure 3.1. Quelques seuils épais avec caractéristiques suivant la plage de valeurs de h_1/C .

D'après Muralidhar et Woodbum cité par William Mahonri Lee dans son ouvrage « Calibration of Long Cersted Weir Discharge Coefficient », Mai 1993. (CETMEF, 2005)

4. Calcul du débit de déversoir :

De façon générale, les modèles les plus utilisés permettant de calculer ou d'estimer le débit à partir de la hauteur d'eau se mettent sous la forme générale suivante (GRAIE, 2010) :

Pour les seuils rectangulaires

$$Q = C_d L \sqrt{2g} y^{\frac{3}{2}}$$

Pour les seuils triangulaires

$$Q = C_d \frac{8}{15} \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} y^{\frac{5}{2}}$$

L : la largeur du seuil rectangulaire

Y : l'épaisseur de la lame d'eau au-dessus du seuil (H_1 , h_1)

α : L'angle d'échancrure (en radian).

C_d : (μ) le coefficient de débit (déversoir) à caler et vérifier ;

- Dans le cas du déversoir rectangulaire à mince paroi sans contraction latérale (formule de Kindsvater-Carter): $C_d = 0.602 + 0.075 h/p$,
- Le coefficient de débit maximal pour un déversoir à crête épaisse est de 0,385 ;
- (Table de Bazin) de 0.33 à 0.5 en fonction du matériau et/ou de la forme du déversoir ;
- Expression du coefficient de débit d'après Bazin pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale :

$$\mu = \left(0.405 + \frac{0.003}{h_1} \right) \left[1 + 0.55 \left(\frac{h_1}{h_1 + p} \right)^2 \right]$$

Limites d'application :
 $0,08 \text{ m} < h_1 < 0,70 \text{ m}$
 $0,2 \text{ m} < p < 2 \text{ m}$
 $L > 4 h_1$

Limites d'application :

$0,08 \text{ m} < h_1 < 0,70 \text{ m}$

$0,2 \text{ m} < p < 2 \text{ m}$

$L > 4 h_1$

5. Formule de débit : formule de REHBOCK

En 1929, Rehbock présente une formule simplifiée de l'expression du débit incluant le coefficient de débit.

Formule générale de débit d'après Rehbock pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale : ($h_e = h_1$)

$$Q = \mu C_v L (h_e)^{3/2} \sqrt{2g}$$

avec
 $h_e = h + 0,0011$

Expression du coefficient de débit d'après Rehbock pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale : ($h_e = h_1$)

$$\mu = 0,4023 + 0,0542 \frac{h_e}{p}$$

Tableau 3.1. Valeurs du coefficient de débit d'après Rehbock (CETMEF, 2005)

p (en m) \ h_1 (en m)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0
0.02	0.451	0.448	0.446	0.445	0.444	0.444	0.443	0.443	0.443
0.04	0.443	0.432	0.428	0.427	0.425	0.424	0.423	0.422	0.422
0.06	0.447	0.430	0.426	0.423	0.420	0.419	0.418	0.417	0.416
0.08	0.455	0.433	0.426	0.423	0.422	0.417	0.416	0.414	0.413
0.10	0.464	0.437	0.428	0.424	0.419	0.417	0.416	0.413	0.412
0.12	0.472	0.441	0.430	0.425	0.419	0.417	0.415	0.412	0.411
0.14	0.483	0.445	0.433	0.427	0.420	0.417	0.416	0.413	0.411
0.16	0.493	0.450	0.436	0.429	0.422	0.418	0.416	0.412	0.410
0.18	0.504	0.456	0.440	0.431	0.423	0.419	0.417	0.412	0.410
0.20	0.513	0.460	0.442	0.433	0.425	0.420	0.416	0.412	0.410
0.22		0.466	0.447	0.436	0.426	0.421	0.417	0.412	0.410
0.24		0.470	0.449	0.439	0.427	0.422	0.419	0.413	0.410
0.26		0.475	0.452	0.439	0.429	0.423	0.420	0.413	0.410
0.28		0.481	0.456	0.443	0.431	0.425	0.421	0.414	0.411
0.30		0.486	0.459	0.446	0.432	0.426	0.422	0.414	0.411
0.32			0.462	0.448	0.434	0.427	0.422	0.414	0.411
0.34			0.466	0.451	0.435	0.428	0.423	0.414	0.411
0.36			0.467	0.453	0.437	0.429	0.424	0.415	0.412
0.38			0.473	0.456	0.439	0.430	0.425	0.415	0.412
0.40			0.476	0.458	0.441	0.432	0.426	0.416	0.412
0.45				0.464	0.445	0.435	0.429	0.417	0.413
0.50				0.471	0.449	0.438	0.431	0.418	0.414
0.55					0.454	0.442	0.434	0.419	0.414
0.60					0.458	0.444	0.436	0.420	0.415
0.65					0.462	0.447	0.439	0.421	0.415
0.70					0.466	0.451	0.442	0.423	0.417
0.75						0.454	0.444	0.424	0.417
0.80						0.457	0.448	0.425	0.418

6. Calcul du débit à partir de la hauteur d'eau

6.1. Mesurage de débit

D'une ou deux mesures de hauteur d'eau, à savoir (Tableau 3.2):

- Utilisation d'un seuil avec une courbe d'étalonnage et calage d'un coefficient – M1
- Une relation de Manning-Strickler – M2
- Mesure de la hauteur couplée à un capteur vitesse fixé de manière temporaire – M3
- Modèles numériques en utilisant un couplage hydrologie-hydraulique – M4 ou à partir d'une modélisation Barré de Saint Venant (BSV) – M5.

6.2. Critères de choix

De façon générale, les modèles les plus utilisés permettant de calculer ou d'estimer le débit à partir de la hauteur d'eau se mettent sous la forme :

Pour le seuil rectangulaire ;
$$Q = C_d L \sqrt{2g} y^{\frac{3}{2}}$$

Pour les seuils triangulaires.
$$Q = C_d \frac{8}{15} \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2g} y^{\frac{5}{2}}$$

Pour les seuils triangulaires.

C , L , y , d , et α représentent respectivement le coefficient de débit à caler et vérifier, la largeur du seuil rectangulaire, l'épaisseur de la lame d'eau au-dessus du seuil et l'angle d'échancrure (en radian).

Sur le même principe, on peut calculer le débit en mesurant une hauteur dans un canal Venturi ou dans l'orifice de sortie des postes de relèvement.

Tableau 3.2. Calcul du débit à partir de la hauteur d'eau (GRAIE, 2010)

Méthodes	Avantages	Inconvénients
M1- Seuil et Courbe d'étalonnage	- Utilisation d'une seule mesure de hauteur (réduction des coûts)	- Résultats erronés si présence de dépôt au pied du seuil - Coefficient sensible - étalonnage difficile
M2- Manning-Strickler $Q = K_s A \sqrt{I} R_h^{\frac{2}{3}}$ où : K_s représente le coefficient de rugosité à caler et vérifier, A la section mouillée, I la pente du canal et R_h le rayon hydraulique.	- Modèle simple à mettre en œuvre	- Résultats erronés si le régime d'écoulement est trop variable - Coefficient de rugosité variable en fonction de la hauteur d'eau
M3- Couple Hauteur/Vitesse	- Besoin de mesure de vitesse temporaire	- Relation variable selon les nombreuses conditions hydrauliques
M4 et M5- Couplage hydrologie/hydraulique et Couplage hauteurs/BSV	- Pas besoin de mesure de vitesse - Vérification de l'emplacement du capteur de hauteur	- Outil de modélisation avec des données de pluie ou 2 hauteurs distante d'au moins 20 mètres.

7. Équation générale des déversoirs (Elie, 2014)

7.1. Section critique d'un déversoir

Une retenue d'eau (lac, bassin, barrages) est bordée par un déversoir, c'est-à-dire une paroi dont le bord supérieur, appelé seuil, présente un profil (figure 3.2).

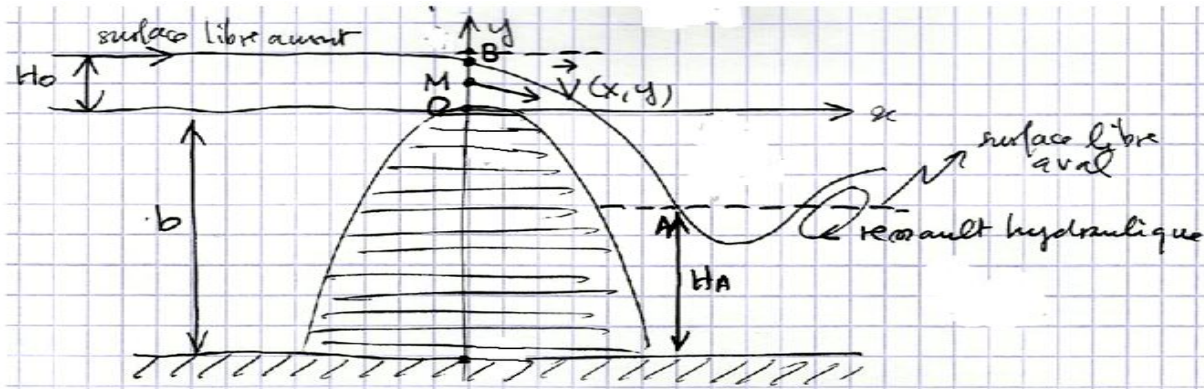


Figure 3.2. Éléments d'un écoulement au-dessus du seuil d'un déversoir.

L'origine O étant prise au sommet du seuil, l'axe que ça fait plus des abscisses Ox est l'horizontale passant par O. La surface libre de la retenue, loin en amont du seuil, est à la cote H_0 , par rapport à Ox. La hauteur de la paroi par rapport au fond (supposé plat) est b.

L'écoulement, dans une section droite du seuil, est supposé bidimensionnel: la vitesse en un point

$$\vec{V}(M) = V_x(x, y)\vec{e}_x + V_y(x, y)\vec{e}_y$$

$M(x, y)$ est à deux composantes:

L'eau qui franchit le seuil s'écoule dans une étendue d'eau en aval dont la surface libre est à la cote par rapport au fond. Ce niveau H_A peut être variable. L'expérience montre que si H_A diminue lentement le débit augmente puis se stabilise à une valeur maximale Q_0 indépendante du niveau aval (donc de H_A). A ce moment-là la cote de la surface libre B au-dessus de la crête du seuil O est égale à une valeur y_c : le régime est **critique** au sens où il correspond au minimum de la charge spécifique H_s .

La charge spécifique H_s peut être introduite grâce au théorème de Bernoulli, si l'on considère que les forces de viscosité sont négligeables (fluide parfait). Au niveau du seuil, l'écoulement est assimilé à un écoulement à section lentement variable. Avec les notations de la figure 2, et ne considérant plus que le module $V(x, y)$ de la vitesse V le long d'une ligne de courant, on a:

- Conservation du débit volumique entre la section (1) et la section (2): $Q = S_1 V_1 = S_2 V_2$ (1)

- Théorème de Bernoulli le long d'une même ligne de courant entre les sections (1) et (2), y_1 et y_2 étant les attitudes par rapport à Ox: ce qui s'écrit encore:

$$\frac{P_2^*}{\rho g} + \frac{Q^2}{2gS_2^2} = \frac{P_1^*}{\rho g} + \frac{Q^2}{2gS_1^2} \quad (2)$$

Où l'on introduit la **charge piézométrique**: $P^* = P + \rho g y$

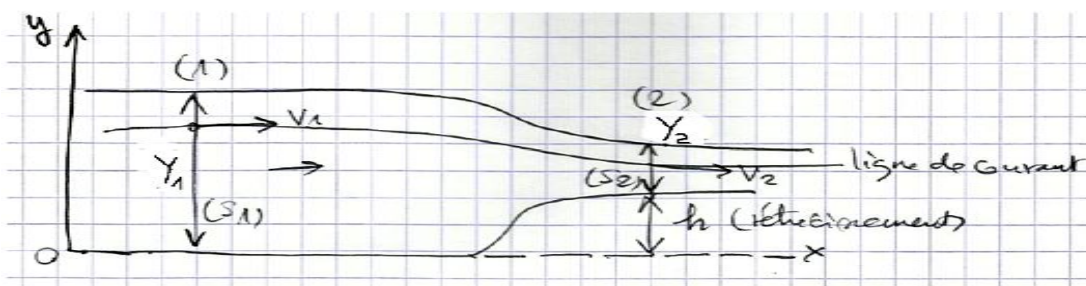


Figure 3.3. Section lentement variable.

A la surface libre (Figure 3.3), la profondeur est respectivement pour les sections (1) et (2); Y_1 et Y_2 . La cote de la ligne de courant, y , est donc en ces points : $y_1 = Y_1$ et $y_2 = Y_2 + h$, h étant la hauteur de la marche au niveau du rétrécissement. Par ailleurs, à la surface libre, la pression P_1 et P_2 est la même et est égale à la pression atmosphérique. (2) devient alors:

$$\rho g y_2 + \frac{1}{2} \rho V_2^2 = \rho g y_1 + \frac{1}{2} \rho V_1^2$$

$$\text{Soit: } \rho g (Y_2 + h) + \frac{1}{2} \rho V_2^2 = \rho g Y_1 + \frac{1}{2} \rho V_1^2$$

Si, en outre, la largeur de l'écoulement est constante, l , les sections en (1) et (2) ont pour surfaces:

$$S_1 = Y_1 l \text{ et } S_2 = Y_2 l$$

(1) s'écrit alors encore: $Q = l Y_1 V_1 = l Y_2 V_2$

Les quantités $Y_1 V_1$ et $Y_2 V_2$ sont donc constantes et égales à: $q = (Q/l) = Y_1 V_1 = Y_2 V_2$

Soit $V_1 = q / Y_1$ et $V_2 = q / Y_2$ que l'on remplace dans la relation de Bernoulli à la surface libre, ce qui donne: $Y_1 + (q^2 / 2g Y_1^2) = h + Y_2 + (q^2 / 2g Y_2^2)$ (3)

On appelle alors **charge spécifique** la quantité:

$$H_s = Y + (V^2 / 2g) = Y + (q^2 / 2g Y^2) \quad (4)$$

et la relation (3) exprime la conservation de la charge spécifique le long de la veine:

$$H_s = H_{s2} + h \quad (5)$$

La résolution de (5) n'est possible que pour certaines valeurs du tirant d'eau Y . La courbe de (4) (figure 3.4), $H_s = f(Y)$, montre que H_s passe par une valeur minimale Y_c du tirant d'eau appelée **profondeur critique**, et qui est telle que: $dH_s / dY = 0 \Rightarrow q^2 / g Y_c^3 = 1$ (6)

Pour cette profondeur critique, la vitesse d'écoulement $V = q / Y_c$ prend la valeur critique:

$$V_c = \sqrt{g Y_c}$$

et la charge spécifique critique est

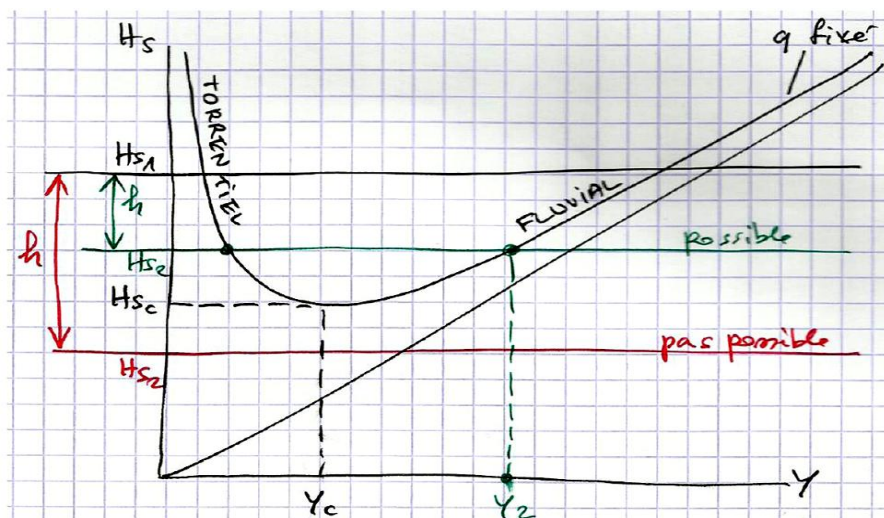
$$H_{sc} = H_s(Y_c) = Y_c + \frac{q^2}{2g Y_c^2} = (Y_c^3 + \frac{q^2}{2g}) \frac{1}{Y_c^2} = \left(\frac{q^2}{g} + \frac{q^2}{2g} \right) \frac{1}{Y_c^2} = \frac{3}{2} \frac{q^2}{g Y_c^2} = \frac{3}{2} \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} = \frac{3}{2} Y_c$$

$$\text{Ainsi : } H_{sc} = 3/2 Y_c \quad (6 \text{ bis})$$

Si H_s est fixée (on connaît par exemple le débit et le tirant d'eau en amont), le calcul de Y_2 dans (5) n'est alors possible que si $H_{s1} - h \geq H_{sc}$ (7)

et il y a deux racines. Pour $Y < Y_c$, $dH_s / dY < 0$, donc $V > \sqrt{g Y}$: le régime est **torrentiel** ;

pour $Y > Y_c$, $dH_s / dY > 0$, donc: $V < \sqrt{g Y}$: le régime est fluvial.

**Figure 3.4.** Profondeur critique et charge spécifique.

On peut maintenant montrer pourquoi au seuil du déversoir (figure 3.1) le régime est critique lorsque le débit atteint son maximum. Cette fois ci la charge spécifique H_s est constante: $H_s = H_0$

$$H_s = Y + \frac{q^2}{2gY^2} = H_0 = y + \frac{q^2}{2gy^2} \rightarrow q = y\sqrt{2g(H_0 - y)} \quad (8)$$

et (4) relie q à $Y = y$ (au seuil):

La courbe de $q = q(y)$ a l'allure de la figure 3.5 :

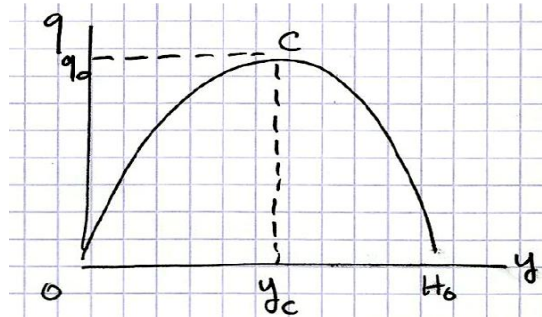


Figure 3.5. Débit linéique q en fonction du tirant d'eau y au seuil du déversoir

$q(y)$ est maximal pour $dq/dy = 0$, soit en $y_0 = 2/3 H_0$. D'après (6bis) on voit donc que ce maximum est atteint pour y_c : $y_0 = y_c$ (au seuil), ou y_c est donnée par (6).

D'après (6) ou (8), le maximum de débit est : $q_0 = \sqrt{g Y_c^3} \quad (9)$.

On conclut alors que:

- D'après (9) : à charge constante, une section critique permet d'écouler un débit maximum.

- D'après (6bis): à débit constant, une section critique correspond à une charge septique minimale.

En aval du déversoir (figure 3.1) la ligne de courant qui passe à la surface au niveau du seuil (point B), où la vitesse d'écoulement est V , passe aussi par un point A à la côte H_A située à la surface libre de l'eau en aval. Appliquons le théorème de Bernoulli pour cette ligne de courant

joignant B et A: $\rho g(y+b) + \frac{1}{2}\rho V^2 = \rho g H_A + \frac{1}{2}\rho V_A^2$

b étant la hauteur du déversoir par rapport au fond. Le débit linéique se conserve (on rappelle que la largeur l du canal est constante), donc :

$$q = \frac{Q}{l} = yV = H_A V_A$$

d'où:

$$y+b + \frac{q^2}{2gy^2} = H_A + \frac{q^2}{2gH_A^2}$$

Le niveau de la surface libre, du côté aval, H_A , étant supposé uniforme (en tous cas suffisamment loin du contrebas du déversoir où peut se produire un ressaut hydraulique où le niveau est variable), il ne dépend pas de x , en revanche, au seuil, la ligne de courant présente un profil $y = y(x)$ car la vitesse V n'y est pas horizontale. La quantité ci-dessus est donc indépendante de x , sa dérivée par rapport à x est donc nulle:

$$\frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{q^2}{gy^3} \right) = 0$$

ce qui donne $y^3 = g/q^2$ qui définit la section critique y_c donnée en (6).

Conclusion: l'écoulement critique ne dépend pas de l'écoulement en aval du déversoir, ce que confirme l'expérience.

7.2. Débit d'un déversoir en régime non critique

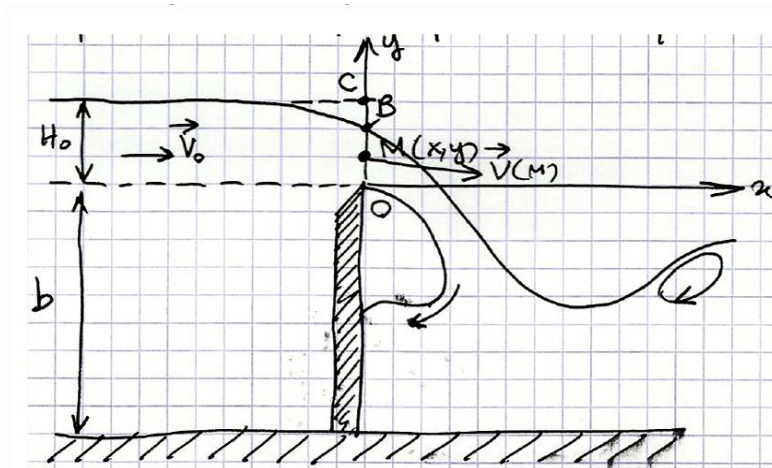


Figure 3.6. Déversoir à paroi mince

Le déversoir est ici une paroi mince dont le bord supérieur est biseauté en arête vive: on est dans la configuration de Bazin.

On va calculer le débit volumique Q au niveau du seuil, c'est-à-dire à travers la section délimitée par l'arête O et la surface libre de l'écoulement à la verticale B de la paroi (figure 3.6), pour un régime quelconque, non critique.

Hypothèses adoptées au niveau de la section du seuil OB :

- Les lignes de courant sont horizontales et la pression statique est constante: en tout point $M(x,y)$ de cette section on a $P(M) = P_0$. C'est évidemment faux, en toute rigueur, car les lignes de courant s'incurvent au niveau du seuil.
- Le fluide est considéré comme parfait (pas de forces de frottement).

-Loin en amont du seuil, le niveau de l'eau dans la retenue est horizontal et la vitesse d'écoulement V_0 y est constante.

Appliquons le théorème de Bernoulli entre un point situé en amont du seuil et un point $M(x,y)$ situé dans la section du seuil délimitée par O et B et appartenant à la même ligne de courant:

$$P_0 + \frac{1}{2} \rho V_0^2 = P_0 - \rho g y + \frac{1}{2} \rho V^2(y) \rightarrow V(y) = \sqrt{2g \left(\frac{V_0^2}{2g} + y \right)}$$

Comme le point $M(x,y)$ parcourt la section du seuil de O à B , le débit à travers une section élémentaire $dS = l dy$ au niveau du seuil est: $dQ = l V(y) dy$

où l est la largeur (constante) du déversoir. Si la veine d'eau, au niveau du seuil, était une marche OC (figure 3.6), le débit se calculerait entre $y = 0$ et $y = H_0$. En réalité, l'existence d'un profil de la surface libre au-dessus du seuil fait que cette surface libre est en B , située en-dessous de C . Le débit à travers OC surévalue donc le débit correspondant au profil. Le débit à travers OC vaut:

$$Q_{OC} = l \int_{y=0}^{y=H_0} V(y) dy = \frac{2}{3} l \sqrt{2g} \left[\left(\frac{V_0^2}{2g} + H_0 \right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

Le débit à travers OB , Q_{OB} , est donc une correction de Q_{OC} , puisque le profil $y(x)$ au seuil n'est pas aisé à connaître analytiquement: $Q = Q_{OB} = Q_{OC}$

où C est le facteur de correction. On a l'habitude de poser: $m = C \frac{2}{3} \sqrt{2g}$ (10)
et le débit « réel » au seuil s'exprime par:

$$Q = m l \left[\left(\frac{V_0^2}{2g} + H_0 \right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

En général, $V_0^2 / 2g \ll H_0$, et l'expression simplifiée usuelle de Q est:

$$Q(H_0) \approx m l H_0 \sqrt{2gH_0} \quad (11)$$

L'expérience montre que le coefficient m dépend de H_0 et de la hauteur b du déversoir, selon les formules empiriques suivantes (H_0 et b exprimées en mètres):

- **Formule de Bazin:** pour $0,1 \text{ m} < H_0 < 0,6 \text{ m}$, et $0,2 \text{ m} < b < 2 \text{ m}$:

$$m = \left(0,405 + \frac{0,003}{H_0} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H_0}{H_0 + b} \right)^2 \right] \quad (12)$$

- **Formule de Rehbock:** pour $0,025 \text{ m} < H_0 < 0,8 \text{ m}$, et $b > 0,3 \text{ m}$, et $H_0/b \ll 1$:

$$m = 0,410 \left(1 + \frac{1}{1000 H_0 + 1,6} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H_0}{H_0 + b} \right)^2 \right] \quad (13)$$

En pratique, l'estimation rapide du débit utilise la formule approchée:

$$Q \approx 0,84 l \sqrt{H_0^3} \quad (14)$$

Il est donc intéressant de constater que la simple mesure de la largeur l du déversoir et de la charge H_0 très en amont de lui, permet une estimation du débit au niveau du seuil.

7.3. Débit d'un Déversoir triangulaire (figure 3.7). (Laveuf ,....)

Formule de Kindsvater - Shen

$$Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h_e^{5/2}, \quad \text{ou :}$$

Q : débit (m³/s).

C_e : coefficient de débit (nombre sans dimension),

α : angle formé par les parois de l'échancrure en radian,

g : accélération de la pesanteur (m/s²),

h_c : hauteur de lame fictive (m) = h + K_h

h : hauteur mesurée (m).

- K_h : coefficient expérimental proposé dans la norme

Avec les limitations d'ordre pratique suivantes :

$h \geq 0,06 \text{ m}$,

$p > 0,10 \text{ m}$ (p = hauteur de pelle, c'est la hauteur entre le lit du canal, ici le radier du collecteur, et le point le plus bas de la crête du déversoir mesurée en amont de celui-ci).

Formule de Gourley

$$Q = 1,32 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} h^{2,47}; \quad \text{avec : } Q \text{ (m}^3/\text{s) et } h \text{ (m)}$$

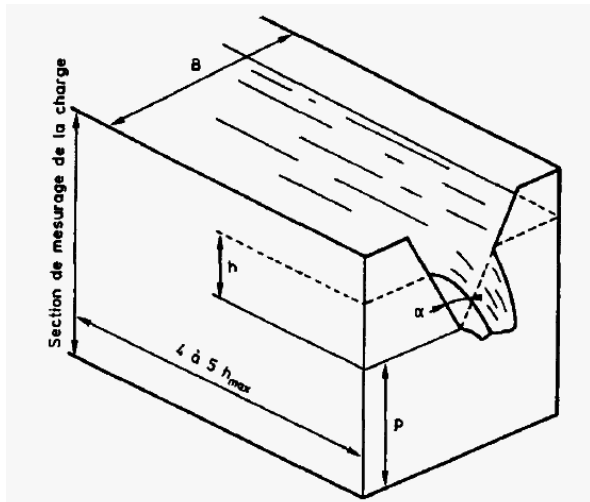


Figure 3.7. Déversoir triangulaire (ENGEES, 2006)

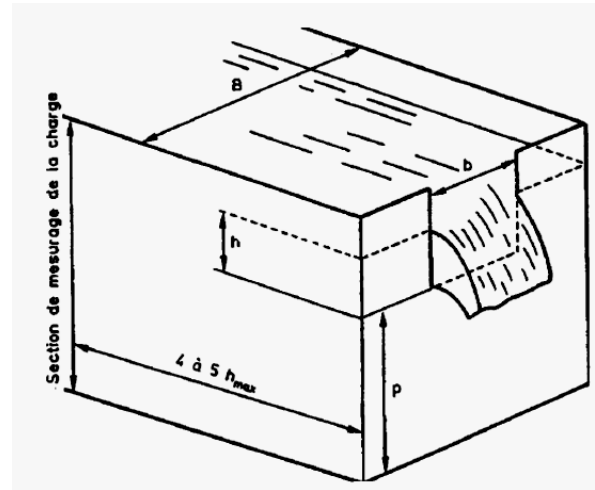


Figure 3.8. Déversoir rectangulaire (ENGEES, 2006)

7.4. Déversoir rectangulaire (figure 3.8). (ENGEES, 2006).

Formule de Kindsvater – Carter

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{3/2}$$

où :

Q : débit (m³/s).

C_e : coefficient de débit (nombre sans dimension),

g : accélération de la pesanteur (m/s²),

b_e : largeur fictive de l'échancrure (m) = b + K_b

h_e : hauteur de lame fictive (m) = h + K_h

K_b et K_h : coefficients expérimentaux proposés dans la norme.

Avec les limitations d'ordre pratique suivantes :

$$h \geq 0.03 \text{ m}$$

$$h / p \leq 2.0$$

$$b \geq 0.15 \text{ m}$$

$$p \text{ et } (B - b) / 2 \geq 0.10 \text{ m}$$

Formule de Francis

$$Q = 1,83 (b - 0,2 h) h^{3/2}$$

Avec la limitation d'ordre pratique suivante :

$$C \geq 5 \text{ cm pour } b < 1 \text{ m (figure 3.9).}$$

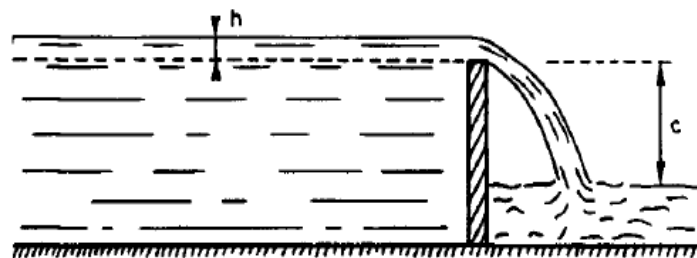


Figure 3.9. Limitation entre le niveau aval et le bord intérieur de l'échancrure.

7.1.1. Description des cas

Le type de seuil est relatif à l'écoulement au droit de l'ouvrage. En effet, plus l'épaisseur de la crête du seuil est négligeable devant la hauteur d'eau amont au-dessus de celui-ci, plus le seuil paraît transparent vis-à-vis de l'écoulement et donc plus la crête du seuil paraît mince.

A l'inverse, plus la ligne d'eau amont se rapproche de la crête du seuil, plus la largeur du seuil paraît grande vis-à-vis de l'épaisseur de la lame d'eau qui y transite et donc plus la crête du seuil paraît épaisse.

Un déversoir en rivière appartient ainsi à l'une des trois catégories suivantes :

- seuil à crête mince
- seuil à crête épaisse
- seuil à crête non définie

Afin de déterminer le type de seuil étudié, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- si $C < H_1 / 2$, alors le seuil est à crête mince
- si $C > 2H_1 / 3$, alors le seuil est à crête épaisse.

7.1.2. Incertitude sur le type de crête du seuil

Lorsque l'épaisseur de la crête du seuil vérifie : $H_1 / 2 < C < 2H_1 / 3$, le type de crête du seuil peut être épais ou mince, voire non défini.

Ainsi, si la hauteur d'eau amont et les vitesses sont connues et que la crête du seuil ne vérifie pas les conditions de validité des formulations ci-dessus, le type de crête du seuil n'est alors pas défini par les conditions hydrauliques et ses caractéristiques géométriques. Par exemple, pour un barrage-déversoir à poutrelles, les deux modes d'écoulement (noyé et dénoyé) peuvent se produire et on prend la formule correspondant au mode d'écoulement constaté.

Par ailleurs, certaines singularités hydrauliques, comme les barrages, réagissent différemment dans le temps et peuvent changer de type de crête en fonction de l'écoulement. En effet, les barrages de régulation gardent une cote amont quasi constante (tant que les conditions le permettent), mais la hauteur (ou pelle) ou la bouchure du barrage sont modifiées au cours du temps puisque la régulation se fait en abaissant ou en relevant la partie mobile. Par conséquent, un barrage peut passer d'un écoulement de type «seuil mince» à un écoulement de type «seuil épais».

Remarque: La continuité des lois lors de la transition d'un seuil épais à un seuil mince n'est pas assurée, dans la mesure où l'écoulement n'est défini par aucune formule sur cet intervalle d'incertitude.

7.2. Régimes d'écoulement

L'écoulement réagit de manière différente suivant le type de crête de l'ouvrage défini dans l'étape précédente. Pour une singularité à crête mince, l'écoulement peut être de trois types, tandis que pour une singularité à crête épaisse, l'écoulement ne peut être que de deux types (tableau 3.3).

Tableau 3.3. Régime d'écoulement suivant le type de crête du déversoir

Déversoir à crête mince	Déversoir à crête épaisse
• écoulement noyé • écoulement noyé en dessous • écoulement dénoyé	• écoulement noyé • écoulement dénoyé

Un écoulement est dit « dénoyé » lorsque le niveau d'eau amont est indépendant du niveau d'eau aval. L'écoulement est fluvial à l'amont du seuil, passe en régime torrentiel au droit de l'ouvrage et se raccorde à l'écoulement fluvial en aval soit par un ressaut en dissipant l'énergie par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface, soit en chute libre.

Un écoulement est dit « noyé en dessous » exclusivement dans le cas de seuils à crête mince, lorsque la cote d'eau aval est inférieure à la cote de crête du seuil et que la hauteur d'eau amont (par rapport au seuil) est supérieure à la hauteur d'eau aval (par rapport au seuil).

Un écoulement est dit « noyé » lorsque le niveau d'eau aval influence le niveau d'eau amont. A débit constant, l'écoulement reste fluvial d'amont en aval, même au passage du seuil. Il se produit une surélévation en amont du seuil au-dessus de la hauteur normale (exhaussement), puis une accélération au droit du seuil, traduit par un abaissement de la ligne d'eau (Tableau 3.4.).

Remarque: La différence entre un écoulement noyé et un écoulement dénoyé se traduit par le passage de l'écoulement par une hauteur critique en un point de la ligne d'eau ou sur une certaine distance.

Tableau 3.4. Répertoire des critères de détermination du type d'écoulement pour les deux types de seuil (seuil épais et seuil mince) (Élie, 2014):

Déversoir	Écoulement noyé	Écoulement dénoyé	Écoulement noyé en dessous
à crête épaisse	$\frac{h_2}{h_1} > \varphi$ avec $\varphi \in \left[\frac{2}{3}; 0,82\right]$ avec $Z_2 > Z_{\text{seuil}}$	$Z_2 < Z_{\text{seuil}}$ ou $\frac{h_2}{h_1} < \varphi$ avec $\varphi \in \left[\frac{2}{3}; 0,82\right]$ avec $Z_2 > Z_{\text{seuil}}$	
à crête mince	$Z_2 > Z_{\text{seuil}}$	$Z_2 < Z_{\text{seuil}}$ et $h_1 < h_2$	$Z_2 < Z_{\text{seuil}}$ et $h_1 > h_2$

7.2.1.1. Formule préconisée : KINDSVATER et CARTER

La littérature recense diverses formules pour déterminer l'expression du débit déverse par un déversoir à crête mince rectangulaire sans contraction latérale.

Nous préconisons la formule établie par Kindsvater et Carter en 1957, par ailleurs retenue en priorité par l'Association Française de Normalisation (normes AFNOR).

a. Formule générale de débit

$$Q = \mu C_v L (h_e)^{3/2} \sqrt{2g}$$

Avec :

he la hauteur d'eau effective telle que :

he = h1 + Kh = h1 + 0.001 (Kh ~ 1 mm)

Formule 8 : expression du débit d'après Kindsvater et Carter pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

b. Expression du coefficient de débit

$$\mu = \frac{2}{3} \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{p} \right)$$

Limites d'application :

h1 > 0,03 m

p > 0,10 m

h1/p < 2

Formule 9 : expression du coefficient de débit pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

7.2.1.2. Autre formule de débit : formule de POLENI

a. Formule générale de débit

$$Q = \mu C_v L (h_1)^{3/2} \sqrt{2g}$$

Formule 10: Expression du débit d'après Poleni pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale.

Ce coefficient a été déterminé dans des conditions particulières afin d'obtenir un écoulement aussi calme que possible à rapproche du déversoir. Dans les conditions décrites ci-dessous, les lignes de

courant sont parallèles aux berges du cours d'eau et les vitesses sont faibles, ce qui permet de remplacer la charge par la hauteur. Le déversoir est dit « déversoir de Bazin ». Les conditions pour lesquelles le coefficient de débit sera fiable sont les suivantes :

1. le déversoir doit être vertical de longueur égale à la largeur du canal rectangulaire de pente de l'ordre de un pour mille aux parois verticales sur une grande longueur à l'amont (afin d'obtenir une répartition uniforme des vitesses) ;
2. l'aération doit être complète afin d'obtenir une nappe libre à l'aval du déversoir ;
3. la mesure de la hauteur d'eau amont doit être faite à une distance supérieure à 5 fois la hauteur d'eau maximale en amont du déversoir ou même à 10 fois cette hauteur.

Remarque: Le déversoir de Bazin est caractérisé par un canal amont de grande longueur sans dispositif de régularisation des vitesses. Dans ces conditions, la formule donne des résultats exacts à 1 ou 2 % près sur le débit.

NB ' la formule du coefficient de débit apparaît sans limite d'application sur L dans un article extrait de La Houille Blanche n°5 année 1969 (« Quelques nouveautés sur les déversoirs pour la mesure des débits » par L. Castex), a contrario de la formule qui a été choisie, extraite des ouvrages « Hydraulique générale et appliquée » de A. Lencastre et « Hydraulique générale et appliquée » de M. Carlier.

7.2.1.3. Expression du coefficient de débit d'après la S.I.A (Société suisse des Ingénieurs et Architectes)

A l'inverse de la formule précédente, cette formule est applicable à un déversoir ayant un canal d'amenée de faible longueur, de faible pente et disposant d'un système de régularisation des vitesses. Il faut ainsi contrôler les vitesses à l'amont du déversoir et, s'il y a lieu, d'employer des dispositifs de régularisation afin d'obtenir une répartition régulière et symétrique des lignes de courant. Ce coefficient n'est valide qu'à condition que l'écoulement à l'approche du déversoir soit aussi calme que possible. Le déversoir est alors dit « déversoir de Rehbock ».

$$\mu = 0,41 \left(1 + \frac{1}{1000h_1 + 1,6} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{h_1}{h_1 + p} \right)^2 \right]$$

Limites d'application : $0,025 \text{ m} < h_1 < 0,8 \text{ m}$ et $p > 0,3 \text{ m}$ et $h_1 \leq p$

Remarque: Ackers, dans « Weirs and flumes for flow measurement » rajoute une limite sur la largeur $b > 0,3 \text{ m}$.

Formule 12 : expression du coefficient de débit d'après la S.I.A pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

7.2.1.4. Expression du coefficient de débit d'après Rehbock

$$\mu = \frac{2}{3} \left(0,605 + \frac{1}{1050h_1 - 3} + 0,08 \frac{h_1}{p} \right)$$

cf. abaque dans le Tableau 3 page suivante

Limite d'application :

$h_1 > 0,05 \text{ m}$ (d'après Carlier et Lancaster)

D'après Schlag et Miller: $h_1/p < 1,0$; $0,03 \text{ m} < h_1 < 0,75 \text{ m}$; $L > 0,30 \text{ m}$

$p > 0,10 \text{ m}$ pour Schlag et $0,3 \text{ m}$ pour Miller

Formule 13 : expression du coefficient de débit d'après Rehbock pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale.

Remarque : Les formules de Rehbock et de la S.I.A donnent des valeurs quasiment confondues.

7.2.1.4. 1. Autre formule de débit : formule de REHBOCK

En 1929, Rehbock présente une formule simplifiée de l'expression du débit incluant le coefficient de débit

Formule générale de débit

$$Q = \mu C_v L (h_e)^{3/2} \sqrt{2g} ; \text{ avec : } h_e = h + 0.0011$$

Formule 14 : expression du débit d'après Rehbock pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

Expression du coefficient de débit d'après Rehbock

$$\mu = 0.4023 + 0.0542 h_e / p$$

Formule 15 : expression du coefficient de débit d'après Rehbock pour un déversoir rectangulaire sans contraction latérale

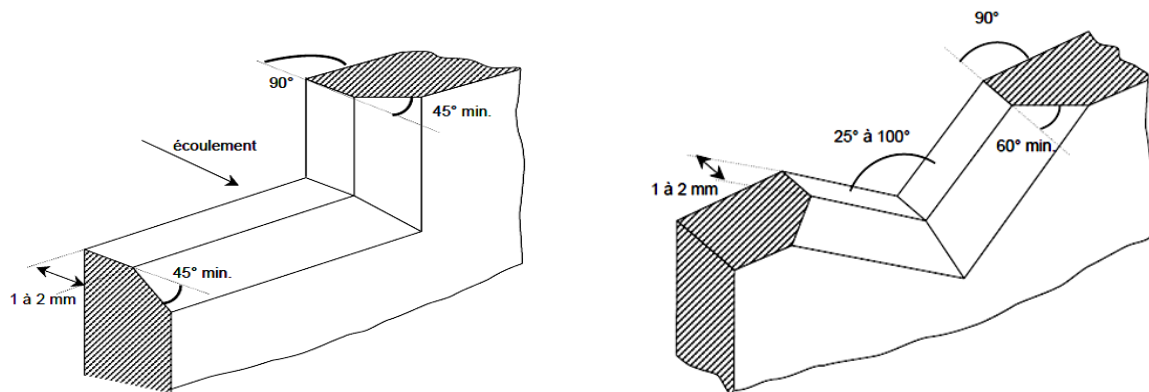


Figure 3.10. Forme de la crête du déversoir mince rectangulaire avec contraction latérale (a gauche) et d'un déversoir à échancrure triangulaire (a droite). (CETMEF, 2005)

7.3. Déversoir trapézoïdal

7.3.1. Description du cas d'un déversoir trapézoïdal

Si l'échancrure du déversoir a la forme d'un trapèze isocèle évasé vers le haut, le débit s'écoulant au travers de cette section trapézoïdale peut être déterminé par une formule ne dépendant pas du coefficient de débit. Cependant, le type de déversoir le plus couramment utilisé (avec une forme trapézoïdale) est celui de Cipolletti (Figure 3.11.) (Cas particulier : $\tan \alpha = 3/4$, déversoir de Cipolletti).

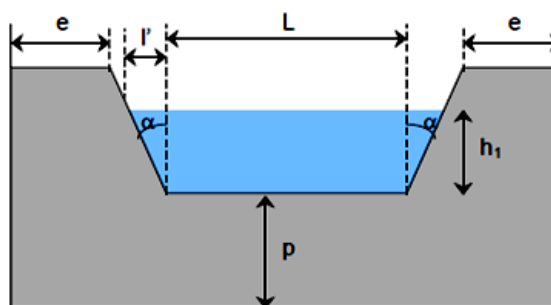


Figure 3.11. Coupe transversale d'un déversoir trapézoïdal (ENGEES, 2006).

7.3.2. Formule de GOURLEY et GRIMP

Pour une valeur quelconque de l'angle α d'inclinaison des joues du déversoir sur la verticale :

Formule générale de débit d'un déversoir trapézoïdal

$$Q = 1.32 h l 2.47 \operatorname{tg} \alpha + 1.69 L 1.02 h l 1.47$$

avec

L : la largeur de la petite base du trapèze

α : l'angle entre la verticale et le côté du trapèze

Formule 27 : expression du débit d'après Gourley et Grimp pour un déversoir trapézoïdal isocèle.

Remarque : Cette formulation ne fait pas intervenir de coefficient d'écoulement.

7.3.3. Déversoir à crête mince en écoulement noyé, pour $h_2/h_1 < 0.9$

S'il y a une influence du niveau d'eau aval sur le niveau d'eau amont, le déversoir est dit «noyé». La ligne d'eau ne passe plus par une hauteur critique (section de contrôle). Il y a accélération des vitesses juste à l'aval du déversoir puis l'écoulement retrouve son état fluvial. Cette influence provoque une diminution du débit transitant par l'ouvrage, du fait du ralentissement provoqué par la masse d'eau aval plus importante.

A. formule générale de débit

$$Q = \mu_1 C_v L (h_1)^{3/2} \sqrt{2g}$$

avec : $\mu_1 = K \mu$

μ : coefficient de débit pour un déversoir dénoyé de même type.

K : coefficient fonction du rapport h_2 / h_1

Formule 41 : expression du débit pour un déversoir à crête mince en écoulement noyé.

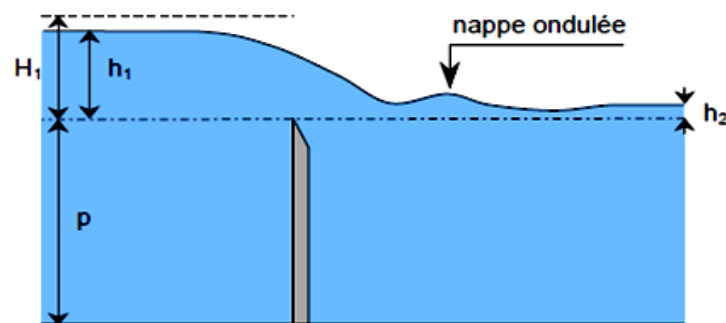


Figure 3.12. Coupe longitudinale d'un déversoir à crête mince en écoulement noyé (ENGEES, 2006).

B. Expression du coefficient de noyage d'après Brater et King (1976)

$$K = \frac{Q_{\text{NOYE}}}{Q_{\text{DENOYE}}} = \left[1 - \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{1.5} \right]^{0.385}$$

Formule 42 : expression du coefficient K pour un déversoir en écoulement noyé ($Z_2 > Z_{\text{seuil}}$). D'après Brater et King

C. Expression du coefficient de noyage d'après Carlier

$$K = 1.05 \left(1 + \frac{h_2}{5p} \right) \sqrt[3]{1 - \frac{h_2}{h_1}}$$

Limites d'application : $0.25 < h_1 - h_2 < 0.75 p$

Formule 43 : expression du coefficient K pour un déversoir en écoulement noyé ($Z_2 > Z_{\text{seuil}}$). D'après Carlier.

Chapitre 4.

Objectifs et impacts des aménagements hydrauliques

Introduction

La nécessité de limiter les dommages à la nature se traduit depuis des années par des lois visant à atténuer les impacts des projets d'aménagement. Pour ce faire, des « études d'impact environnemental » sont devenues obligatoires préalablement à la réalisation de travaux, d'aménagements ou d'ouvrages qui, par l'importance de leurs dimensions ou leurs incidences sur le milieu naturel, pourraient porter atteinte à ce dernier.

Dans cet esprit, les procédures de décision publique doivent désormais permettre de « privilégier les solutions respectueuses de l'environnement, en apportant la preuve qu'une décision alternative plus favorable à l'environnement est impossible à coût raisonnable ». L'approbation ou l'autorisation d'un projet ne peut donc intervenir que si **aucune autre alternative réalisable moins pénalisante pour l'environnement n'est possible au regard des enjeux en présence**. Compte tenu des connaissances scientifiques et techniques déjà acquises, il est désormais admis que « tout n'est pas compensable ». **Les atteintes aux enjeux environnementaux majeurs doivent donc être, en priorité, évitées.**

Par ailleurs, il faut établir un **cadre pour la protection** des eaux intérieures de surface, des eaux de transition, des eaux côtières et des eaux souterraines, qui :

a) prévienne toute dégradation supplémentaire, **préserve** et **améliore** l'état des **écosystèmes aquatiques** ainsi que, en ce qui concerne leurs besoins en eau, des **écosystèmes terrestres et des zones humides qui en dépendent** directement ;

b) promeuve une **utilisation durable** de l'eau, fondée sur la **protection à long terme** des ressources en eau disponibles.

Les objectifs requis pour les eaux de surface portent sur l'atteinte du bon état des masses d'eau, consistant en un bon (ou très bon) état écologique et un bon état chimique ainsi que sur la non-dégradation de l'état des eaux. S'agissant des eaux de surface, cela correspond à l'expression de **la qualité de la structure et du fonctionnement des écosystèmes aquatiques associés aux eaux de surface**. L'appréciation de l'état d'une masse d'eau et de sa non dégradation passe donc par une analyse de l'impact sur les différents éléments de qualité susceptibles d'être modifiés par la construction d'un nouvel aménagement.

Les barrages et les seuils en rivières sont des infrastructures qui, par construction, **modifient les flux liquides, les flux solides, les flux de matières et d'organismes** et le régime thermique des cours d'eau sur lesquels ils sont implantés. Il s'en suit des transformations des fonctions générales de ces cours d'eau ayant de nombreux liens avec les services écosystémiques qu'ils assurent (régulation des flux sédimentaires, hydriques, organiques, régulation thermique, dépollution, biodiversité, équilibres dynamiques des zones aval fluviales et côtières...).

Ces transformations peuvent générer des altérations dont l'intensité est fonction de l'intensité de **distorsion des cycles** hydro-sédimentaires et thermiques, de l'**effet barrière** vis-à-vis des différents habitats nécessaires à l'accomplissement des cycles vitaux des organismes aquatiques, mais est aussi reliée à la nature et à la taille des ouvrages (hauteur du barrage, configuration de la retenue, des prises d'eau et de restitution, des modalités d'exploitation) ainsi qu'à leur localisation au sein du le réseau hydrographique et à leur nombre cumulé sur les cours d'eau.

Les études d'impact de ces ouvrages doivent par conséquent tenir compte de ces éléments, les apprécier compartiment par compartiment, puis dans leur ensemble. Il est de plus nécessaire de les accompagner d'une évaluation dans un cadre spatial large, d'une part à l'échelle du site d'implantation en liaison avec les aménagements voisins et la région, d'autre part à l'échelle du bassin jusqu'à l'exutoire vers la façade maritime, de façon à bien maîtriser l'ensemble de la chaîne de causalité et les impacts distants éventuels, ceci afin de s'assurer que les impacts pris en compte ne se limitent pas aux seuls impacts directs et indirects dus au projet mais intègrent également l'évaluation des effets cumulés. La zone considérée pour l'évaluation de ces effets doit être celle concernée par les enjeux environnementaux liés au projet. Par ailleurs, l'état initial réalisé par le maître d'ouvrage sur le site qui sera impacté doit permettre de tenir compte des impacts cumulés issus de projets antérieurs, quel que soit leur maître d'ouvrage.

De façon plus prospective et plus large, s'en suit une discussion sur diverses autres facettes qu'il serait nécessaire de prendre en compte dans un raisonnement d'aménagement du territoire, en particulier celles concernant les fortes probabilités de changements, climatiques ou socio-économiques par exemple, à moyen et long terme, qui ne devraient pas être négligées. Une étude d'impact moderne devrait être en mesure de gérer cette information complexe, en s'appuyant si besoin sur de la cartographie et de la modélisation.

1. Les fonctions principales des seuils en rivière

Une voie d'eau est à l'origine de multiples usages qui reposent souvent sur le fonctionnement naturel du cours d'eau ou sur ses fonctions établies par le passé, quelques fois déclinantes ou disparues.

L'étape essentielle dans la réflexion préalable à la construction, la réparation ou la suppression d'un ouvrage est de correctement inventorier les **usages actuels et leur évolution respectives**, et de les analyser pour apprécier leur compatibilité avec les objectifs du projet. Le projet de barrage influera sur chacun de ceux-ci, de sorte qu'une concertation préalable avec tout ou partir de ces usagers est indispensable pour en définir la pertinence.

Après avoir établi les **priorités fonctionnelles du projet**, il convient de fixer des options possibles sur les écoulements naturels de la rivière, sur la modification du paysage et sur l'environnement. Ainsi faut-il particulièrement considérer plusieurs contraintes, notamment :

- En période de crue : ne pas augmenter les conditions d'inondation, voire si possible les réduire dans les zones devant être protégées ;
- En période d'étiage : assurer la sauvegarde des prises d'eau existantes ;
- Vis-à-vis de la nappe alluviale : en maîtriser les évolutions de niveau ; un relèvement ou un abaissement du niveau de l'eau entraîne généralement une modification plus ou moins importante du niveau de la nappe, pouvant se faire sentir parfois à plusieurs km du lit mineur de la rivière ;
- Contraintes paysagères : veiller au bon aspect des berges après modification de la ligne d'eau, par l'intégration et le traitement esthétique et paysager des ouvrages de protection éventuels ;
- Milieu vivant : assurer la circulation des poissons pendant les périodes de reproduction. De même, des débits minimaux doivent être garantis pour la faune et la flore aquatiques ;

- Autres activités : maintenir les activités situées à l'aval (pêche à la ligne, canoë-kayak...) sur lesquelles des modifications plus ou moins importantes du niveau d'eau directement à l'amont ou à l'aval du seuil peuvent avoir de l'importance.

2. Les objectifs

Les grands aménagements hydrauliques visent à répondre à une série d'objectifs d'anticipation et de gestion durable.

- Poursuivre un aménagement, maîtrisé des territoires (enjeux de développements urbains, ruraux, agricoles, industriels, touristiques et environnementaux) ;
- Contribuer à la protection de l'environnement et à l'amélioration du cadre de vie (incendies de forêts, réduction des prélèvements dans des ressources locales fragiles, dessertes de nouvelles zones de développement, valorisation énergétique des canaux, etc.) ;
- Développer, renforcer, sécuriser les infrastructures de transport d'eau par des équipements d'interconnexions d'ouvrages (amélioration de la sécurisation de l'alimentation en eau), par de grandes liaisons ou par la diversification et le renforcement des ressources de communes insuffisamment desservies et sécurisées ;
- S'intégrer dans une démarche globale de gestion régionale de la ressource qui permette de mobiliser la ressource au moindre coût environnemental.
- Monter un ou des projets intégrant les conclusions des études antérieures (études hydro morphologiques en particulier) dans le respect des différents usages de l'eau.
- Améliorer les tronçons dégradés (avec des ambitions variables) sur des bases :
 - D'amélioration de l'habitat (méandrage, connectivité)
 - De réduction des réchauffements et de soutien des débits d'étiage
 - D'aménagements des ouvrages infranchissables
 - D'aménagements de sites présentant des caractéristiques particulières en termes de gain habitationnel pour le cours d'eau.
- Ne pas oublier de préserver et mettre en valeur les tronçons à fort potentiel piscicole encore existants.

3. Les impacts d'un ouvrage transversal, barrage ou seuil :

Les différents impacts potentiels de l'implantation d'un barrage peuvent se décomposer entre compartiments abiotiques (débits, sédiments, chimie et thermie) et biotiques (organismes aquatiques) (figure 4.1.a et b) :

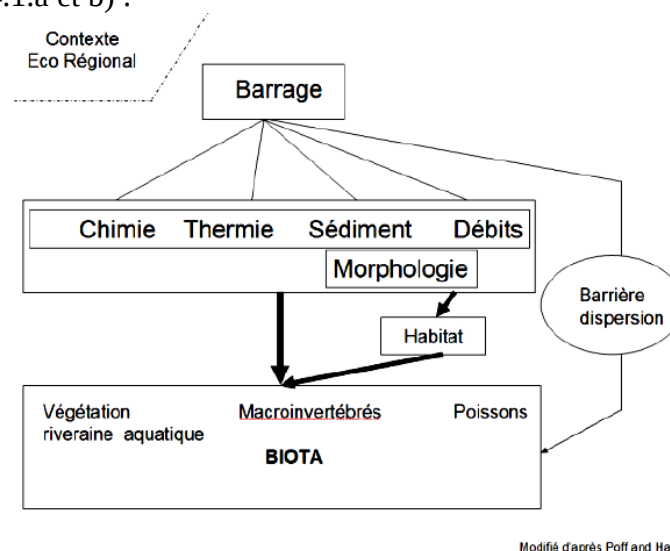


Figure 4.1.a. Principaux compartiments susceptibles d'être influencés (Souchon et Nicolas, 2011).

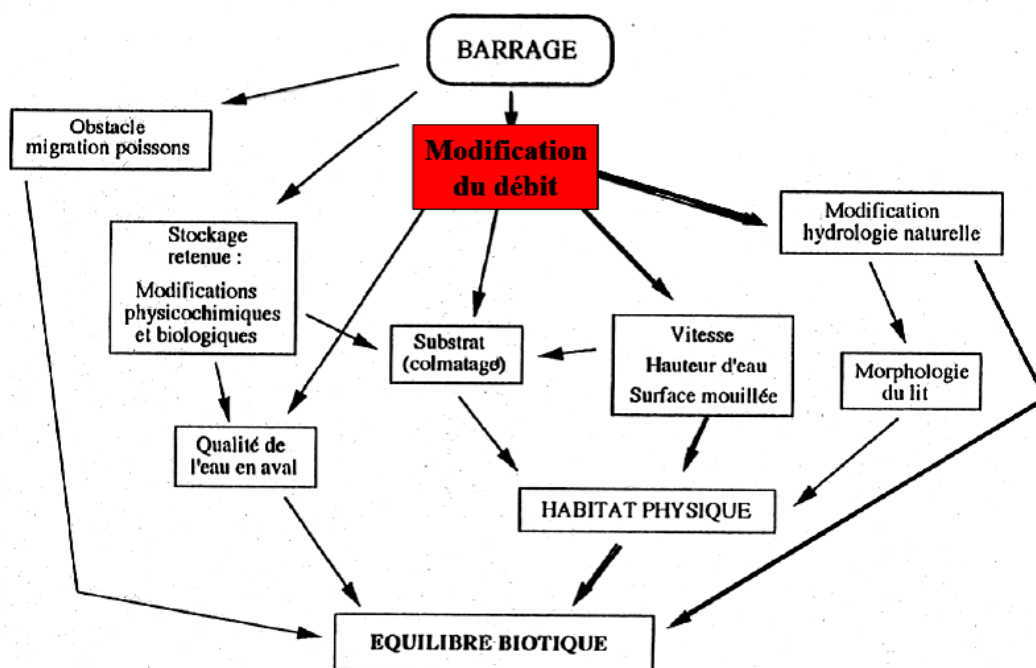


Figure 4.1.b. Effets potentiels plus détaillés des modifications aval de débit (Souchon et Valentin, 2011).

Figure 4.1. Influence des barrages sur les compartiments abiotiques et biotiques des cours d'eau

Par ailleurs, l'influence des barrages ne se limite pas à leur seule emprise sur le lit d'un cours d'eau, mais entraînent des modifications en amont et en aval de l'ouvrage.

Dans ces conditions, il est important de s'intéresser à :

- différents compartiments, biotiques et abiotiques
- différents secteurs (amont, aval)

L'étude d'impact d'un ouvrage doit considérer :

Dès lors, les conséquences dont il faudra apprécier l'impact environnemental concernant :

3.1. L'écêtement des crues hivernales qui jouent un rôle important vis-à-vis de l'hydrogéologie (recharge des nappes), de la géomorphologie (formatage de la matrice de substrat, entretien et recreation des formes, (Malavoi et Bravard, 2010), de la ripisylve (phases d'inondation et d'exondation pour la sélection d'espèces adaptées processus de dénitrification) et des cycles biologiques (ex. phases de migration de reproduction des salmonidés en fin d'automne-hiver : débits d'attrait, auto curage des zones de graviers/frayères, volumes d'habitat),

3.2. L'instauration d'un étiage artificiel en période hivernale, ou son aggravation dans le cas de cours d'eau à régime nival, qui réduit les habitats disponibles, en période critique pour les cycles biologiques de certaines espèces,

3.3. L'instauration d'un débit soutenu en période printanière et estivale, qui peut être en déphasage avec les cycles biologiques des espèces autochtones d'un point de vue thermique ou hydraulique (hauteurs d'eau, vitesses, forces tractrices).

La deuxième variable d'intérêt concerne le **sédiment et sa dynamique d'entraînement**. Le piégeage des matériaux dans la retenue peut conduire à un déficit sédimentaire grossier à l'aval d'un ouvrage et généralement à l'incision du lit mineur, à l'augmentation de la taille du substrat et au phénomène de pavage (élimination des fractions fines et moyennes à force tractrice égale, qui sont bloquées par les ouvrages et n'équilibrent plus le flux continu de matériaux). Dans le même temps, la réduction des débits hivernaux et l'écêtement des petites crues fréquentes concourent à limiter le transport de sédiments fins transférés par le bassin versant aval de l'ouvrage ; ce sédiment fins a tendance à s'accumuler, limitant par là-même la conductivité hydraulique,

l'habitat disponible (dépôts de fines sur et dans la matrice de substrat), la qualité de l'eau ([Waters, 1995](#)).

C'est un phénomène majeur à évaluer dans une étude d'impact : d'abord en raisonnant par analogie avec des situations observables (même région, mêmes ouvrages et modalités de gestion), ensuite en se projetant dans le futur. Une modélisation hydromorphologique aidera à quantifier le phénomène : scénarios de gestion hydrologique croisés avec la morphologie des cours d'eau et la géométrie hydraulique à l'aval des ouvrages, examen des substrats en place, des débits de plein bord par tronçon, des évolutions des forces tractrices, calcul des débits d'entraînement des fines pour en tirer des enseignements pour la gestion future (par ex. fréquence et intensité de crues à maintenir dans le cours d'eau). Ces études doivent être mises en œuvre en ayant à l'esprit de recueillir des variables qui font sens pour l'habitat des organismes aquatiques (faciès et substrats ; largeurs, vitesses, hauteurs en fonction des débits).

3.4. Tourisme et activités sportives

Les rivières sont des lieux d'espaces de loisirs variés comme le tourisme de plaisance, les activités nautiques sur les plans d'eau, les manifestations nautiques ou au bord de l'eau, la mise en valeur du patrimoine naturel et culturel, la promenade, la pêche, la chasse au gibier d'eau....

Cette vocation actuellement en plein essor peut justifier le maintien d'une ligne d'eau ou la création de nouveaux ouvrages dans le but de **maintenir un niveau d'eau minimal** (pêche, sports nautiques, préservation de la beauté d'un site...) ou **un certain débit aval** (pratique de certains sports nautiques). Une passe à canoë-kayaks garantit la possibilité de franchissement de la chute ou permet le cas échéant la valorisation sportive d'un parcours.

3.5. Fonction paysagère

Le maintien d'un plan d'eau existant en milieu urbain ou comme élément d'une composition monumentale ou urbaine peut participer à l'architecture et au paysage.

L'ouvrage et le plan d'eau réalisé avec une vue esthétiquement artistique peuvent constituer un site touristique et attractive, et peut aussi être aussi économiquement rentable.

Chapitre 5.

Le phénomène d'érosion et mécanismes de dégradation des berges

Introduction

En géomorphologie, l'érosion est le processus de dégradation et de transformation du relief qui est causé par tout agent externe. Le phénomène d'érosion est indispensable au bon fonctionnement de la rivière lorsqu'il n'est pas aggravé par le piétinement du bétail ou tout autre facteur extérieur à la dynamique du système.

L'érosion d'un cours d'eau se caractérise par une perte en sol des berges et du lit. Elle modifie la morphologie du cours d'eau et par conséquent sa dynamique hydraulique.

Un problème d'érosion peut survenir lorsque les cours d'eau naturels ou artificiels ne sont pas en mesure de contenir les eaux de ruissellement ou les précipitations estivales

Nous allons nous intéresser à la partie du système fluvial qui enregistre les modifications géométriques d'un cours d'eau, en l'occurrence les berges. En effet, de par sa situation de zone tampon entre le milieu aquatique et le milieu terrestre la berge est soumise à de fortes sollicitations.

Les épisodes de crue engendrent des processus d'érosion qui modèlent les paysages fluviaux et peuvent représenter une menace pour la pérennité des infrastructures riveraines.

Le fonctionnement d'un cours d'eau s'appuie sur un équilibre relatif entre les flux solides et les flux liquides, le déséquilibre d'un de ces paramètres va entraîner un réajustement de la géométrie du cours d'eau. Ces ajustements morphologiques se caractérisent notamment par un enfoncement du lit de la rivière et/ou par le sapement des berges.

Définie comme un écotone, puisqu'elle représente une zone de transition entre le milieu aquatique et le milieu terrestre, la berge est caractérisée par une grande richesse biologique et occupe tout un ensemble de fonctions paysagères et touristiques. Il sera question dans un premier temps d'évoquer les différentes fonctions assurées par la berge tant sur le plan écologique que social. Par la suite, nous tâcherons de présenter le fonctionnement morphologique des cours d'eau et les mécanismes qui conditionnent l'évolution de ces milieux.

1. Les érosions régressive et progressive

Il convient d'insister sur les traits distinctifs des deux mécanismes.

L'érosion régressive est un phénomène rapide : il y a donc urgence à intervenir si un ouvrage est concerné. Par exemple, si un seuil amont est menacé d'effondrement car l'érosion régressive mettra à nu son parafeu aval, une solution praticable en urgence consiste à battre un rideau de palplanches.

Tout au contraire, **l'érosion progressive** peut se prolonger pendant plusieurs années, le temps que la rivière puisse compenser le déficit en matériaux solides en prélevant sur son fond ou ses berges. Les matériaux les plus faciles à prélever au fond sont les plus fins. Le processus d'érosion

progressive présente donc toutes les caractéristiques pour engendrer un pavage du fond. La pente diminue par rapport à la situation antérieure.

La construction d'un seuil constitue la parade pour contrer les conséquences d'une érosion régressive. Il suffit d'un seul ouvrage, placé à l'amont immédiat du secteur responsable. Ce seuil doit être fondé suffisamment profond pour ne pas être déchaussé. Il n'a pas besoin d'être surélevé par rapport aux fonds antérieurs à l'érosion régressive. Il ne doit d'ailleurs pas l'être car sinon il bloquerait le débit solide, au moins temporairement, ce qui entraînerait une érosion progressive.

Mais attention, un seuil ne constitue pas la parade à une érosion progressive, contrairement à ce que pensent certains. En effet, le déficit en matériaux solides reste exactement le même en aval du seuil. Il n'y a pas de véritable remède sauf l'ajout de matériaux dans le lit, ce qui est peu imaginable. Il est cependant possible d'arriver à une solution en contournant le problème. Puisque la rivière a besoin de davantage de matériaux que ce dont elle peut disposer, remplaçons là par une rivière moins gourmande, c'est à dire de plus faible pente. Il s'agit en fait de construire une série de seuils qui atténuent la pente. Si tous les seuils ont la même hauteur, ils peuvent être de plus en plus espacés au fur et à mesure que les affluents apportent une charge solide atténuatrice du déficit relatif. On voit bien qu'une telle solution conduit à un aménagement modifiant considérablement le milieu qui se trouve dégradé et banalisé en termes de diversité. Si l'on refuse cet aménagement lourd, il reste à admettre les conséquences de l'enfoncement aval du lit et à protéger localement les éventuels ouvrages menacés (ponts, seuils, prises ...).

2. Erosion dans les cours d'eau

2.1. Évolution globale, en plan et en profil

Les évolutions latérales et verticales doivent être étudiées globalement car en fait la rivière obéit à une seule logique. Nous pouvons tenter de l'approcher en considérant les variables de contrôle et les variables de réponse.

Les variables de contrôle, principalement le débit et le débit solide, sont imposées au cours d'eau par la géologie et le climat, et peuvent être modifiées par des aménagements. Les variables de réponse sont plutôt des degrés de liberté dont dispose le cours d'eau, mais peuvent aussi être modifiées par des aménagements.

Les dérivations, les barrages, les gravières, le boisement du bassin versant modifient les variables de contrôle (débit et débit solide). Les calibrages, les coupures de méandre, les seuils modifient des variables de réponse (largeur, sinuosité, pente, profondeur). Dans les deux cas, la rivière comme on l'a vu adapte à nouveau ses variables de réponse par exemple en s'enfonçant, ou en changeant sa pente ou même en changeant son style. Elle aboutira à un nouvel équilibre dynamique. Selon l'ampleur et la pérennité du changement imposé, le nouvel état sera proche du précédent, ou bien il sera éloigné, un seuil d'irréversibilité ayant été franchi. Attention, un nouvel état dans lequel la dynamique serait plus faible, pourrait laisser penser qu'un véritable équilibre (au sens statique) est atteint et qu'enfin le cours d'eau a été assagi. Si la dynamique fluviale est plus faible, l'équilibre n'en reste pas moins dynamique et au passage nous aurons perdu en terme de diversité.

Enfin, rappelons le rôle particulier de la pente, paramètre d'ajustement privilégié. Face à des modifications naturelles ou artificielles, la rivière fait en sorte de se doter de la pente nécessaire et suffisante pour transporter le débit solide qui lui parvient.

2.2. Les mécanismes d'érosion des berges

Dans cette partie, il sera question d'expliquer les processus qui interviennent dans l'évolution morphologique des cours d'eau. Après avoir présenté le fonctionnement physique des espaces fluviaux nous verrons les facteurs qui favorisent les processus d'érosion à l'échelle du bassin versant et du chenal.

Nous définirons l'érosion comme étant la déstructuration de surface par arrachement et déplacement des particules d'un sol ou d'une roche sous l'action d'un agent extérieur naturel (eau, air, froid, chaleur, hygrométrie, gel, sécheresse...).

Le tracé en plan et le profil en long d'un cours d'eau sont définis par un jeu complexe de processus-réponses entre deux types de variables que sont les variables de contrôle et les variables de réponse.

Variables de contrôle :

- Majeures : débit liquide et débit solide,
- Secondaires : géométrie de la vallée.

Variables de réponse :

- Pente,
- Largeur,
- Profondeur,
- Granulométrie,
- Sinuosité,
- Vitesse du courant ...

En fonction de l'équilibre entre les variables de contrôle et les variables de réponse, le tracé en plan d'un cours d'eau va évoluer. Une forte charge de fond va favoriser un tracé plutôt rectiligne composé de chenaux multiples. Ce style fluvial appelé tressage tend à disparaître au profit de lits fluviaux méandriformes qui caractérisent des apports sédimentaires faibles et une pente faible.

2.3. Les types et facteurs d'érosion

On peut recenser cinq types d'érosion :

- l'érosion pluviale,
- l'érosion fluviale,
- l'érosion maritime,
- l'érosion éolienne,
- les érosions anthropiques.

Les berges peuvent donc subir jusqu'à cinq types d'érosion, pluviale, fluviale ou maritime, éolienne et anthropique. Bien que chacun de ces types d'érosion puisse exercer des contraintes importantes sur les berges, celles ayant généralement l'action la plus importante restent les érosions fluviale ou maritime.

Les problèmes d'érosion fluviale concernent à la fois, avec des sollicitations sensiblement différentes, les voies navigables et les cours d'eau naturels, ainsi que les plans d'eau.

2.3.1. L'érosion fluviale :

Dans le cas des cours d'eau naturels, l'érosion des berges est due (Figure 4.1) :

- Au courant naturel,
- Aux variations du niveau d'eau (crue-décrue),
- Aux vagues de vent : battance,
- A des interventions humaines (dragage, calibrage, endigage, rescindement de méandre...).

La présence de points singuliers (courbes des rivières, piles et culées de ponts, seuils et barrages, ...) est susceptible d'accentuer ces phénomènes.

Dans le cas des voies navigables, la circulation des bateaux à travers les phénomènes :

- D'abaissement instantané du plan d'eau,
- De création de vagues,
- De création d'un courant de retour, sollicite principalement les berges dans des zones localisées de part et d'autre du plan d'eau.

Dans le cas des cours d'eau navigués, les phénomènes se superposent.

Sur les plans d'eau, qu'il s'agisse de retenues artificielles, de lacs ou d'étangs, l'érosion est essentiellement due :

- Au marnage,
- Aux vagues de vent,
- Au batillage généré par la pratique des sports nautiques motorisés.

Les techniques de lutte contre l'érosion fluviale doivent s'attacher à améliorer ou modifier ces éléments pour limiter l'action de l'eau.

Le choix d'un type de protection de berges est en premier lieu conditionné par la fonction à remplir par le dispositif et l'intensité des sollicitations développées plus avant. On retient habituellement trois principales fonctions :

- Protection contre l'érosion et soutènement,
- Protection contre l'érosion et étanchéité,
- Protection contre l'érosion uniquement.

Pour assurer ces fonctions, il existe une multitude de systèmes à base de géotextiles coco ou jute, de géomats ou géogrilles tridimensionnelles, de bionattes, de rideaux de palplanches, d'enrochements libres ou liaisonnés, de blocs de béton, de matelas de gabions, de systèmes bitumineux, de conteneurs textiles,... remplissant tout ou partie des différentes fonctions.

3. Cycle de l'érosion

La construction d'ouvrages de protection des rives ne doit pas être effectuée de façon systématique. La sélection d'une solution appropriée doit comprendre, d'une part, une analyse coûts/bénéfices permettant d'établir les objectifs précis. S'agit-il de protéger un bien de grande valeur (bâtiment, terre agricole productive), d'améliorer la qualité de l'eau pour plusieurs usages (réseau d'alimentation en eau potable, baignade, pêche), etc.? D'autre part, il importe de bien mesurer les impacts des aménagements sur les portions amont et aval du cours d'eau.

Le cycle de l'érosion (Figure 4.1) passe par plusieurs facteurs, de la pluie à l'érosion, ces facteurs peuvent accentuer ou retarder le phénomène.

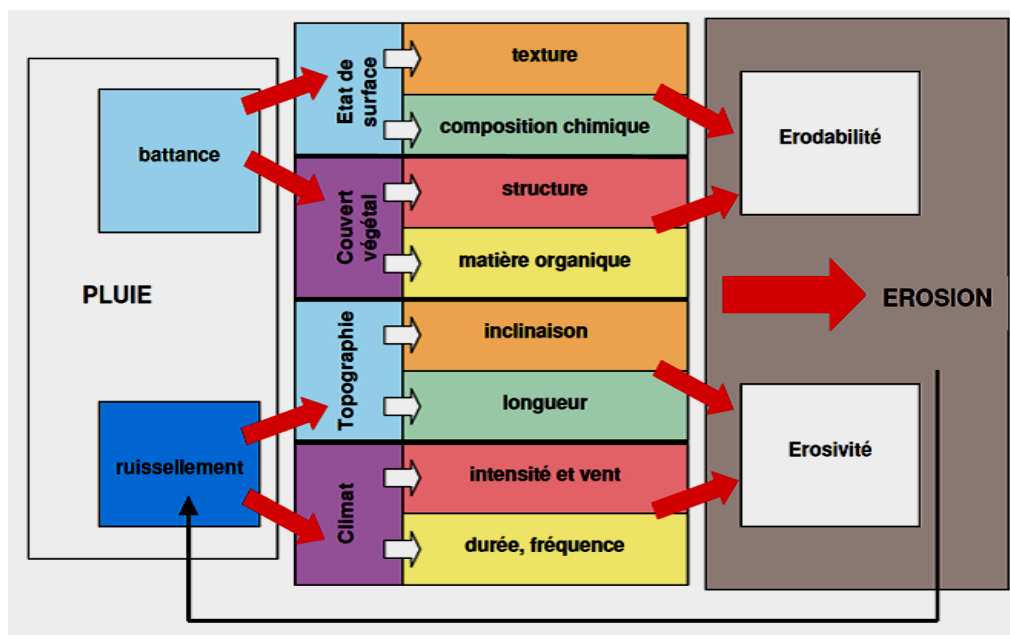


Figure 5.1. Le cycle de l'érosion pluviale (CETMEF, 2005).

4. La susceptibilité à l'érosion

La susceptibilité à l'érosion est une estimation de la capacité de chaque sol à résister à l'érosion, basée sur ses caractéristiques physiques (Tableau 5.1). Les sables, loams et autres sols loameux tendent à s'éroder moins que les limons, sables très fins et certains sols argileux.

Le travail du sol et les façons culturales qui tendent à abaisser la teneur du sol en matière organique, à dégrader la structure du sol et à le compacter, contribuent à augmenter la susceptibilité du sol à l'érosion.

Une couche de sol compactée peut aussi réduire l'infiltration et augmenter le ruissellement.

La réduction de l'infiltration peut aussi être causée par la formation d'une croûte qui tend à sceller la surface.

L'érosion antérieure a aussi un effet sur la susceptibilité à l'érosion, et cela pour plusieurs raisons.

Le sol exposé sur des sites érodés tend à être plus facilement dégradé que le sol original, à cause de sa structure détériorée et de sa teneur en matière organique réduite.

Le sous-sol, ayant une fertilité amoindrie, est souvent la cause de rendements inférieurs donc d'un couvert végétal moins dense, ce qui conduit à une surface moins bien protégée.

Bien que tout projet d'ingénierie nécessite une étude géotechnique qui définira précisément les caractéristiques du sol, on peut retenir à titre indicatif quelques paramètres généraux (Tableau 5.1).

Tableau 5.1. Paramètres usuels des différents types de sols (CETMEF, 2005).

	Granulométrie	Cohésion	Angle de frottement interne	Module d'Young	Perméabilité	Vitesses critiques d'érosion sur sol humide	
						sol nu	sol engazonné
Argile compacte	$d < 2\mu\text{m}$	15 à 25 kPa	20 à 25°	7 à 18 Mpa	$< 10^{-9}\text{ m/s}$	1.2 m/s	2.5 m/s
Silt	$2\mu\text{m} < d < 0.2\text{mm}$	0	34°	7 à 18 Mpa	$< 10^{-7}\text{ m/s}$	0.6 m/s	1.5 m/s
Sable fin	$0.02\text{mm} < d < 0.2\text{mm}$	0	30 à 40°	7 à 20 Mpa	$\sim 10^{-5}\text{ m/s}$	0.3 m/s	0.3 m/s
Sable grossier	$0.2\text{mm} < d < 2\text{mm}$	0	30 à 38°	10 à 25 Mpa	1.10^{-5} m/s à 1.10^{-4} m/s	0.45 m/s	1.7 m/s
Gravier	$2\text{mm} < d < 20\text{mm}$	0	40°	50 à 100 Mpa	1.10^{-3} m/s à 0.1 m/s	0.7 m/s	-
Cailloux	$20\text{mm} < d < 200\text{mm}$	0	45°	100 à 200 Mpa	1.10^{-2} m/s à 1 m/s	1.2 m/s	-
Enrochements	$200\text{mm} < d$	0	$> 45^\circ$	100 à 200 Mpa	$> 0.1\text{ m/s}$	$> 1.2\text{ m/s}$	-

5. Mécanismes

Tout ce qui modifie la direction de l'eau et augmente sa vitesse peut créer des foyers d'érosion. Ainsi, les obstacles dans le cours d'eau, le rétrécissement de la section du cours d'eau, les sorties de drain mal installées, la force centrifuge sur la rive extérieure d'une courbe et la pente forte du cours d'eau sont autant de facteurs qui peuvent contribuer à changer la direction de l'eau ou à augmenter sa vitesse. De plus, les surfaces de sol à nu résistent moins bien à l'action érosive de l'eau que les surfaces recouvertes de végétation.

L'érosion peut survenir au niveau des berges, mais également dans le lit du cours d'eau; on parle alors de régression de fond. La régression du fond abaisse l'élévation du lit, accentue l'angle du talus et affaiblit sa base. En sol cohésif, elle engendre presque systématiquement un glissement de talus (Figure 5.2).

5.1. Diagnostic

Un examen attentif de la berge permet d'observer les éléments suivants :

- Pertes de végétation, sol à nu sur la berge.
- Absence de sol en pied de berge (le sol érodé est emporté par le cours d'eau).
- Écoulement turbulent ou atteignant une vitesse importante.
- Érosion de la berge extérieure d'une courbe.
- Trace de débordements (chenaux secondaires, ravinement et matériaux déposés hors du lit du cours d'eau).
- Présence d'horizons pulvérulents plus sensibles (sable).
- Présence d'obstacles (branches dans le lit, ...).
- S'enquérir du degré de recul progressif de la berge, année après année.

5.2. Solutions

- Adoucir la pente du talus, selon le type de sol.
- Protéger la berge à l'aide de techniques de génie végétal ou d'empierrement.
- Les techniques de génie végétal présentent l'avantage d'intégrer des arbustes et des plantes buissonnantes qui stabilisent la rive grâce à leur système racinaire et qui se régénèrent s'ils sont endommagés. Ces techniques sont souvent plus coûteuses que l'empierrement. Dans un grand nombre de cas, une protection au pied du talus par un empierrement complétée par la végétalisation du haut de la rive permet de combiner les avantages des deux techniques.
- Dans tous les cas, végétaliser le haut de la berge (arbustes et/ou plantes pérennes).
- Ralentir la vitesse de l'eau par l'installation de seuils dissipateurs d'énergie.
- Dans les courbes :
 - Arrondir la courbe avant d'établir une protection.
 - Aménager des épis en perré ou avec des pieux de saules (d'autres techniques existent aussi) pour faire dévier le courant vers le centre du cours d'eau.

5.3. Processus conduisant à la dégradation des berges

La dégradation des berges se produit généralement selon un processus qui combine à la fois le **pouvoir érosif de l'eau** et l'**effet gravitaire**. Dans certains cas s'ajoute un phénomène plus particulier : **la boullance**.

5.3.1. Le pouvoir érosif de l'eau

Lorsque la vitesse du courant et la turbulence arrivent à vaincre le poids des particules et leur force de cohésion, il y a érosion. De ce fait, les sols cohésifs (comme les sols argileux) résistent mieux à l'érosion que les sols pulvérulents (comme les sols sableux). Il est à noter que la force d'arrachement est plus forte lorsque la direction du courant forme un angle avec la surface du sol. Tout ce qui modifie la direction de l'eau et augmente sa vitesse peut créer des foyers d'érosion. Ainsi, les obstacles dans le cours d'eau, le rétrécissement de la section du cours d'eau, les sorties de drain mal installées, la force centrifuge sur la rive extérieure d'une courbe et la pente forte du cours d'eau sont autant de facteurs qui peuvent contribuer à changer la direction de l'eau ou à augmenter sa vitesse. De plus, les surfaces de sol à nu résistent moins bien à l'action érosive de l'eau que les surfaces recouvertes de végétation.

L'érosion peut survenir au niveau des berges, mais également dans le lit du cours d'eau; on parle alors de *régression de fond*. La régression du fond abaisse l'élévation du lit, accentue l'angle du talus et affaiblit sa base. En sol cohésif, elle engendre presque systématiquement un glissement de talus (Figure 5.8.).

5.3.2. L'effet gravitaire

Le glissement des talus survient lorsque les matériaux composant la berge ne peuvent plus résister aux forces gravitationnelles.

Ce mécanisme survient plutôt dans des sols cohésifs qui sont capables de retenir de **grandes quantités d'eau**, ce qui ajoute du poids à la berge et réduit les forces de cohésion entre les particules (phénomène de lubrification) (figure 5.2.)

Résultat : le talus devient encore plus sensible au décrochement.

Lorsqu'on augmente **la pente ou la hauteur d'un talus**, le poids du sol excède éventuellement les forces de cohésion qui le retiennent, le sommet de la berge se fissure et le sol glisse en plaques.

Dans les sols cohésifs, la surface de rupture présente une forme en arc de cercle caractéristique.

Moins les sols sont cohésifs, plus la surface de rupture est droite.

Les glissements ont généralement lieu après des pluies abondantes ou lors d'une décrue rapide alors que les berges sont saturées. Toutefois, d'autres circonstances favorisent aussi les glissements, comme les cycles de gel et de dégel ou de saturation et d'assèchement dans certains sols, les vibrations causées par le passage de machinerie trop près de la berge, l'ajout d'une charge sur la rive (remblais, arbres de forte taille), l'accumulation d'eau le long de la berge due à une raie de curage faite par un labour, etc.

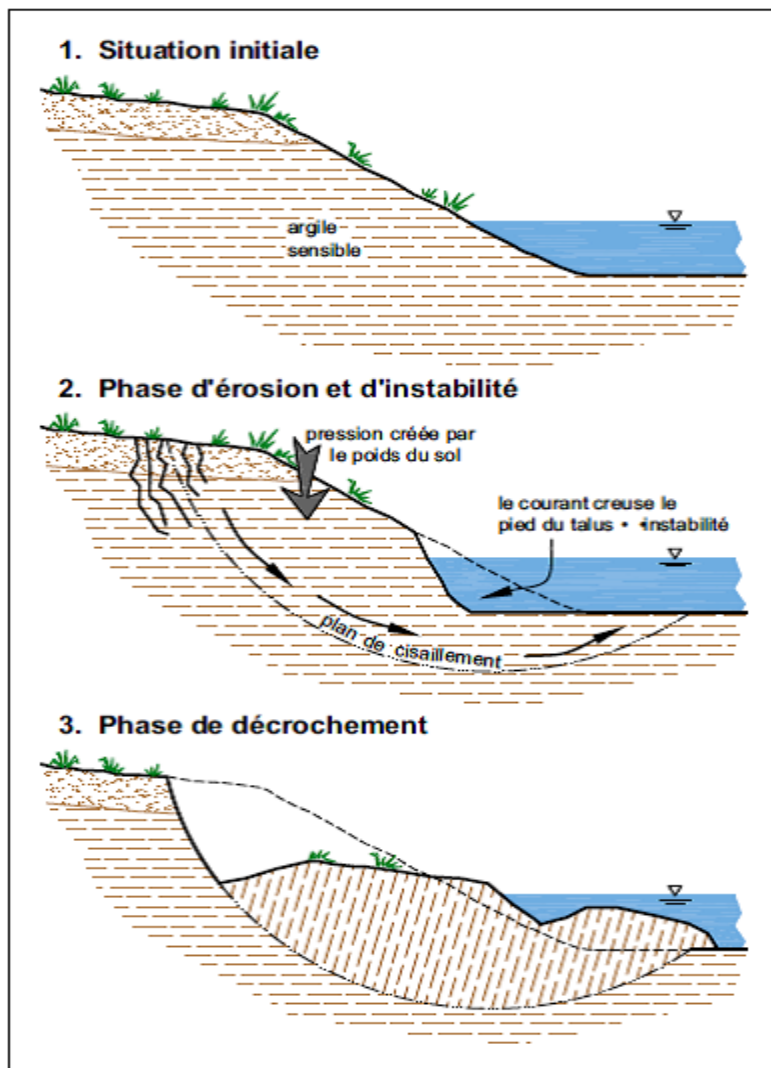


Figure 5.2. Phénomène de rupture de berge en cercle (MAPAQ, 2008)

5.3.2. 1. La bouillance

Le glissement s'observe aussi fréquemment lorsqu'il y a résurgence de la nappe phréatique dans le talus. Les sols stratifiés où un horizon de sol pulvérulent se trouve sur un horizon de sol cohésif sont les plus sensibles à ce type d'érosion. Le phénomène résulte de la pression de la nappe phréatique sur la berge lorsque le niveau de celle-ci est supérieur au niveau de l'eau dans le cours d'eau. Ce phénomène se nomme « bouillance ».

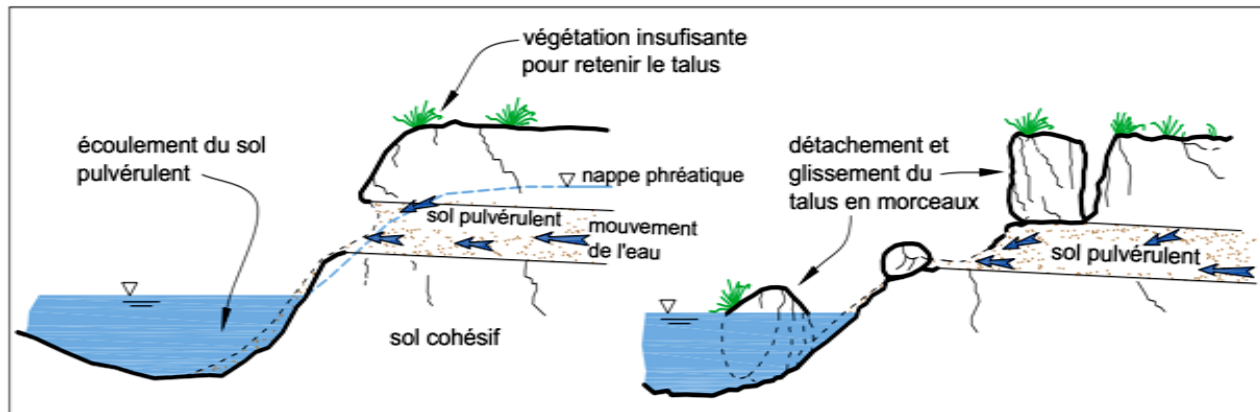


Figure 5.3. Phénomène de bouillance de berge (MAPAQ, 2008).

5.3.3. Cas particuliers Régression de fond

L'approfondissement du lit d'un cours d'eau (photo 5.1.) est un phénomène lié à une augmentation de la vitesse de l'eau au-delà de la capacité de résistance du sol en place. En s'approfondissant, le cours d'eau augmente la hauteur du talus. Lorsque sa hauteur dépasse la capacité de portance du sol, la rupture survient.

En général, ces situations sont visibles sur des cours d'eau à débit important combiné à une pente forte du lit ou à un endiguement étroit du lit.

5.3.4. Diagnostic

Un examen attentif du lit du cours d'eau permet d'observer les éléments suivants :

- Approfondissement du lit (comparer avec les anciens profils longitudinaux).
- En période d'étiage, trace de méandres et de sédimentation dans le lit.
- En présence d'eau, écoulement rapide.
- En présence d'un ponceau : paroi verticale à la sortie du ponceau (en aval).
- Dénudement des racines (à distinguer d'une érosion de pied).
- Effondrement des deux berges, surtout le long d'une ligne droite.
- Pas de végétation aquatique, pas de sédimentation.
- Pente forte et sol profond (pas de substrat rocheux).
- Changement d'horizon dans le lit.
- Formation d'un lit encavé au centre du cours d'eau, avec des berges verticales (Photo 5.1).

5.3.5. Solutions

Les interventions pour corriger un approfondissement du lit doivent avoir lieu uniquement lorsque le cours d'eau se creuse de manière importante (30 cm et plus d'approfondissement).

- Empierrement localisé du lit.
- Seuil dissipateur d'énergie pour ralentir la vitesse de l'eau.
- Canalisation : Uniquement s'il s'agit d'un fossé.



Photo 5.1. Approfondissement du lit du chenal.

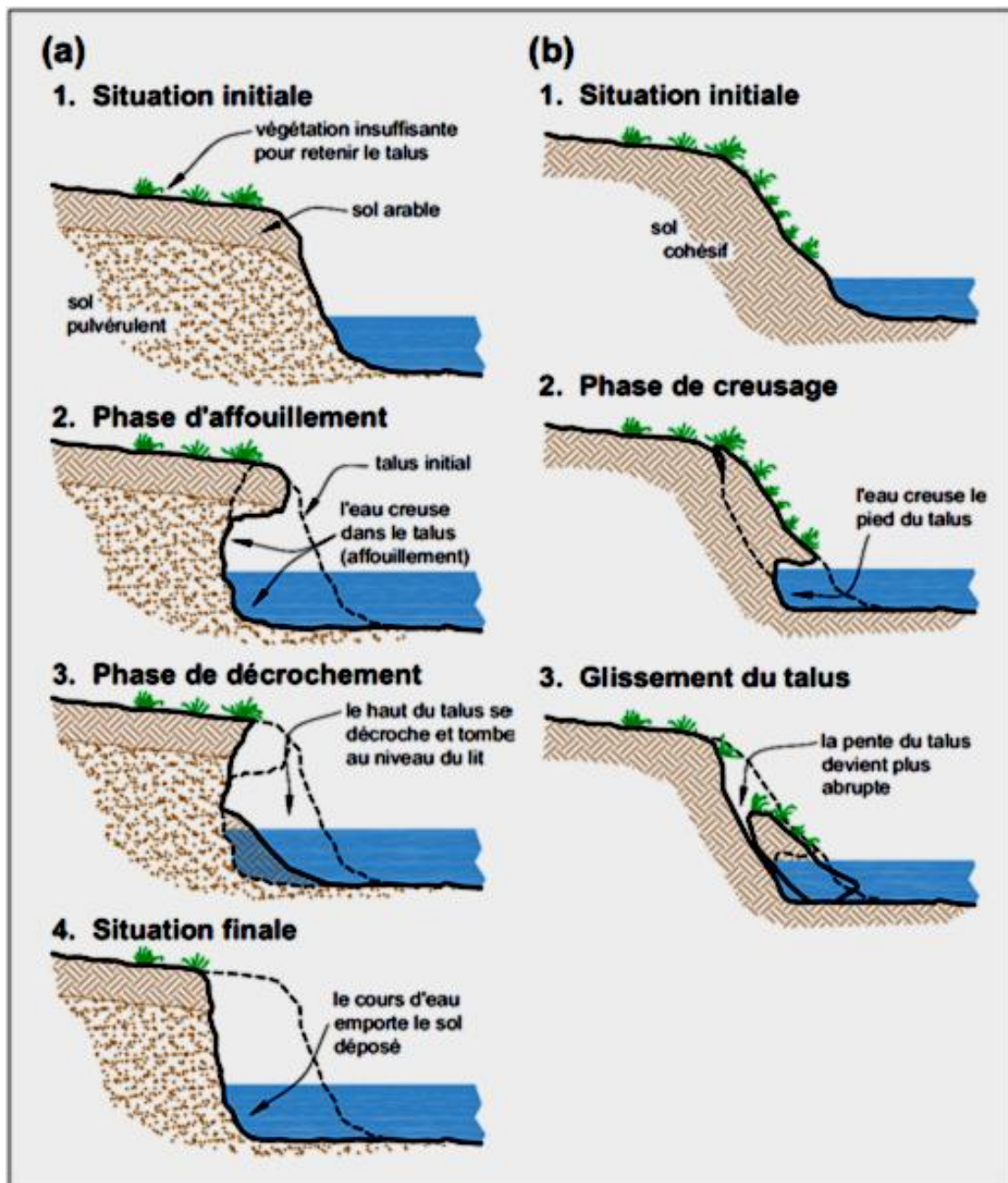


Figure 5.4. Procédure d'érosion de berges rencontrée (a), (b) en sol peu cohésif lorsque la vitesse de l'eau est importante (MAPAQ, 2008).

6. Principes généraux d'évolution des berges (Degoutte, 2008).

Les mécanismes d'évolution de berge peuvent être fondamentalement différents, et les techniques de protection sont aussi fort différentes. D'une manière générale, le mot érosion désigne l'érosion des berges par le courant par des mécanismes différents, qui peuvent interagir ou se succéder dans le temps. L'érosion par le courant concerne les berges et leur pied ; Elle concerne aussi le fond : érosion régressive et progressive.

Les berges de cours d'eau peuvent se déformer selon *trois processus* principaux : ***l'érosion due au courant ; le glissement en masse ; l'éboulement.***

Ces trois processus sont très différents. L'érosion de berge est l'enlèvement de grains de matériaux constitutifs de la berge par l'eau de la rivière. Cet enlèvement de particules est possible lorsque la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids des particules et leur cohésion éventuelle. Les vagues d'un plan d'eau ou celles que provoque le passage d'un bateau déclenchent également une érosion des berges selon un mécanisme relativement analogue, les forces dues à l'eau étant orientées différemment. Ce processus d'érosion se produit aussi bien sur la berge visible qu'à son pied sous l'eau.

Par contre, l'étude du glissement des berges relève de la mécanique des sols. Ce mécanisme concerne aussi tous les talus de remblai ou déblai et les versants naturels. L'eau de la rivière joue aussi un rôle comme nous le verrons, mais pas à cause de la vitesse de l'écoulement.

L'éboulement (ou l'effondrement) est un mécanisme de rupture d'un volume de berges cohérentes qui se trouve en surplomb par suite d'un affouillement au pied.

L'affouillement est aussi de l'érosion, mais on utilise ce vocable lorsque l'érosion se produit à la base d'une berge ou d'un ouvrage. Nous considérerons donc que l'affouillement n'est qu'un cas particulier de l'érosion de berge.

D'autres mécanismes de déformation des berges existent, mais ils sont moins fondamentaux en général: l'érosion due au ruissellement, le passage de personnes ou du bétail, le creusement de terriers et les fentes de retrait sous les climats chauds. Qui sont présentés comme des causes secondaires. Elles peuvent cependant accélérer l'érosion ou le glissement des berges.

Nous aborderons également l'enfoncement du lit par érosion régressive ou progressive : ce n'est pas directement une déformation de berge, mais cela peut la provoquer.

6.1. Érosion des berges par le courant

L'érosion d'une berge est l'enlèvement de grains de matériaux constitutifs de la berge par l'eau de la rivière. Cet enlèvement de particules est possible lorsque les forces d'entraînement dues à la vitesse du courant et sa turbulence sont capables de vaincre le poids des particules, leur frottement l'une sur l'autre et leur cohésion éventuelle. En fait, le phénomène est analogue à un choc qui arrache des grains à la berge et les entraîne plus en aval où ils peuvent se déposer. Il est plus brutal lorsque la direction du courant fait un angle avec la berge. C'est donc un phénomène affectant principalement les berges concaves, mais se produisant aussi des qu'un obstacle perturbe les filets liquides. Ainsi un arbre abattu peut provoquer l'érosion de la berge opposée d'une petite rivière, par courant réfléchi. Le tourbillon provoqué par le tronc d'un arbre en place peut éroder la berge. A l'aval d'un seuil, les tourbillons tendent à éroder les deux berges aval. Un rétrécissement créé par une souche avancée crée un courant de retour qui peut amorcer une encoche d'érosion (figure 5.5).

Dans les coudes, le courant de surface rapide tend à "attaquer" la berge concave, tandis qu'un courant de fond lent tend à déposer sur la berge convexe des matériaux transportés et provenant de l'amont. L'érosion dans les coudes affecte aussi le pied des berges, qui sont affouillés d'autant plus profondément que la crue est plus prononcée. Ce phénomène est pernicieux, d'une part car situé sous l'eau il est assez peu visible, d'autre part parce qu'après la crue des dépôts viennent colmater

une partie de la fosse d'affouillement. Ce n'est pas suffisant pour que la tenue des berges ne soit pas affectée. L'affouillement peut saper la berge sous l'enracinement d'un arbre, sous le pied de protection de berge ou sous la semelle d'une culée de pont. Bien sûr, la stabilité de l'arbre ou de l'ouvrage est alors menacée.

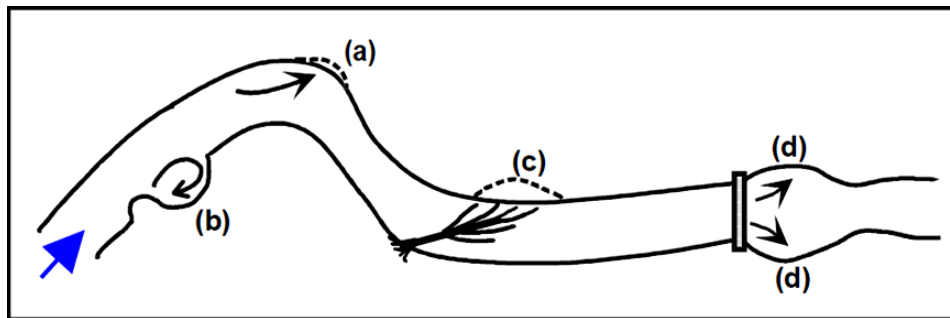


Figure 5.5. Exemples de zones sensibles à l'érosion : dans une courbe (a) ; par courant de retour (b) ; par courant réfléchi dû à un arbre tombé (c) ; par dissipation d'énergie à l'aval d'un seuil (d) (Degoutte.....)

Les matériaux arrachés à la berge sont transportés à l'aval ou ils pourront se déposer à la faveur d'une zone plus lente ou lors d'une décrue. Ils participent à la charge solide transportée par le cours d'eau au même titre que les matériaux prélevés au fond du lit ou apportés par l'érosion des parcelles riveraines ou des versants.

Selon la courbure du coude, la nature des matériaux et l'importance de la végétation, ce phénomène d'érosion peut être très rapide ou quasiment absent. Les berges en argile ou en limon résistent mieux à l'érosion que les berges sableuses ou graveleuses, grâce à la cohésion qui est une attraction reliant fortement les grains de sol.

L'érosion des berges des rivières en tresse est plus difficile à prévoir que celle des rivières à méandres. Elle peut affecter plus facilement des tronçons rectilignes.

Les mécanismes d'érosion et de dépôt sont possibles même pour les faibles débits. Cependant, ils sont plus intenses pendant les crues puisque les vitesses sont plus fortes. En outre, lors des crues, les courants ont tendance à se redresser. La portion érodée se situe alors un peu plus en aval. De même, les éléments les plus fins des dépôts présents avant la crue sont emportés et le dépôt s'engraisse par l'aval et avec des matériaux plus grossiers (figure 5.6). Si érosion et dépôts cohabitent dans une même section, ils ont cependant des conséquences fort différentes, irréversibles pour l'érosion mais plutôt réversibles pour les dépôts. Les bancs de sable ou de graviers qui émergent en basses eaux sont repris en crue. Ils ne deviennent irréversibles que quand la végétation est capable de les coloniser.

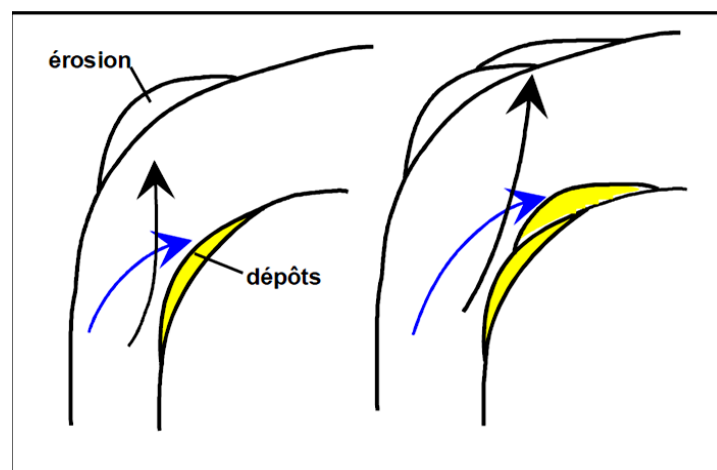


Figure 5.6. Évolution des zones d'érosion et de dépôt après une crue moyenne et après une crue forte. (Degoutte.....).

6.2. Glissement des berges

L'équilibre d'un talus dépend de sa géométrie, des caractéristiques mécaniques des matériaux et de la présence d'eau dans le sol. Lorsque par exemple on augmente la pente d'un remblai, il arrive un moment où il glisse en masse (figure 5.7). Les forces motrices dues au poids des terres au-dessus de la surface potentielle de glissement l'ont emporté sur les forces résistantes dues au frottement le long de la surface de rupture. Lorsque le talus est une berge de cours d'eau, l'eau de la rivière joue un double rôle pendant les hautes eaux :

- Elle sature le sol ;
- Elle apporte une poussée stabilisatrice.

Lors d'une décrue, la stabilité dépend des pressions interstitielles de l'eau dans la berge, mais la poussée favorable de l'eau du chenal diminue. Il peut par exemple être démontré pour les sols pulvérulents (c'est à dire dépourvus de cohésion) que l'angle de stabilité d'un talus est proche de l'angle de frottement interne du sol φ si le talus n'est pas saturé, mais qu'il est à peine supérieur à la moitié si le talus est saturé et sans plan d'eau stabilisateur H. La décrue constitue donc la circonstance la plus défavorable pour la tenue d'une berge de cours d'eau. En pratique, on observe effectivement que les glissements de berge se produisent très souvent à ce moment. Ce risque de glissement à la décrue affecte plus particulièrement les sols peu drainants : argiles, limons, sables contenant des fines, graviers dans la matrice limoneuse.

Lorsqu'un glissement s'est produit, il peut déclencher de nouveaux glissements par régression. Ces derniers seront plus ou moins importants selon que les terrains déplacés par le premier glissement seront encore en place ou emportés par une crue.

Selon le même mécanisme que celui des décrues, l'abaissement d'un seuil placé en aval, supprime la poussée stabilisatrice de l'eau et peut provoquer le glissement des berges amont auparavant stables.

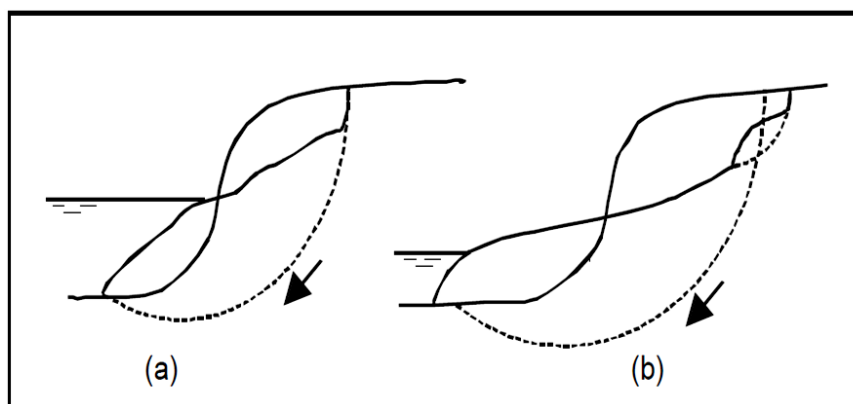


Figure 5.7. Sensibilité d'un talus au glissement:

- a - Rupture circulaire d'un talus instable,
- b - Rupture circulaire du même talus après une décrue plus forte, et ruptures secondaires.
(Degoutte.....)

6.3. Eboulement des berges (ou effondrement)

Dans le cas où les berges sont très cohérentes, l'érosion par le courant peut conduire à la création de zones en surplomb (figure 5.8). Cette possibilité est facilitée lorsque le profil en travers du lit de la rivière est stratifié avec, de bas en haut, des galets, des graviers, du sable, des limons.

A terme, ces surplombs ne sont pas stables. Ils s'effondrent brutalement sous leur propre poids. Ce mécanisme d'effondrement a des similitudes avec celui du glissement. Dans les deux cas, c'est une masse qui se déplace en bloc, avec une ligne de cisaillement qui sépare la zone déplacée et la zone qui reste en place. L'éboulement est plus rapide que le glissement, car il n'y a pas au pied une zone qui participe au mouvement en tendant à s'y opposer. L'analogue d'un effondrement de berge est la

chute de blocs rocheux dans une falaise.

L'effondrement se produit plutôt pendant une crue, alors que le glissement se produit presque toujours pendant une décrue.

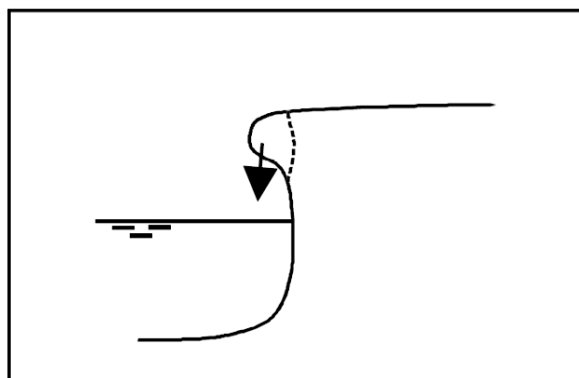


Figure 5.8. Eboulement d'une berge cohérente
(Degoutte.....)

6.4. Rôle des arbres et des arbustes sur la tenue des berges

Au plan de la tenue des berges, un arbre de berge peut jouer différents rôles, selon sa taille, sa position, son espèce. Nous allons aborder tour à tour son effet, positif ou négatif, vis à vis de l'érosion de la berge et de son pied et celui vis à vis du glissement.

D'une part, en surface, le chevelu racinaire, s'il tapisse la berge, la protège de l'érosion en jouant le rôle d'écran vis-à-vis du courant. C'est pour cela que les grands canaux navigables avaient été bordés de platanes, ce qui s'est avéré une grande réussite. Ce même rôle positif n'existe pas pour le mécanisme d'érosion du pied de berge (ou d'affouillement) dans les coudes lors de crues, car les racines des arbres ne sont pas présentes. La protection des coudes de rivière par les arbres atteint sa limite pour les très fortes crues et les coudes les plus affouillables.

les aspects négatifs des arbres, toujours du point de vue de l'érosion. En pied de berge, les troncs sont un obstacle à l'écoulement. Ils engendrent un tourbillon capable d'éroder la berge. Les jeunes arbustes à tige souple ne présentent évidemment pas cet inconvénient potentiel puisqu'ils se plient sous l'effet du courant. En outre lorsqu'ils entourent des arbres à haute tige rigide, ils limitent la turbulence autour de leurs troncs. Des arbres qui auraient basculé peuvent provoquer des érosions par courant réfléchi ou bien constituer une amorce d'embâcle. Ce phénomène est sans doute accru par la nature non cohérente des berges de ces régions. Dans les coudes de ces cours d'eau violents, l'enracinement des arbres n'est généralement pas assez profond pour tenir les berges compte tenu de l'importance des fosses d'affouillement pour les grosses crues.

La végétation arbustive et arborée a aussi pour effet de ralentir le courant à proximité du sol ce qui limite également l'érosion de la berge et limite aussi l'affouillement potentiel autour des troncs d'arbres adultes.

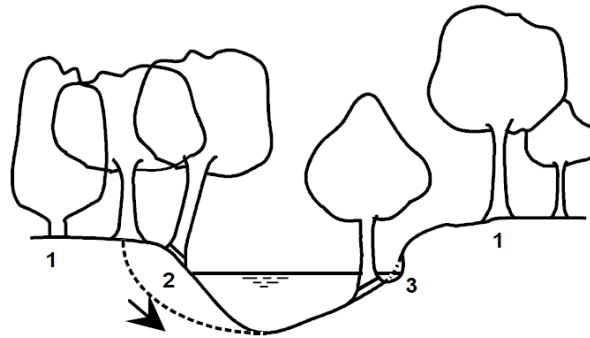
En considérant maintenant la répartition en volume des racines, celles-ci constituent une véritable armature du sol, et ont un rôle favorable vis à vis du glissement. Des arbres naturellement présents dans une ripisylve comme le frêne, le saule, le peuplier noir, le peuplier blanc et l'aulne sont très efficaces de ce point de vue. Le platane a également un rôle remarquable de tenue des berges.

L'arbre adulte a un poids important. S'il est situé en pied de berge, ce poids joue un rôle favorable pour la stabilité au glissement. Au contraire, en haut du talus il joue un rôle défavorable. S'il glisse avec le talus, il emporte un paquet de terre important et peut provoquer un courant réfléchi qui érode la berge opposée. De plus, les arbres de haute tige au port instable ou dépérissants sont susceptibles de basculer par exemple en cas de tempête. Dans ce cas, la berge se trouve entaillée par le basculement de la souche et fragilisée.

On voit donc que selon les cas le rôle d'un arbre peut être positif pour la tenue des berges, ou au contraire négatif (figure 5.9). Ainsi, des arbres tels que les platanes, les frênes, les chênes, les

saules ont généralement un rôle largement positif grâce au volume de leur enracinement. A l'opposé, les résineux et surtout le peuplier hybride ont un rôle très négatif, car leur enracinement est superficiel. Enfin, un arbre très couramment rencontré en rivière, l'aulne, a un rôle très largement positif mais peut nécessiter un certain entretien. En outre, le rôle des arbres est très interdépendant de la hauteur de la berge et de sa cohésion.

Bien entendu, les arbres ne constituent pas une protection absolue des berges. Selon leur âge, leur nature, leur position, des crues plus ou moins violentes pourront les déraciner et les emporter. Ainsi avec les rivières à crues rapides, les arbres sont assez facilement déracinés lors des crues violentes par affouillement dans les coudes. C'est en fait le mécanisme choisi par la nature pour régénérer la ripisylve.



- 1 : Favorable vis à vis glissement ; 2 : Aggrave le risque de glissement
3 : Favorise l'érosion de berge

Figure 5.9. Rôle de l'arbre sur la tenue des berges. (Degoutte.....)

Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque les berges sont végétalisées, le lit est moins large et plus profond et la pente des berges est un peu plus forte. Le lit d'une rivière végétalisée est donc naturellement plus calibré. Il a pu être montré qu'en moyenne l'influence de la végétation est la suivante : (Tableau 5.2.) (Degoutte.....)

Tableau 5.2. Moyenne l'influence de la végétation

:	Berges bien végétalisées	Berges peu végétalisées
Largeur	L	$1,6 L$
Profondeur	H	$0,7 H$

Au total, les arbres ont un rôle complexe, mais globalement ils stabilisent les berges. Il est facile de constater ce rôle bénéfique chaque fois que les berges sont déboisées un peu brutalement. Bien entendu, en ne se limitant pas à la tenue des berges, la présence d'arbres et plus généralement de végétation sur les berges contribue en outre à la diversité biologique du milieu et à son agrément paysager. Elle assure pour la faune les fonctions essentielles d'habitat (aquatique et aérien), d'abri, de nourriture et d'ombrage.

6.5. Conclusion sur la déformation des berges

Il y a trois mécanismes essentiels de déformation des berges : **l'érosion, le glissement et l'éboulement**. Les matériaux pulvérulents sont plutôt emportés grain par grain. Les matériaux cohérents sont plutôt emportés en masse. L'enfoncement du lit est un important facteur aggravant. Ces divers mécanismes peuvent se succéder de la façon représentée sur la figure 5.10.

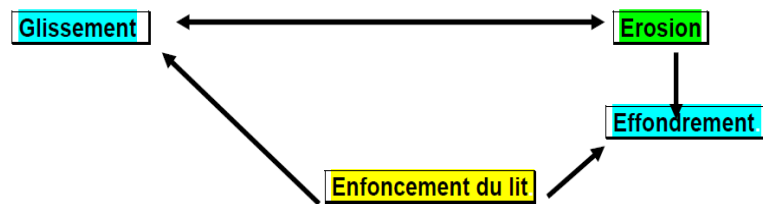


Figure 5.10. Mécanismes essentiels de déformation des berges.

Il est donc parfois délicat de démêler la cause initiale d'un désordre et une étude d'ensemble s'impose. Mais une certaine expérience, l'observation d'un large tronçon de cours d'eau et du bon sens le permettent. Par exemple, lorsqu'en plusieurs endroits des dégradations concernent des tronçons rectilignes ou des berges convexes, il en est facilement déduit que le mécanisme de l'érosion n'est pas déclencheur.

Si une intervention s'impose, il est nécessaire avant de l'envisager d'avoir bien compris quel est le mécanisme qui a initié le désordre, car le principe du confortement en dépend. Pour les modes de confortement, on se réfère à l'ouvrage.

Chapitre 6.

Les techniques d'aménagement hydraulique

Introduction

L'eau d'un cours d'eau s'écoule et dissipe son énergie. Elle creuse le lit et les berges, transporte les sédiments produits et les dépose à l'aval. Ce phénomène naturel contribue à la modification de la morphologie du cours d'eau et donc à son comportement hydraulique. Il a pour conséquence d'inonder les terrains riverains et de menacer les biens et les personnes.

1. Entretien du lit du cours d'eau

1.1. Le faucardage

Le faucardage vise à assurer le bon écoulement des eaux, à éviter l'étouffement de la rivière lié aux problèmes d'oxygène, aux excès de matières organiques, et à supprimer les obstacles à la circulation des poissons, etc. Cependant, il ne doit pas déséquilibrer le milieu et doit, pour cela, être modéré afin :

- d'éviter les variations trop brutales de la qualité des eaux ;
- de maintenir les zones de reproduction, d'alimentation et de repos de la faune aquatique ;
- de maintenir les capacités auto-épuratrices de la rivière ;
- de protéger les berges ;
- de limiter les phénomènes d'érosion grâce aux herbiers qui constituent un frein hydraulique.

1.2. Le curage

- Le curage vise à limiter l'engorgement du lit, à contrôler les zones de dépôts et à éviter le détournement du flux. Il peut néanmoins entraîner un bouleversement du cours d'eau en détruisant le lit, les végétaux et en modifiant les flux.
- Le curage ne doit donc être réalisé que lors d'encombrements excessifs du cours d'eau et est à éviter si les dépôts sont limités et n'ont pas de conséquences sur l'écoulement et sur la stabilité des berges.

- Le curage doit être programmé par secteurs limités et prioritaires et non sur une grande échelle. Il ne doit pas être réalisé à proximité des berges mais sur le centre du lit du cours d'eau.

1.3. Les embâcles et les atterrissements

Les embâcles sont des éléments qui obstruent un cours d'eau et peuvent empêcher le bon écoulement des eaux : troncs et branches ayant chuté, atterrissements, etc.

Un atterrissement est la partie émergente du lit d'un cours d'eau constituée soit par le dépôt de particules apportées par les eaux (notamment lors de crues) soit par des effondrements de berges.

Lors de l'entretien d'un cours d'eau, ils sont généralement enlevés bien qu'ils doivent être d'abord considérés comme un habitat nouveau et privilégié pour la faune aquatique et la faune fréquentant les zones humides. Les branchages peuvent en effet constituer des zones de refuge, de repos ou de frayère pour la faune aquatique ou des zones de repos pour certaines espèces d'insectes et d'oiseaux.

La lutte systématique contre l'érosion dans les cours d'eau conduit inévitablement à la perturbation de sa dynamique.

La lutte par l'aménagement d'ouvrages lourds (enrochements, murs en béton, etc...) conduit le plus souvent au dysfonctionnement hydraulique du cours d'eau.

En effet, ces aménagements contribuent à :

- L'augmentation de la vitesse du courant et de sa force érosive.
- La modification de la morphologie du cours d'eau.
- L'appauvrissement biologique de l'écosystème

2. Les techniques d'aménagement

2.1. Quelques techniques du génie végétal

Les techniques végétales permettent de recréer des berges naturelles techniquement et biologiquement fonctionnelles en utilisant des végétaux vivants comme matériaux de consolidation.

Toutefois, leur utilisation nécessite une analyse préalable du processus d'érosion et la prise en compte de nombreux facteurs physico-chimiques, hydrauliques ou encore biologiques pour garantir leur efficacité.

Ces techniques nécessitent un entretien régulier tous les 3 à 5 ans, qui est bénéfique pour la végétation et qui peut être intégré dans le cadre d'un programme pluriannuel d'entretien de l'ensemble du cours d'eau.

- Le tressage (Figure 6.1), qui est une protection du pied de berge, réalisé avec des branches de saules vivants entrelacées autour de pieux. C'est une technique qui résiste à de fortes contraintes hydrauliques ;
- La fascine est une protection du pied de berge réalisée avec des branches de saules vivants assemblées en fagots et fixées par des pieux ;
- Le lit de branches est une protection de l'ensemble de la berge par couverture du sol avec des branchages de saules vivants. Elle nécessite beaucoup de matière première mais elle est recommandée lorsque les vitesses de courant et les forces d'érosion sont importantes ;
- Le peigne est une protection de l'ensemble de la berge par accumulation de végétaux grossiers (saules vivants ou autres) au pied de berge.
- Le bouturage (Figure 6.1) consiste à reproduire une plante à partir d'un segment de branche. C'est un procédé économique et simple qui permet d'obtenir rapidement la végétalisation des berges du cours d'eau.

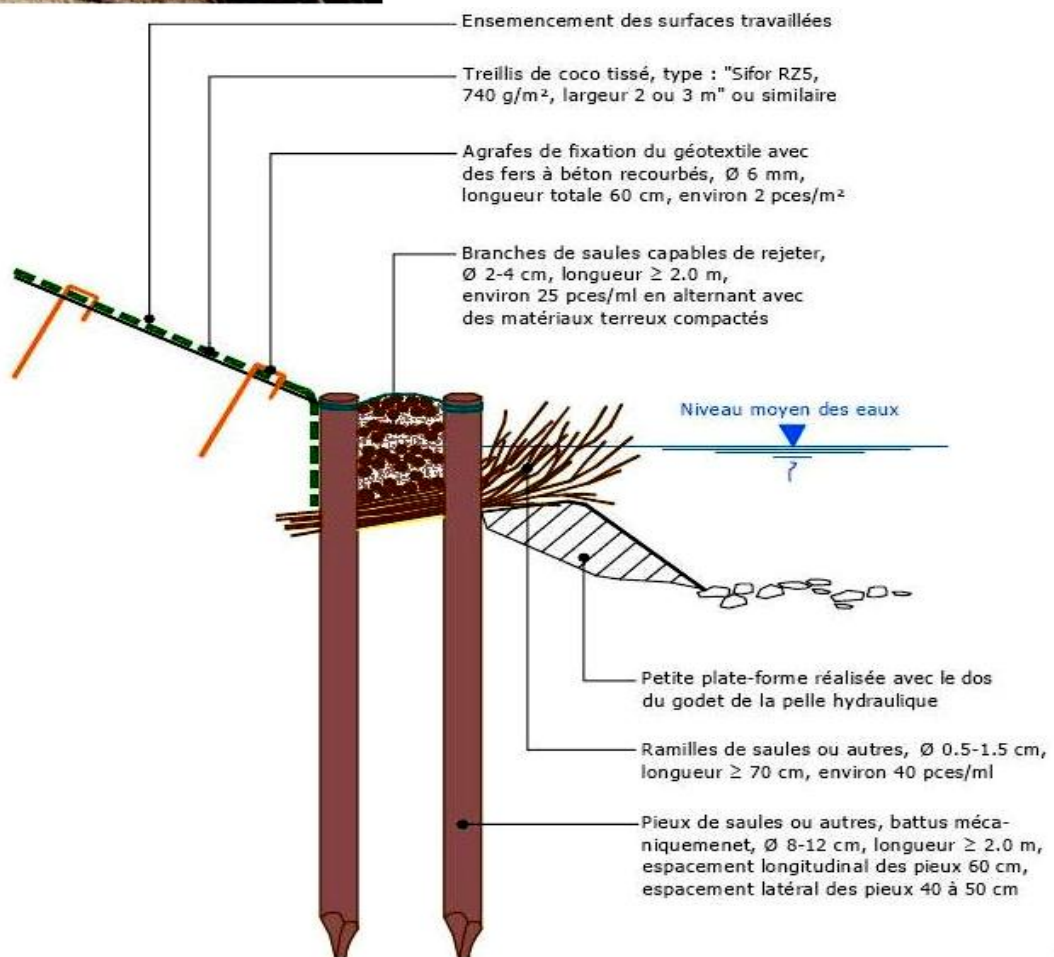
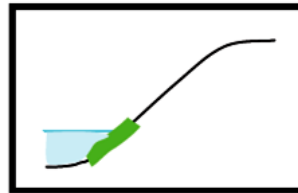


Figure 6.1. Réalisation de Tressage de Saules en pied (smarl,..) (CEPRI, 2010.)

Réalisation de Bouturage dense



Réalisation de Banquettes peignes



Figure 6.2. Exemple de techniques du génie végétal (CEPRI, 2010.).

2.2. Techniques du génie civil

La protection des berges par des techniques de génie civil est un procédé durable s'il est bien conçu et bien réalisé.

Cependant, son coût parfois élevé et son intégration paysagère souvent très difficile devraient amener à la réserver à la protection des zones urbaines.

Les techniques utilisées et qui offrent quelques possibilités d'habitats pour la faune et la flore sont :

- L'enrochement (Figure 6.3) (blocs assemblés par du béton) qui peut être végétalisé pour en améliorer la tenue et l'aspect ;
- Les matelas-gabions (Figure 6.3) et gabions qui peuvent se végétaliser facilement et donc être plus discrets dans un paysage.

En revanche, les techniques utilisées et qui n'offrent aucune possibilité d'habitats sont :

- les murs (en pierre, moellons, béton...) qui doivent être réservés aux agglomérations ;
- les palplanches (feuilles de métal épais préformées emboîtables) qui doivent être réservées à des usages précis telles que la restauration de chaussées.



Stabilisation par mur en béton



Stabilisation par matelas gabions



Stabilisation par enrochement



Stabilisation par palplanches

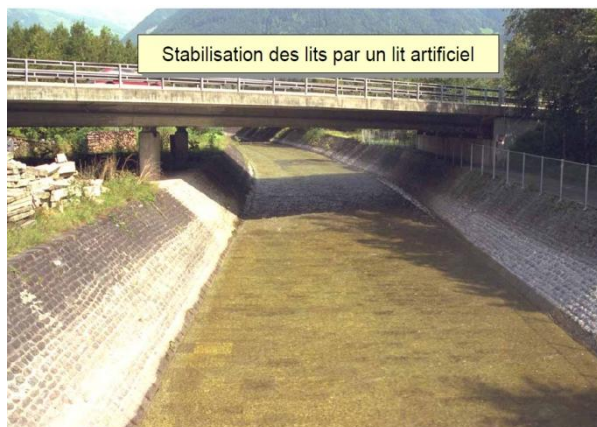


Figure 6.3. Exemple de techniques du génie civil (Adam et Debilais, 2007).

2.4. Évaluer les risques

La décision de protéger et donc de stabiliser une berge ne doit être prise qu'après avoir répondu à quelques questions simples (Figure 6.4):

- L'érosion des berges participe-t-elle au maintien de la diversité écologique et de l'équilibre géomorphologique de la rivière ? Cette question ne peut trouver réponse qu'à une échelle d'observation dépassant celle du site où une protection est envisagée.

- Quel est le risque ? Depuis quand et à quelle vitesse recule la berge ? Quel est le niveau de sensibilité de la berge à l'érosion ? Quelle est la cause de l'érosion de la berge ? S'agit-il d'un problème strictement local, conjoncturel ? Quel est l'enjeu ? Est-il important au point d'accepter une dégradation des conditions écologiques à long terme ?

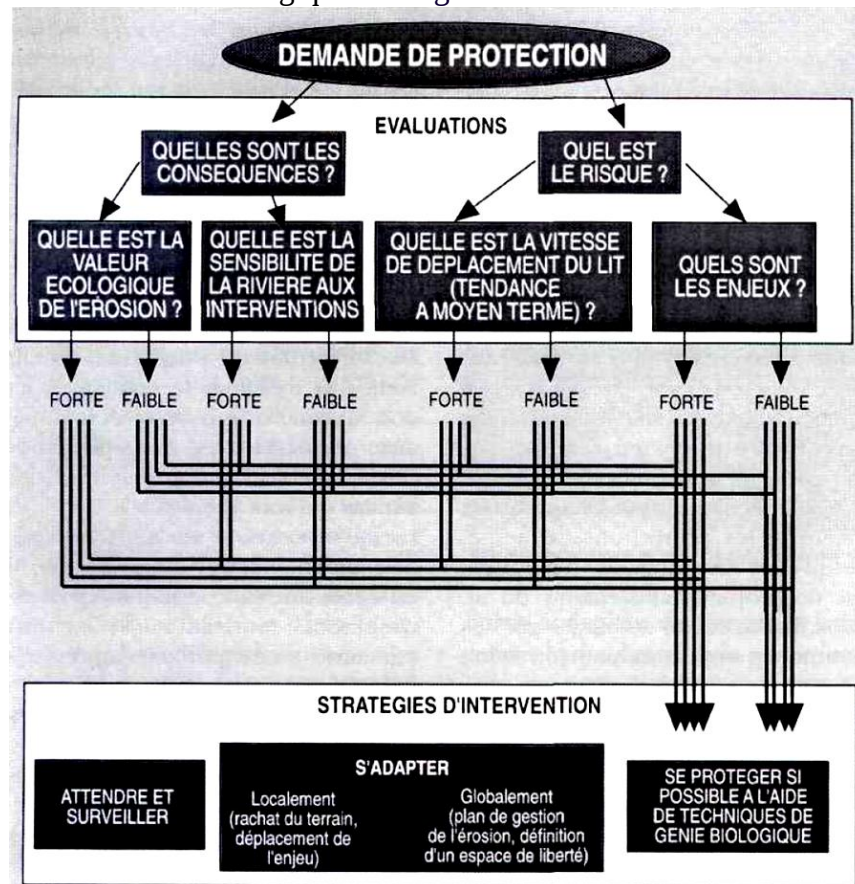


Figure 6.4. Réflexion à conduire avant de décider une stabilisation de berges : évaluer les conséquences de l'intervention et le niveau de risque conduisant à intervenir, choisir une solution adaptée (Lachat, 1999).

Compte tenu du risque qui est identifié et du rôle de l'érosion de berge sur cette rivière, quelles sont les solutions que l'on peut envisager pour répondre à la demande de l'utilisateur ?

- Attendre et surveiller. Bien souvent, à la suite d'une crue exceptionnelle et disposant de "fonds exceptionnels", certains gestionnaires ont été amenés à protéger des berges, qui bien que dénudées, étaient peu sensibles à l'érosion.
- S'adapter localement. Le rachat du terrain peut-il être envisagé par la collectivité ?
- S'adapter à l'échelle d'un tronçon lorsque l'érosion est considérée comme un grave problème. Il est alors nécessaire de poser la question de la gestion de l'érosion. La définition d'un espace de liberté permet à la collectivité de redéfinir la vocation de cet espace, voire sa propriété (Malavoi, 2010).
- Stabiliser la berge en essayant de limiter au mieux les impacts hydrauliques, écologiques ou paysagers. Une telle action, c'est-à-dire en privilégiant les protections par des végétaux (Lachat, 1999).

3. Choisir la technique à mettre en œuvre lors d'une stabilisation de berge

Dans la mesure où une intervention s'avère nécessaire, on privilégiera les méthodes issues du génie biologique, c'est-à-dire celles utilisant les végétaux comme matériel de construction et aboutissant à court terme à des résultats similaires aux modèles existants dans la nature.

Globalement, il existe trois grandes familles de facteurs influençant la réussite d'un ouvrage :

3.1. Les facteurs stationnels

Le fait d'utiliser des végétaux comme matière première nécessite d'avoir des conditions propres à la croissance de ceux-ci. Il existe donc un certain nombre de facteurs limitants.

Parmi ceux-ci, citons :

- Les contraintes physiques et les propriétés chimiques du sol et de l'eau,
- La morphologie du terrain,
- Les propriétés mécaniques du sol,
- Les conditions climatiques locales.

Dans la démarche, il faut donc évaluer les contraintes de base liées à la station, s'inspirer des modèles naturels proches qui fonctionnent et déterminent les facteurs sur lesquels il faudra agir en priorité pour garantir l'efficacité de la solution (Lachat, 1999).

3.2. Les facteurs botaniques

Le choix des végétaux est déterminant dans la réussite des ouvrages. La règle est de travailler avec des essences indigènes, adaptées aux conditions locales de croissance et qui satisfont au mieux les facteurs stationnels.

Il est recommandé, dans un aménagement, de varier les essences afin d'augmenter les chances d'une bonne reprise de la végétation et, de ce fait, d'un bon comportement de l'ouvrage.

Respecter les facteurs stationnels signifie également que les essences à utiliser dans les aménagements seront distribuées sur la berge en préservant le principe naturel des séries végétales, que l'on observe sur les cours d'eau en fonction des variations des niveaux d'eau.

Le choix des végétaux doit également tenir compte de leur aptitude à être utilisés comme éléments de construction afin de résoudre des problèmes mécaniques. Leur aptitude à rejeter, à drageonner, leur flexibilité, leur mode de croissance ou leur développement futur sont autant d'aspects dont il faut tenir compte.

Si l'aspect aérien s'avère important, il faut aussi vérifier : La capacité de résistance aux parasites et aux maladies ; et L'appétence que constituent certains végétaux pour la faune (par ex. rat musqué, ragondin, castor, etc.).

3.3. Les facteurs humains

Ils sont déterminants dans la réussite d'un ouvrage. C'est pourquoi les domaines de connaissances, déjà exprimés, sont indispensables aux utilisateurs. Il est particulièrement important de bénéficier d'entreprises spécialisées pour ces types de constructions.

4. Le choix des techniques (Lachat, 1999 ; ONEMA, 2008)

Le dimensionnement de techniques végétales doit s'inspirer des modèles naturels. La protection projetée doit à terme devenir un aménagement similaire à celui d'une évolution naturelle, c'est-à-dire sans qu'il n'y ait eu intervention humaine. Le copier-coller de profils types est à proscrire, chaque projet est un cas particulier. Le dimensionnement doit passer par une phase d'observation du milieu récepteur (climat, type de sols, végétation existante...) et par une phase de compréhension des contraintes érosives (batillage, courants...). Il est essentiel de protéger le pied des berges, de couvrir au maximum les sols, de favoriser le mélange des espèces et de privilégier les aménagements avec pentes douces. Il est préférable de planter les héliophytes sur les parties émergées à environ 10 cm au dessus de l'eau (figure 6.5). En effet, dans le cas de risbermes d'héliophytes immergées (figure 6.6), on peut avoir des problèmes de tenue et d'étouffement des mottes par des algues filamenteuses dont l'apparition est principalement due à l'eutrophisation des eaux des canaux navigables.

Il est important de garder à l'esprit que les ratios de coûts donnés dans la littérature ou autres documents ne tiennent généralement pas compte des travaux préparatoires (nettoyage du site, pistes d'accès, ...). Le montant de ces travaux préparatoires peut parfois s'élever jusqu'à 50% du coût de la protection.



Figure 6.5. Fascine d'hélrophytes sur lys (photo Biotec.) (ONEMA, 2008)



Figure 6.6. Protection par risberme d'hélrophytes sur la Saône. Le tunage dans ce cas ne sert qu'à gagner de la hauteur de berge (photo CETE Lyon.) (ONEMA, 2008)

4.1. La durabilité de la technique végétale

Dans un souci de pérennisation de l'aménagement, il faudrait responsabiliser les entreprises en mettant au point des garanties de stabilité, de reprise et d'entretien sur trois saisons végétatives. Pour la garantie de reprise, le paiement pourrait se faire sur plusieurs années (par exemple sur trois années, avec un montant versé de 50% la 1^{ère} année, de 30% la 2^{ème} année et de 20% la 3^{ème} année). Cette manière de procéder, fréquente dans le domaine de l'assainissement, paraît compliquée d'un point de vue administratif mais il n'y a pas d'obstacle à sa bonne réalisation à partir du moment où tout a bien été identifié dans le marché (pour éviter tout problème de comptabilité, il faut au moins que le procédé de paiement en trois années successives soit pris en compte dans l'Acte d'Engagement. Lors de la garantie d'entretien, il est primordial d'éliminer les plantes indésirables et de procéder à un fauchage au moins une fois par an des parties hautes avec une évacuation des résidus de fauche pour aider au développement de certaines espèces. Les zones basses plantées d'hélrophytes ne doivent pas être fauchées. A court terme, c'est à dire lors des deux premières années, le fauchage est fondamental pour la pérennité de la protection. A long terme, un fauchage à des périodes de temps très espacées est plutôt un point positif pour l'aménagement.

4.2. L'efficacité des techniques

Les points clés de la réussite d'une technique végétale sont les suivants :

- Réaliser un véritable diagnostic avant de définir le projet
- Adapter le choix et le dimensionnement de la technique au milieu naturel et aux contraintes érosives (batillage, courant...)
- Protéger le pied des berges, couvrir au maximum les sols, favoriser le mélange des espèces et privilégier les aménagements avec pentes douces
- Sélectionner une entreprise compétente pour la réalisation des travaux
- Réaliser les travaux à une période favorable
- Un bon suivi et un bon entretien des aménagements, par des personnes compétentes.

Le suivi est nécessaire pour l'évaluation de la technique. Malheureusement, dans le cadre des travaux actuels, il manque des moyens quantitatifs et des informations sur l'état initial des berges pour juger de la réelle efficacité des techniques. Jusqu'à présent, ce sont souvent des berges situées à proximité des travaux d'aménagement qui servent de berges témoins pour donner des informations sur l'état initial de la berge aménagée. Dans l'avenir, une meilleure analyse de l'état

initial des berges devrait être faite et il restera à développer des moyens quantitatifs pour évaluer l'impact de la technique. En fin, on s'interroge s'il ne pourrait pas être mis en place des partenariats, permettant d'évaluer l'amélioration du potentiel écologique (tendant vers le bon potentiel) suite aux travaux d'aménagements.

4.3. Correction des cours d'eau (EPFL,...).

4.3.1. Mesures visant à augmenter la capacité du cours d'eau et à permettre le passage des hydrogrammes de crues sans danger

- L'élimination des obstacles à l'écoulement (rétrécissements locaux, végétation, passage sous ponts, ponceaux)
- L'agrandissement de la section (Figure 6.7) (endiguements, levées, élargissements, approfondissement du lit)
- Augmentation de la capacité (Figure 6.8) (par raccourcissement du tracé, agrandissement de la pente du lit).
- Déviation des crues (Figure 6.9.a,b,c.)

4.3.2. Objectif des corrections

* Maximaliser la capacité hydraulique et le transport de charriage.

* Minimaliser l'emprise du cours d'eau.

'=> Résultat des corrections: tracés étroits et rectilignes, lits plats.

'=> Dans la nature un tel tracé rectiligne n'existe que très rarement.

'=> Un lit plat reste stable seulement dans le cas où la granulométrie du lit est composée principalement des grains grossiers.

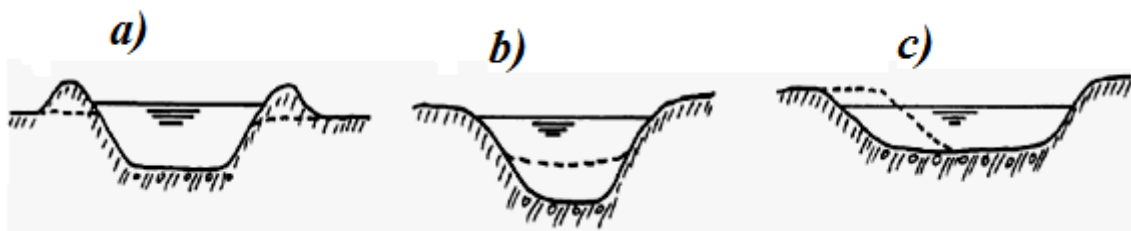


Figure 6.7. Agrandissement de la section (EPFL,...).

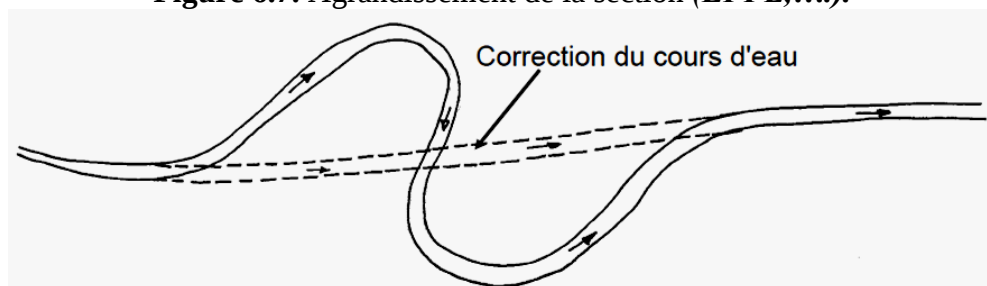
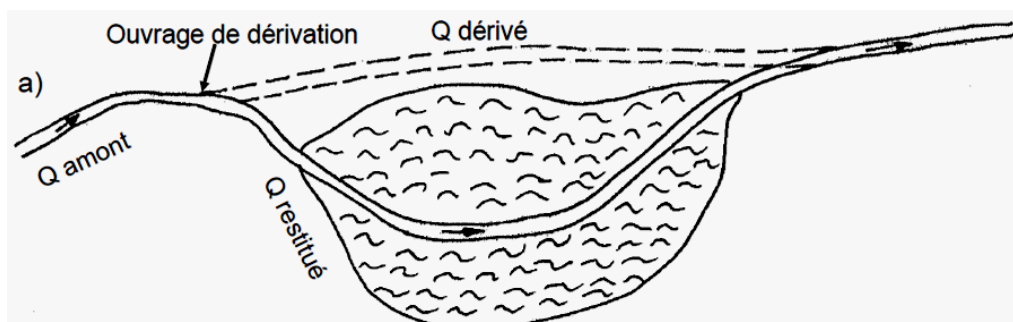


Figure 6.8. Raccourcissement du tracé (EPFL,...).



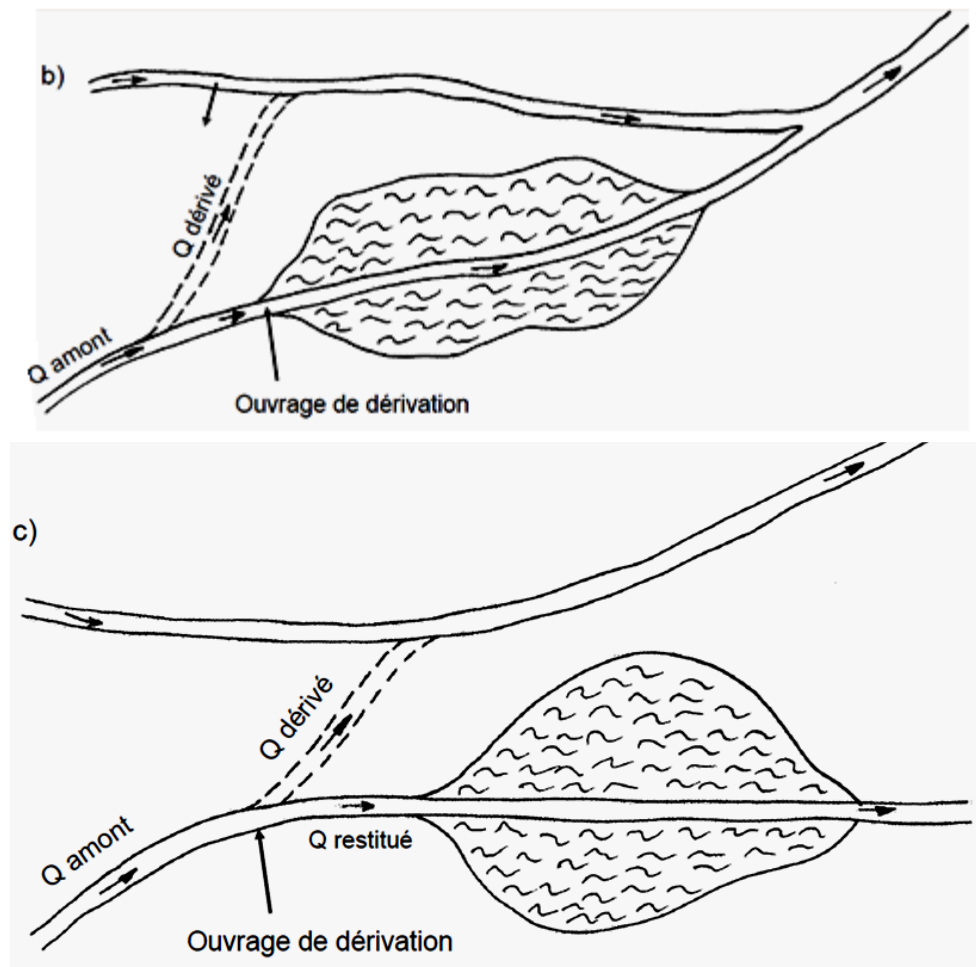


Figure 6.9.a,b,c. Possibilités de dérivation des crues (EPFL,...).

4.3.3. Sur les tronçons rectilignes d'un cours d'eau corrigé, des bancs alternés peuvent se former (Figure 6.10).

Ces bancs menacent la stabilité des berges par des affouillements, Augmentent la variabilité des conditions de l'écoulement, et Contribuent à la valeur écologique du site.

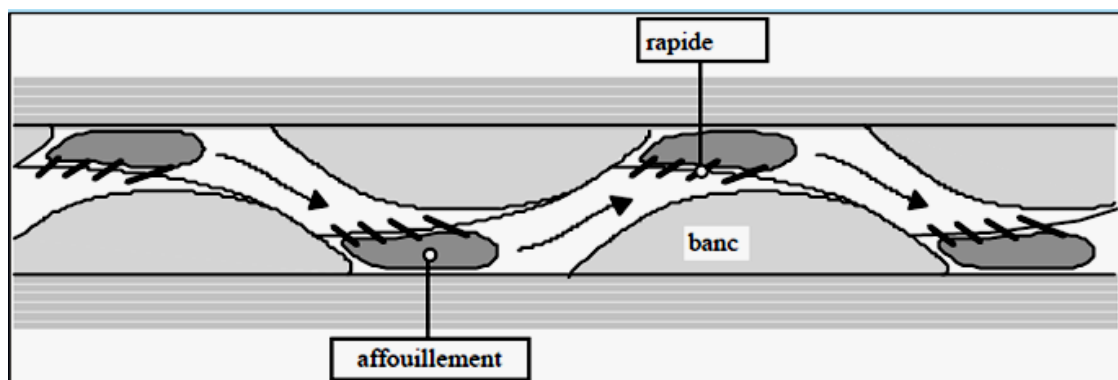




Figure 6.10. Formation de bancs dans le cours d'eau (EPFL.....)

4.3.4. Contraintes pour le profil en long d'un tronçon de correction

- Limite amont
- Limite aval
- Points fixes intermédiaires (seuils rocheux ou artificiels)
- Infrastructures
- zones urbanisées

Correction des cours d'eau - Endiguements

4.3.5. Hauteur des digues:

- Selon la capacité hydraulique et le transport de charriage
- Revanche nécessaire (vagues, courbes de remous locales)

$v < 2 \text{ m/s} : 0.5 \text{ m}$

$v > 2 \text{ m/s} : 1 \text{ à } 1.5 \text{ m}$

Largeur du couronnement: minimum 3 m (accès d'entretien)

Matériaux: digues homogènes, faible perméabilité

Pentes de talus: 2:3 à 1:2

4.3.6. Endiguements et contre-canaux

But des contre-canaux (Figure 6.11):

- Limiter l'influence sur la nappe phréatique
- Accueillir les confluent
- Augmenter la stabilité de la digue
- Réduire le risque d'érosion interne

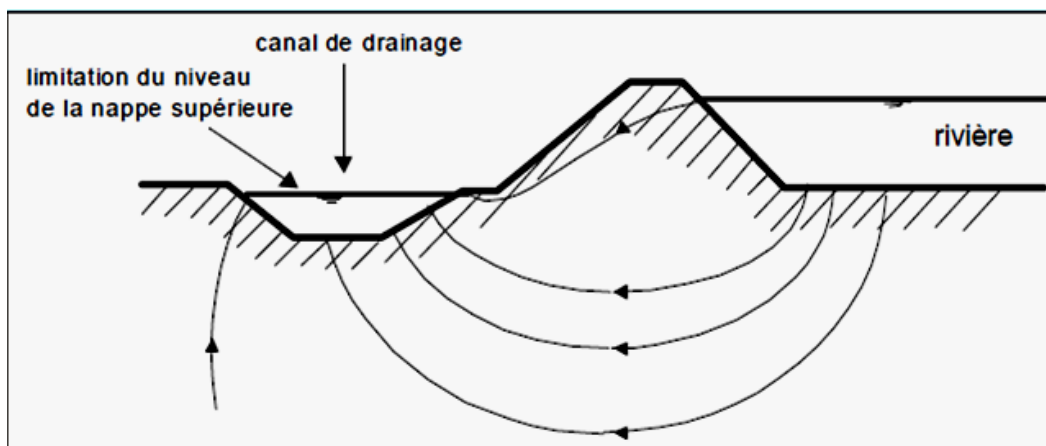


Figure 6.11. Endiguements et contre-canaux (EPFL).

Formation des méandres régulières (Figure 6.12)

Longueur des ondes de méandres : $\lambda \approx 10 \cdot B$

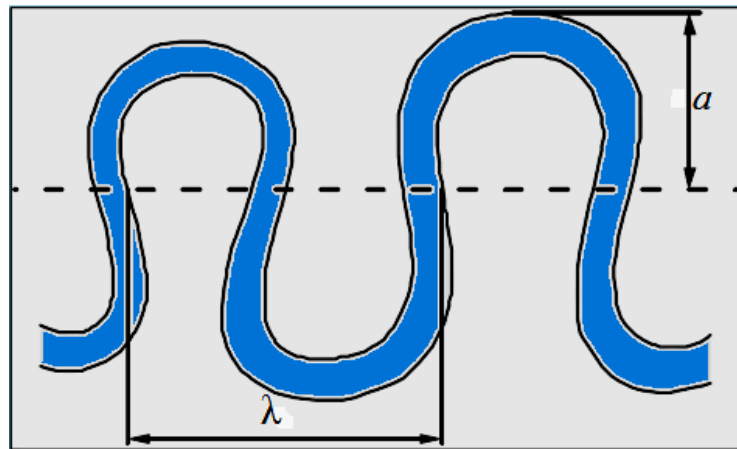


Figure 6.12. Formation des méandres régulières (*EPFL*)

Chapitre 7.

Ouvrages de protection contre les inondations

Genèse des crues et inondations

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Au sens large, les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection, les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves. Pour les inondations au sens de débordements de cours d'eau en plaine alluvion, la cause majeure est la chute de précipitations importantes sur le bassin versant. De façon schématique, au cours de fortes précipitations, une partie de l'eau s'infiltre dans le sol, le reste ruisselle sur les versants et est ainsi acheminé vers les cours d'eau. Lorsqu'une quantité d'eau très importante parvient au cours d'eau celui-ci déborde de son lit « habituel » (ou lit mineur) et donne ainsi naissance au phénomène de crue et d'inondation.

1. Définitions

Une inondation est une submersion temporaire par l'eau de terres qui ne sont pas submergées en temps normal.

Elle peut avoir diverses origines et survenir :

- lorsque se produit une **élévation** exceptionnelle du **niveau de la nappe** la plus proche du sol (appelée nappe phréatique) : selon la topographie, des territoires plus ou moins étendus peuvent être concernés, et ce parfois sur de longues durées ;
- lorsqu'un cours **d'eau déborde de son lit habituel** (qualifié de lit mineur pour un fleuve ou une rivière, de chenal pour un torrent), la montée des eaux étant plus ou moins rapide selon la taille et la déclivité du bassin versant, la nature des sols, l'état de la couverture végétale, etc. ; la courbe représentant l'évolution du débit en fonction du temps en un point donné est appelée hydro gramme de crue : aux crues a montée lente des fleuves et des grandes rivières, peuvent être opposées les crues a montée rapide des rivières torrentielles et surtout des torrents qui en outre, du fait de leur forte pente, ont un pouvoir érosif important, arrachant les matériaux à la montagne avant de les déposer sur leur cône torrentiel ;
- lorsque de l'eau de pluie ou de **fonte de neige** s'écoule en surface de façon non organisée avant d'atteindre un émissaire naturel ou artificiel.

A partir de cette approche très sommaire, une première typologie des inondations peut être dressée :

- les **inondations lentes** :
 - les inondations par remontée de nappe,

- les inondations de plaine ;
- les **inondations rapides** :
 - les crues torrentielles des rivières torrentielles et des torrents,
 - les inondations par ruissellement pluvial.

Quant aux inondations dues aux eaux pluviales des **réseaux d'assainissement**, leur inclusion ou non dans le phénomène général qualifié d'inondation dépend des auteurs, voire des réglementations.

Sur le plan opérationnel de la prévision et de la préparation à la gestion de crise, le ministère en charge de l'Environnement qualifie de **crues soudaines** les crues survenant sur des bassins versants dont le temps de réponse se situe entre 2 heures (délai en deçà duquel seuls des dispositifs locaux très spécifiques permettent une anticipation) et une demi-douzaine d'heures (délai au-delà duquel on entre dans le champ de la prévision des crues classiques).

A ces inondations provoquées directement ou indirectement par des précipitations, doit être ajouté le cas de la **submersion marine** qui résulte de l'élévation, temporaire ou permanente, du niveau de la mer ; il est traité dans une fiche spécifique.

2. Nature, causes, et effets

Le risque inondation est le premier risque naturel dans le monde ; Il est également le plus fréquent et provoque d'importants dégâts directs et indirects ainsi que, pour les catastrophes les plus graves, des victimes (morts, blessés) ; c'est d'ailleurs le premier poste d'indemnisation au titre des catastrophes naturelles, devant la sécheresse.

Ce risque est directement lié aux précipitations : orages d'été qui provoquent des pluies violentes et localisées ; perturbations orageuses d'automne, notamment sur la façade méditerranéenne. Les pluies océaniques qui occasionnent des crues en hiver et au printemps, fonte brutale des neiges au rôle parfois amplificateur, en particulier si des pluies prolongées et intenses interviennent alors. Les bassins versants, selon leur taille, peuvent y répondre par des crues de divers types en fonction de l'intensité, de la durée et de la répartition de ces précipitations.

Le risque peut être amplifié selon **la pente** du bassin versant et sa **couverture végétale** qui accélèrent ou ralentissent les écoulements, selon les capacités d'absorption et d'infiltration des sols (ce qui par ailleurs alimente les nappes souterraines) et surtout selon l'action de l'homme qui modifie les conditions d'écoulement ... ou s'installe sur des zones particulièrement vulnérables.

Des phénomènes particuliers, souvent difficilement prévisibles, peuvent aussi aggraver très fortement localement le niveau de risque, qu'ils soient naturels (débâcle glaciaire par exemple) ou anthropiques (rupture de digues, etc.).

2.1. Inondations par remontée de nappe

En accompagnement à la mise à disposition, sur un site spécifique, de cartes des remontées de nappes (figure 5.1), le bureau de recherches géologiques et minières (BRGM) présente de façon très complète le phénomène et ses causes, les principales conséquences en résultant pour les bâtiments et les infrastructures ainsi que les précautions à prendre dans les zones à priori sensibles ; il fournit également une typologie des inondations correspondantes et analyse le comportement des deux grands types d'aquifères que sont d'une part les nappes des formations sédimentaires et d'autre part les nappes contenues dans les fissures et fractures des roches dures du socle.

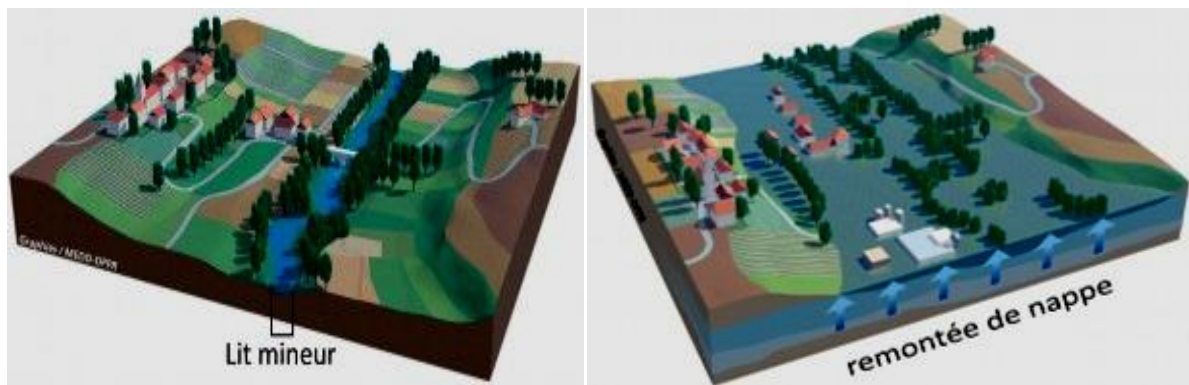


Figure 7.1. Inondations par remontée de nappe. (MEDD, 2004)

2.2. Inondations de plaine

Les cours d'eau de plaine sont soumis à des inondations lentes (figure 5.2) qui permettent généralement l'annonce des crues et l'évacuation des personnes menacées. Néanmoins, la sécurité des personnes est parfois compromise, le plus souvent par non-respect des consignes ou par méconnaissance du risque, en particulier celui induit par la vitesse dans les zones dites d'écoulement (on estime par exemple que pour un enfant la limite, qui permet son déplacement est de 50 cm d'eau ou une vitesse de courant inférieure à 50 cm/s).

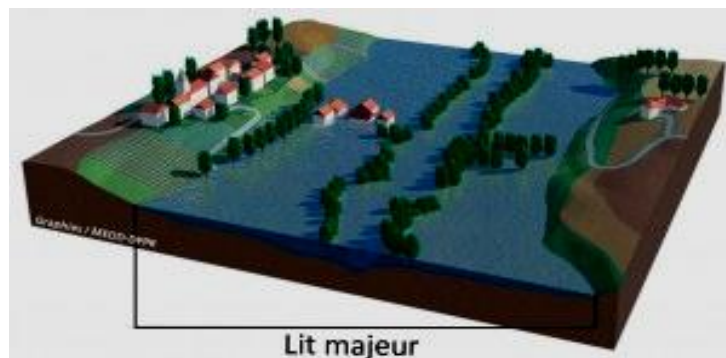


Figure 7.2. Inondations de plaine. (MEDD, 2004)

Compte tenu des surfaces concernées, ces inondations ont souvent des conséquences économiques très lourdes, d'autant que les submersions peuvent se prolonger sur plusieurs jours, voire sur plusieurs semaines, entraînant des dégâts considérables aux biens, des perturbations importantes aux activités, des désordres sanitaires ainsi que des préjudices psychologiques parfois graves.

Lors d'une crue, tout cours d'eau peut abandonner son lit ordinaire (ou lit mineur) dont la capacité est généralement limitée à des débits de crue de période de retour de l'ordre de 1 à 5 ans pour occuper tout ou partie du lit majeur en fond de vallée qui constitue une zone dite d'expansion et contribue, par sa capacité de stockage des eaux, à un certain laminage des débits pour l'aval. Lors de leur retrait, les eaux les plus hautes laissent des traces, appelées laisses d'inondation : marques sur les murs, déchets accrochés aux branches, etc.

2.3. Crues torrentielles

Autant que la distinction fondée sur la dynamique de la crue (temps séparant les pluies et la montée des eaux), ce qui différencie les crues torrentielles des crues des rivières de plaine – qualifiées habituellement de crues « liquides » -, c'est la charge solide grossière qui accompagne les écoulements et aggrave significativement leur impact sur les personnes et les biens exposés (figure 5.3).

Dès que la pente s'accroît, les écoulements deviennent de plus en plus chargés :

- Charriage d'abord avec un déplacement des matériaux (d'une taille de quelques mm à quelques dizaines de centimètres) par des mouvements de roulement, de glissement sur le fond ou encore par une succession de petits sauts ;
- mouvements déjà plus en masse en cas d'écoulements dits hyperconcentrés ;
- Laves torrentielles enfin, en cas d'abondance de matériaux meubles disponibles et de pentes fortes (généralement supérieures à 30 % dans la zone de départ), celles-ci s'écoulant par bouffées successives et véhiculant des matériaux d'une granulométrie étendue allant des argiles à des blocs de dimensions métriques ; leur densité élevée, pouvant s'approcher de 2, les rendent capables de transporter des blocs volumineux en quasi-flottation.

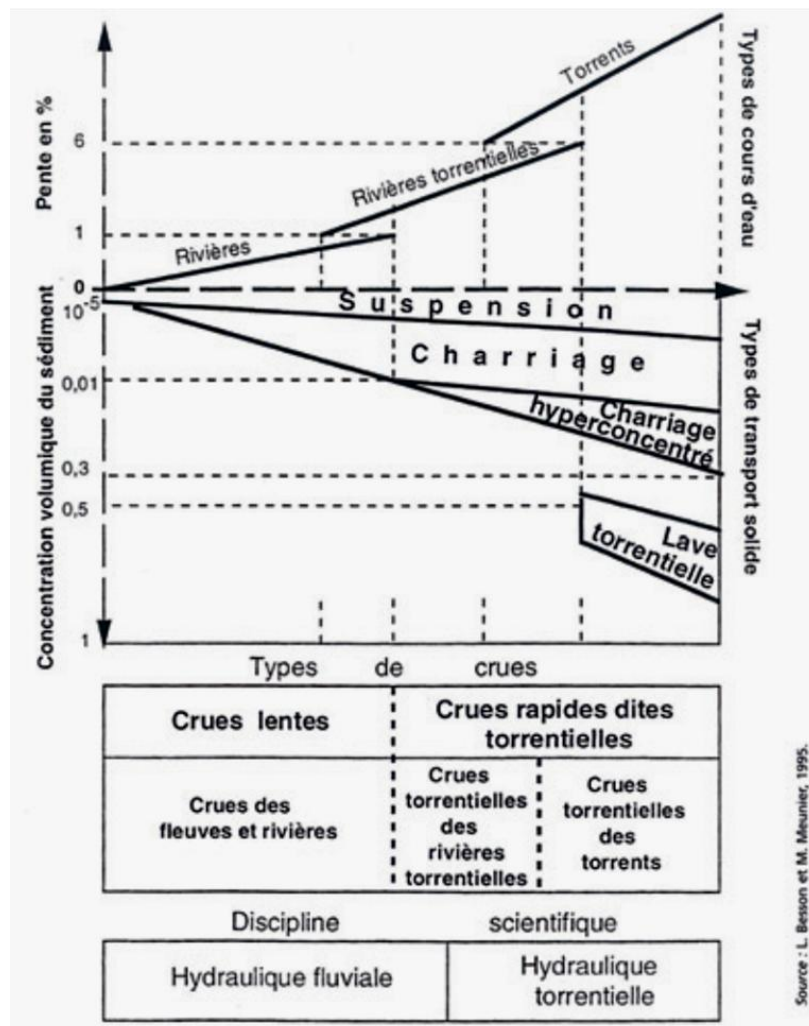


Figure 7.3. Types de cours d'eau, mécanismes de transport solide et types de crues (Besson et Meunier, 1995, In Richard, 2017).

Si les matériaux fins transportés par suspension sont en général peu dommageables (hors éventuels impacts en aval, par colmatage des fonds et sédimentation, notamment dans les retenues), il n'en est pas de même des sédiments véhiculés par charriage ou par coulées de laves torrentielles, qui peuvent aussi provoquer par engrèvement des exhaussements de lit puis des divagations ou obstruer le cours de la rivière émissaire aval ; par ailleurs, les écoulements ont une capacité érosive importante, à l'origine d'affouillements et de glissements de berges (voire de versants).

Enfin, le transport de bois et de débris divers par flottaison peut aggraver significativement les conséquences des crues torrentielles par obstruction des lits ou des ouvrages notamment de franchissement, avec alors divagation vers des zones inhabituelles ; les barrages constitués par

l'accumulation de matériaux flottants (embâcles) sont toujours susceptibles de se rompre et de provoquer à l'aval des débâcles dévastatrices, difficilement prévisibles.

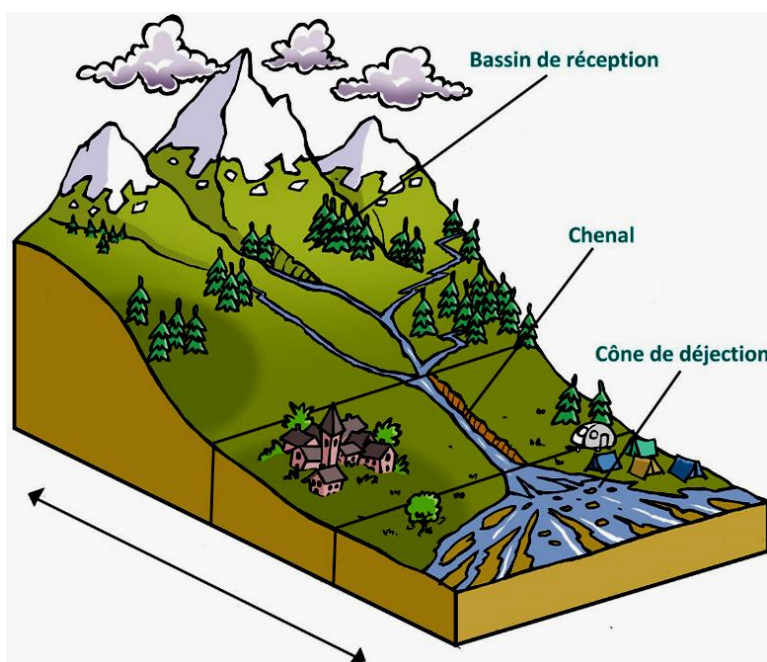


Figure 7.4. Ecoulement torrentiel. (ref).

Les **torrents** (figure 5.4) se situent en tête de bassin versant, là où les pentes sont les plus fortes ($> 6\%$) : avec des débits très irréguliers, souvent intermittents, la réaction d'un torrent aux précipitations varie selon l'intensité, la durée et la chronologie de celles-ci, la nature géologique et la sensibilité à l'érosion des terrains traversés, l'état de la couverture végétale ou forestière du bassin de réception. Les matériaux transportés s'accumulent sur le cône de déjection du fait d'une brusque réduction de la pente, la totalité de celui-ci pouvant être, en l'absence d'aménagement, balayée au gré des apports successifs des crues.

A l'aval immédiat, les **rivières torrentielles** constituent une catégorie de cours d'eau intermédiaire entre les torrents et les rivières ; de pentes plus faibles que les torrents (quelques %), elles peuvent encore être le siège d'écoulements hyper-concentrés ; on peut y observer crues rapides et débordements soudains, affouillements intenses et/ou apports solides dans le lit mineur comme dans le lit majeur – ces phénomènes opposés pouvant se succéder sur un même tronçon, au cours d'une même crue, et entraîner des divagations du lit mineur dans tout le lit majeur -, création d'embâcles notamment au droit d'ouvrages insuffisamment dimensionnés ou mal conçus.

A noter le cas particulier des rivières torrentielles pour leur tronçon amont et des torrents lorsque leurs bassins versants sont partiellement de type glaciaire : ces cours d'eau peuvent être soumis à de brusques variations de débit et de transport solide selon les aléas propres à la vie des glaciers.

2.4. Ruissellement pluvial

Le ruissellement est un phénomène d'écoulement non organisé de l'eau sur un bassin versant suite à des chutes de pluies ou à une fonte brutale du manteau neigeux. Il perdure jusqu'au moment où il rencontre une rivière, un réseau d'assainissement ou un marais. D'origine naturelle ou/et anthropique, il est souvent accompagné de phénomènes érosifs soit généralisés soit plus concentrés (par exemple sous forme de coulées boueuses).

2.5. Typologie des crues et d'inondations

Une crue se définit par différents critères : sa **genèse**, sa **durée**, sa **fréquence**, son **débit** de pointe (ou débit maximum) et son **volume** (Klemes, 1975). Les crues peuvent être classées en trois grands types en fonction de leur importance et l'intervalle de récurrence :

1. Les **crues décennales** sont des crues moyennes à fortes (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur dix pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé),
2. Les **crues centennales** sont des crues fortes à très fortes (statistiquement, chaque année, il y a un risque sur cent pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé),
3. Les **crues milléniales** sont des crues exceptionnelles (statistiquement, chaque année, il y a une chance sur mille pour qu'un tel événement se produise ou soit dépassé).

2.6. Processus hydrologiques de genèse des crues

Le volume d'une crue peut être décomposé en trois principales parties :

Le ruissellement de surface, l'écoulement hypodermique et l'écoulement de base ; L'importance de chacune de ces grandeurs dépend du milieu étudié, des conditions initiales de l'écoulement, et des caractéristiques de l'événement pluvieux (distribution spatiotemporelle, intensité et volume). Durant ces dernières décennies, le domaine hydrologique a progressé, ainsi plusieurs études ont été menées se consacrant à l'identification des processus hydrologiques au niveau des bassins versants. De nombreuses expérimentations ont été réalisées sur une grande variété de bassins. Parmi les outils importants qui ont favorisé cette évolution et qui ont aidé dans le processus d'identification des facteurs principaux contrôlant la réponse hydrologique à l'exutoire d'un bassin versant nous citons l'instrumentation des bassins et leur échantillonnage en plusieurs stations associés à des traceurs géochimique et/ou isotopiques.

Au niveau de la littérature, plusieurs travaux retracent la logique de progression et de compréhension des processus hydrologiques et des outils qui ont permis l'identification de ces processus. La première théorie importante concernant ce sujet est apparue au début du siècle dernier avec les travaux Horton, 1933. Cette théorie est basée sur le concept de capacité d'infiltration des sols et la notion de dépassement de capacité. La logique du concept est simple, tant que la capacité maximale d'infiltration du sol concernant le bassin en question n'est pas dépassée, la totalité de l'eau de pluie se trouve dans le sol par infiltration, et dès que les intensités pluviométriques dépassent ce seuil maximal, le surplus d'apport d'eau se trouve en surface et présente un volume d'eau ruisselée, c'est ce ruissellement qui va former l'écoulement rapide de crue, quand à l'eau infiltrée elle se trouve dans les couches inférieures du sol et contribue très lentement à la recharge des nappes et au soutien du débit de base. Ce processus est conditionné par les états de surface du sol qui décident de la fraction d'eau de pluie qui peut être infiltré ou pas. Vers les débuts des années 60 est commencé à mettre en cause cette théorie suite à des observations directes sur le terrain, et qui ont montré sous certaines conditions et restrictions, que l'écoulement souterrain pouvait participer directement ou indirectement à la formation des crues. Plusieurs autres mécanismes ont été proposés par la suite pour expliquer la formation des écoulements dans un bassin versant.

Selon Dunne, 1978, l'écoulement de surface se produit quand l'eau de la nouvelle pluie tombe sur des zones saturées. Le mélange entre la nouvelle eau et l'eau ancienne forme l'écoulement sur des surfaces saturées. Une fois l'apport de l'écoulement de subsurface dépasse la capacité du sol à transmettre un flux d'eau transversal, le processus d'exfiltration de l'eau souterraine s'active et l'eau sub-surfacique se trouve émergée à la surface du sol.

Partie 2. : Les différentes formules utilisées en aménagement hydraulique.

EXERCICE 1 : Exemple pratique :

Protection Contre Les Crues De La Ville De Reblochon (Quatrieme Episode 2 Ecretement De La Crue) (Belleudy, 2006)

On a déterminé que la capacité d'écoulement entre les deux ponts est limitée : au delà de 360 m³/s, le niveau est tel que des débordements se produisent et inondent Reblochon.

Pour se prémunir contre ces débordements, on envisage la décharge d'une partie du débit en crue.

On aménage donc un déversoir latéral en rive gauche qui provoquera l'inondation d'un ancien bras de la Gigondas. **Le but de l'exercice est de dimensionner ce déversoir** (Photo P1.1).

On rappelle les caractéristiques du bief amont :

Section rectangulaire de largeur $b = 60\text{m}$. Pente du fond $S_0 = 0.0003$. Coefficient de rugosité (Strickler) $k_{\text{str}} = 25$. A l'endroit choisi pour aménager le déversement, la cote du fond de la Gigondas est $z_f = 51.0\text{ m NGF}$. On admettra dans les calculs un niveau d'eau moyen dans la Gigondas, calculé à cette section moyenne et représentatif du niveau cette section moyenne et représentatif du niveau de la rivière pour l'ensemble du déversoir.

On souhaite se protéger des inondations pour une crue centennale (hydrogramme type en données).

1. Quel est le niveau dans la Gigondas '?

En supposant que l'on soit suffisamment loin du déversoir aval pour que le régime uniforme soit établi dans la Gigondas pour toutes les conditions de débit, calculer et tracer la relation niveau-débit devant le déversoir.

2 .Dimensionnement du déversement

Calculer le débit maximum que l'on souhaite faire passer sur le déversoir.

Il faut donc construire un déversoir le plus large possible pour permettre d'évacuer le débit en excédent. Bien évidemment, l'emprise disponible sur le terrain est limitée, entre l'échangeur de l'autoroute et les habitations. La largeur du seuil est donc $b_s = 300\text{ m}$.

Calculer la hauteur d'eau sur le seuil. Calculer la vitesse d'écoulement. Calculer la charge.

il y a une relation simple entre la charge sur le seuil et la hauteur critique, Quelle est cette relation ? En déduire une « formule » qui donne le débit sur le déversoir en fonction de la charge amont (Belleudy, 2006).

En comparant la valeur de la charge sur le seuil à la relation niveau-débit dans la Gigondas, déduire la cote de déversement optimale ys.

Déduire des deux questions précédentes une « formule » qui donne le débit sur le déversoir en fonction de la charge amont.

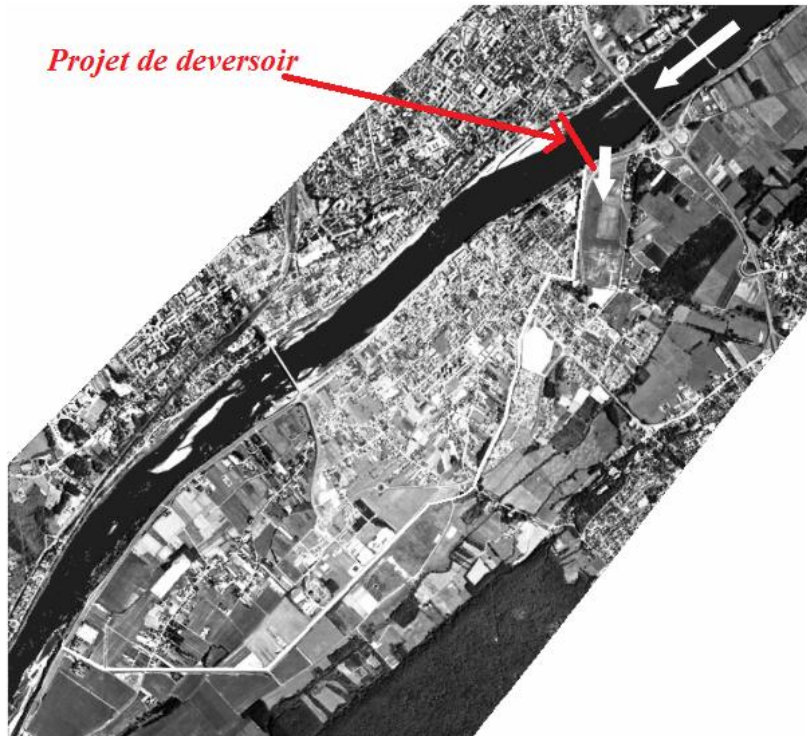


Photo P1.1. Projet de déversoir.

2.1. Calcul de l'hydrogramme écrêté

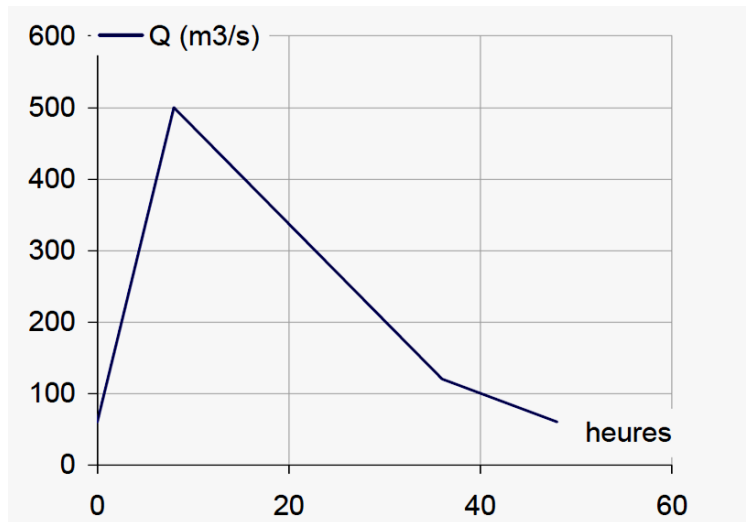
Hydrogramme type de la crue centennale (crue de projet) :

t en heures	0	8	36	48
Q (m3/s)	60	500	120	60

Calculer l'hydrogramme écrêté et l'hydrogramme déverse.
Quelques données et formules (utiles ou inutiles) :

Formule de Manning-Strickler :

$$Q = k_{str} A R_h^{2/3} \sqrt{S_f}$$



2.2. Régime uniforme: $S_0 = S_f$

y	m NGF	cote de la surface libre
z_f	m NGF	cote du fond
$h=y-z_f$	m	hauteur d'eau
A	m^2	section mouillée
Q	m^3s^{-1}	debit
$V=Q/A$	ms^{-1}	vitesse moyenne
$H = y + \frac{V^2}{2g}$	m	charge hydraulique
b	m	largeur de la surface libre
$C = \sqrt{g \frac{A}{b}}$	ms^{-1}	célérité de propagation des ondes
$Fr = \frac{V}{C}$	1	Nombre de Froude Fr=1 pour le régime critique
P	m	périmètre mouillé
$R_h=A/P$	m	rayon hydraulique
$S_f = \frac{\Delta H}{\Delta x}$	1	pente de la ligne d'énergie
$S_0 = \frac{\Delta z_f}{\Delta x}$	1	pente du fond
$Fr = \frac{V}{C}$		Nombre de Froude Fr=1 pour le régime critique
P	m	périmètre mouillé
$R_h=A/P$	m	rayon hydraulique
$S_f = \frac{\Delta H}{\Delta x}$	1	pente de la ligne d'énergie
$S_0 = \frac{\Delta z_f}{\Delta x}$	1	pente du fond
k_{str}		coefficient de Strickler

3. Calcul de débit pour un déversoir à paroi mince

3.1. Déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale

Le déversoir rectangulaire est le plus classique, qui a été le mieux étudié, de part sa géométrie simple qui est représentée schématiquement par la figure P2.1, d'où les multiples observations qui ont été effectuées ce qui a permis de donner des valeurs plus exactes du débit.

Il est aussi le plus ancien car les premières études relèvent au 18^{ème} siècle dû à G. Poloni, 1717, qui donna l'équation de base du débit qui est donnée par :

$$Q = \frac{2}{3} \mu B h \sqrt{2g h} \quad (1.1)$$

Où Q est le débit volume, B : la largeur du canal, μ coefficient du débit et g l'accélération de la pesanteur.

h : représente la hauteur de la lame d'eau au-dessus du déversoir et c'est de ce là que né la définition du coefficient du débit. Puisqu'il est plus facile de mesurer la hauteur d'eau h que de mesurer la charge totale H d'où il revient à négliger la vitesse d'approche on aura alors $h \approx H$ (en général dans cette zone la ligne de charge coïncide avec la surface libre). Les erreurs qui résultent de cette approximation sont corrigées par le coefficient de débit.

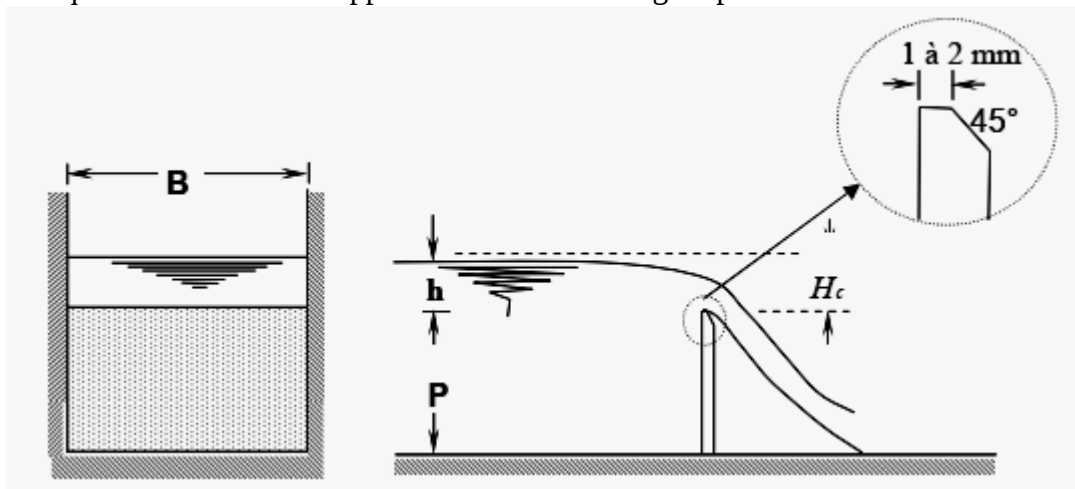


Figure P2.1. Schéma de définition et détails du déversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale (ENGES, 2006).

En admettant que le seuil est franchi par un écoulement en régime critique avec une charge totale H_c et de profondeur d'écoulement h_c , alors on peut écrire que :

$$q = \frac{2}{3\sqrt{3}} \sqrt{2g H_c} h_c^{3/2} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0,577. \quad h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} = \frac{2}{3} H_c \quad (1.2)$$

Où q est le débit unitaire $q = Q/B$

En admettant également en première approximation que H_c est égale à la hauteur h de déversement les relations (1.1) et (1.2) permettent d'écrire que :

Cependant les observations de Polony donnent $\mu = 0,64$, ce qui permet de conclure un écart d'environ 11%. Cet écart a été attribué par (Boussinesq, 1817 in Belleudy, 2006) à l'effet de la courbure des filets liquides franchissant l'arête du déversoir, cette courbure joue un rôle significatif et l'augmentation de la valeur du coefficient du débit est essentiellement due à son

effet.

Les résultats de (Boussinesq, 1817 in Belleudy, 2006) ont permis d'écrire que :

$$\mu = 0,651 \left(1 - 0,391 \frac{i}{\pi} \right) \quad (1.3)$$

Où : i désigne l'angle d'inclinaison du déversoir par rapport à la verticale comme l'indique la figure (P2.2).

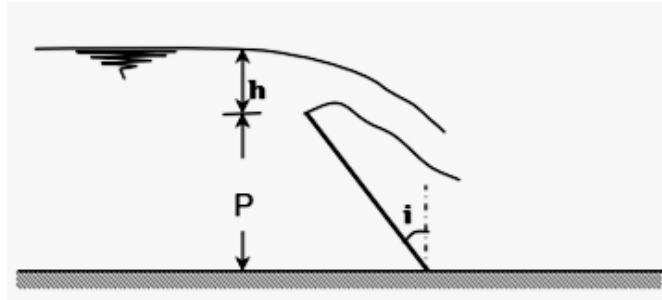


Figure P2.2. Déversoir en mince paroi inclinée d'un angle i par rapport à la verticale. Lamme d'eau intérieure complètement aérée.

La relation (1.3) ne peut être appliquée que si $P/h \gg 1$.

Dans la pratique, le cas usuel d'un déversoir en mince paroi consiste en une plaque verticale dont la largeur est égale à celle amont et aval du canal dans le quel elle est insérée.

Plusieurs relations du coefficient du débit ont été proposées par le passé et dont les plus importantes sont regroupées dans le tableau (P2.1).

Tableau P2.1. Coefficient de débit selon l'équation 1.1 selon quelques auteurs et leurs limites d'application (ENGEEES, 2006).

Auteur	Année	Coefficient de débit μ	Limite d'application	$N=^\circ$
Bazin	1888 1898	$\mu = 0,6075 \left(1 + \frac{0,074}{h} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+P} \right)^2 \right]$	$0,08\text{m} < h < 0,70\text{m}$ $B > 4h$ $0,2\text{m} < P < 2\text{m}$	1.4
Rehbock	1913 1929	$\mu = 0,6050 \left(1 + \frac{0,0019}{h} \right) \left(1 + 0,138 \frac{h}{P} \right)$	$h > 0,05\text{m}$	1.5
SIA	1924	$\mu = 0,615 \left(1 + \frac{0,001}{h} \right) \left[1 + 0,5 \left(\frac{h}{h+p} \right)^2 \right]$	$0,025\text{m} < h < 0,8\text{m}$ $P < 0,30\text{m}$ $h \leq p$	1.6
Kindsvater-Carter	1957	$\mu = 0602 \left(1 + 0,125 \frac{h}{P} \right)$	$L \geq 0,15\text{m}, h \geq 0,03\text{m}$ $h/P \leq 2$	1.7
Sarginson	1972 1973	$\mu = 0,613 \left(1 + \frac{2,33}{W} + 0,122 \frac{h}{P} \right)$		1.8

Dans la relation (1.8) de Sarginson, le paramètre W représente le nombre de Weber tel que $W = \rho h^2 / \sigma$ où ρ est la masse volumique du liquide et σ est la tension superficielle exprimée en Kg/m.

On peut également écrire que : $W = \rho g h^2 / \sigma$. On peut constater à partir du Tableau (P2.1) que toutes les relations, à l'exception de la formule de Kindsvater-Carter, contiennent trois termes :

- Une constante dont la valeur moyenne est de l'ordre de 0,61
- Un terme qui tient compte de l'effet de la tension superficielle et proportionnel à $1/h$ où h est exprimé en mètre. Ce terme se trouve, à travers le nombre de Weber, dans la relation (1.8) de Sarginson.
- Un terme qui tient compte de l'effet de la vitesse d'approche de l'écoulement à travers le rapport h/P . Lorsque $h/P \ll 1$, la hauteur capable de la vitesse d'approche de l'écoulement est faible ($V^2/2g = 0$).

Le coefficient de débit μ de Kindsvater donné par la formule (1.7) se rapporte à la formule débit suivante :

$$q = \mu \sqrt{g h_e^3} \quad h_e = h + 0,9$$

Où h_e représente la hauteur effective de la lame d'eau, La valeur 0,9 est une longueur déterminée expérimentalement pour tenir compte l'effet de la tension superficielle et de la viscosité. La relation du débit unitaire la plus acceptée de nos jours est la deuxième version de Rehbock, 1929, donnée par :

$$q = \mu \sqrt{2g h_e^3}$$

Avec :

$$\mu = 0,4023 + 0,0542 \frac{h_e}{P}$$

$$\text{et } h_e = h + 0,0011$$

Ce qui revient à écrire que :

$$q = 0,4023 \sqrt{2g(h + 0,0011)^3} \left(1 + 0,135 \frac{h}{P}\right)$$

Dans cette relation h s'exprime en mètre. En principe cette relation est applicable pour toute la gamme de variation des paramètres notamment de la charge, mais il est préférable de prendre $h/P > 0,50$.

Cette formule est applicable au déversoir de type Rehbock dont la crête présente le profil de figure (1.1) ainsi que la nappe inférieure soit complètement aérée. La précision obtenue sur la mesure de débit est de l'ordre de 0,10 à 0,20%. Notons également la deuxième version de Kindsvater-Carter, (1959) concernant le calcul du débit Q véhiculé par un canal. En considérant le coefficient de débit donné par la formule (1.7) du tableau (1.1), Kindsvater-Carter propose d'évaluer le débit Q

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu (B - 0,001) (h + 0,001)^{\frac{3}{2}}$$

par la relation :

Cette relation est applicable pour les considérations suivantes :

- Hauteur de pelle $P > 0,1\text{m}$
- Hauteur de la lame déversante $h_{\text{minimal}} > 0,08\text{m}$
- Hauteur relative $h/P < 0,25$

3.2. Déversoir rectangulaire à contraction latérale

On dit qu'il y a contraction latérale lorsque la largeur B du canal est supérieure à la largeur b du déversoir, ce qui définit la valeur du taux de contraction $\beta = b/B$. Le cas le plus usuel du déversoir rectangulaire à crête mince avec contraction latérale est représenté par la figure (P2.3)

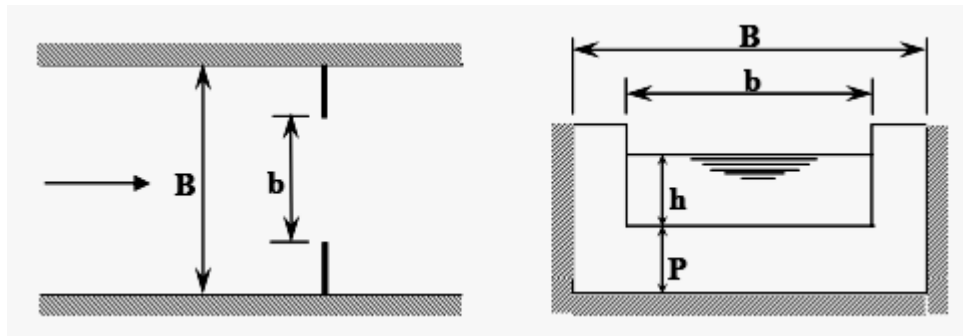


Figure P2.3. Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale (ENGEEES, 2006)..

Pour ce type de déversoir de très nombreux tests ont été effectués par (SIA, 1926). Ces tests ont montrés que le débit unitaire q pouvait être calculé en application de la relation (1.1).

- Pour un taux de contraction $0,30 < \beta < 1$,
- Une hauteur de pelle $P \geq 0,30$ m ;
- Une hauteur de la lame déversante $0,025 B/b < h < 0,80$ m, où $h \leq P$;

La relation du coefficient du débit μ s'écrit

$$\mu = 0,578 \left[1 + 0,065\beta^2 + \frac{6,25 - 5,19\beta^2}{1000(h + 0,016)} \right] \left[1 + 0,5\beta^4 \left(\frac{h}{h + P} \right)^2 \right]$$

Il est à noter que pour $\beta = 1$ les relations (1.6) et (1.12) sont identiques.

Pour un déversoir vertical, à crête mince, et à nappe libre avec une contraction latérale (Hégly, 1921) proposa une formule pour le calcul du coefficient de débit μ qui s'écrit :

$$\mu = \left[0,405 + \frac{0,0027}{h} - 0,03(1 - \beta) \right] \left[1 + 0,55 \left(\frac{\beta h}{(h + P)} \right)^2 \right] \quad (1.12)$$

Pour les limites d'application suivantes :

- La hauteur $0,10 \text{ m} < h < 0,60 \text{ m}$
- La largeur du déversoir $0,740 \text{ m} < b < 1,80 \text{ m}$
- La hauteur de pelle $0,40 \text{ m} < P < 0,80 \text{ m}$
- $0 < 1 - \beta < 0,90$

D'autres formules ont été proposées par plusieurs chercheurs, mais ces formules convergent dans leur ensemble vers la même valeur du débit unitaire calculé par application des relations que nous venant de citer.

Notons que toutes ces formules doivent être appliquées sous les conditions suivantes :

- $B-b > 4h$
- $\frac{h}{P} \leq 0,50$
- $\frac{h}{b} \geq 0,50$
- $P \geq 0,30m$
- $\frac{0,025}{\beta} \geq h \geq 0,80m$
- $b \geq 0,30m$

Si l'une de ces conditions n'est pas remplie la valeur calculée du débit peut être entachée d'une erreur significative.

4. Déversoir triangulaire à paroi mince

Le dispositif est représenté par une plaque verticale mince disposée en travers de l'écoulement dans un canal généralement de forme rectangulaire de largeur B , dont le profil de l'échancrure est un triangle d'angle d'ouverture. Le déversoir est représenté schématiquement par la figure P2.4.

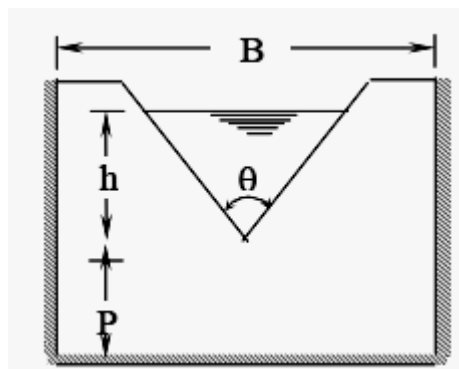


Figure P2.4. Déversoir triangulaire en mince paroi- Schéma de définition (ENGEES, 2006).

Elle demeure la section la plus avantageuse pour la mesure des très faibles débits, de plus les valeurs calculées du débit seront données avec une précision raisonnable. Thomson a donné la relation suivante pour le calcul du débit :

$$Q = \frac{8}{15} \mu h^2 \tan \frac{\theta}{2} \sqrt{2gh} \quad (1.14)$$

Une autre approche, et, en admettant que le seuil est franchi par un écoulement en régime critique de charge totale H_C on aura $H_C = 5/4 h_c$, où h_c étant la profondeur critique de l'écoulement, et en tenant compte de la condition de criticité on aura :

$$h_c = \left(\frac{2Q^2}{gm^2} \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ où } m \text{ est la tangente de l'angle } \frac{\theta}{2} \quad m = \tan \frac{\theta}{2}.$$

Donc la relation du débit s'écrit :

$$Q = \frac{16}{25} m \sqrt{\frac{2}{5} g H_C^5} \quad (1.15)$$

En admettant en outre que la vitesse d'approche de l'écoulement est faible on peut écrire que $H_c = H = h$ d'où la relation (1.15) devient :

$$Q = \frac{16}{25} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{\frac{2}{5} g h^5} \quad (1.16)$$

Ou bien :

$$Q = \frac{8}{15} \mu \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2 g h^5} \quad (1.17)$$

Donc : $\mu = \frac{6}{5\sqrt{5}} = 0,5366$

La contraction est dite pleine lorsque la hauteur relative $h/P \leq 0,40$ et que $P/B \leq 0,20$, dans ce cas le coefficient de débit μ ne dépend que de l'angle d'ouverture θ .

Le tableau (1.2) regroupe les valeurs de μ pour quelques valeurs de θ

Tableau P2.2. Coefficient de débit μ de l'équation (1.16) en fonction de θ

θ	20	40	60	80	90	100
μ	0,597	0,582	0,577	0,577	0,578	0,580

La figure ci-après représente la variation du coefficient de débit μ en fonction de l'angle d'ouverture de l'échancrure θ mentionné précédemment dans le tableau (1.2).

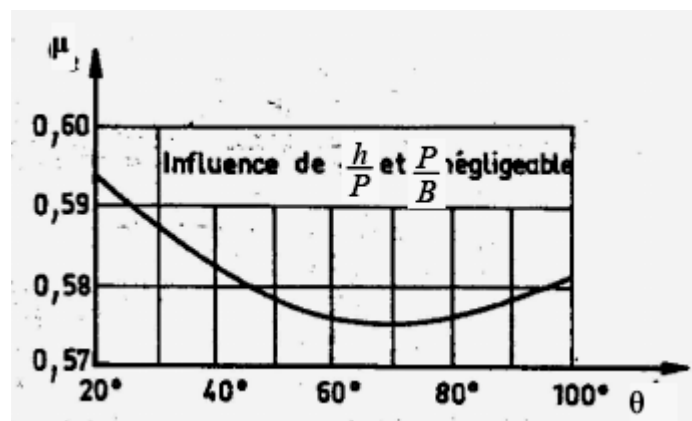


Figure P2.5. Variation du coefficient de débit en fonction de l'angle de l'ouverture de l'échancrure d'un déversoir triangulaire à paroi mince pour une contraction pleine (ENGEEES, 2006).

D'après la figure P2.5 on remarque que la courbe obtenue est en forme de cloche composée de deux branches une ascendante et l'autre descendante, et représente un minimum de θ et de μ , pour $\theta = 70^\circ$ et $\mu = 0,577$.

Lorsque .:

- La hauteur relative $h/P \leq 1,20$
- $h/B \leq 0,40$
- La hauteur de la lame d'eau $0,05 \leq h \leq 0,60\text{m}$
- La hauteur de pelle $P \geq 0,10\text{m}$
- La largeur du canal d'amenée $B \geq 0,60\text{m}$

La contraction est dite partielle. La vitesse d'approche ainsi que la largeur B du canal d'amenée, ont alors un effet très important sur le coefficient de débit. Pour illustrer cet effet Kindsvater a effectué des essais sur un déversoir triangulaire à angle d'ouverture d'échancrure $\theta = 90^\circ$.

La figure (1.6) représente pour un angle d'ouverture $\theta = 90^\circ$ la variation du coefficient de débit en fonction de P/B et h/B . Il est à noter que le canal d'amenée doit être de forme rectangulaire ou pouvant être assimilé comme tel.

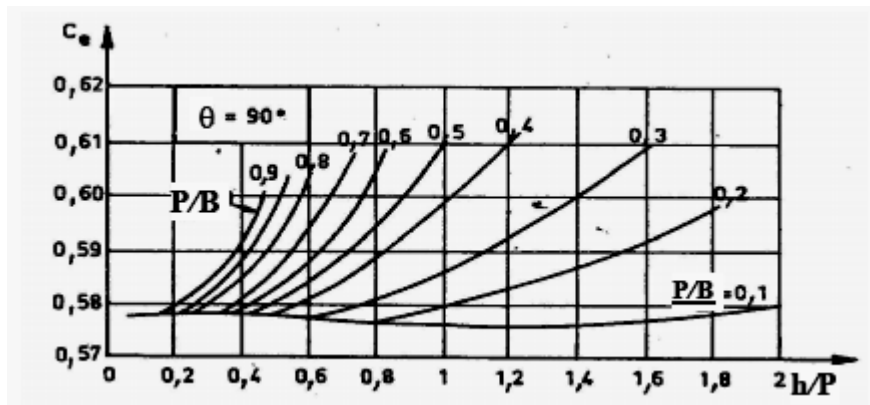


Figure P2.6. Valeurs du coefficient de débit pour $\theta=90^\circ$ en fonction de h/P et P/B , selon Kindsvater (ENGEEES, 2006).

(Kindsvater, 1957) a introduit dans l'équation du débit une longueur qui tient compte de l'effet de la viscosité et de la tension superficielle, pour un liquide donné et dans une marge limitée de la température, alors l'équation (1.14) devient :

$$Q = \frac{8}{15} \mu \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} (h + Kh)^{\frac{5}{2}} \quad (1.18)$$

Kh est fonction uniquement de l'angle d'ouverture de l'échancrure θ . Pour $\theta=90^\circ$ et pour l'eau à température ordinaire on peut prendre $Kh=0,85$ mm.

La courbe de la figure P2.7 donne les Valeurs de kh en fonction de l'angle d'ouverture θ .

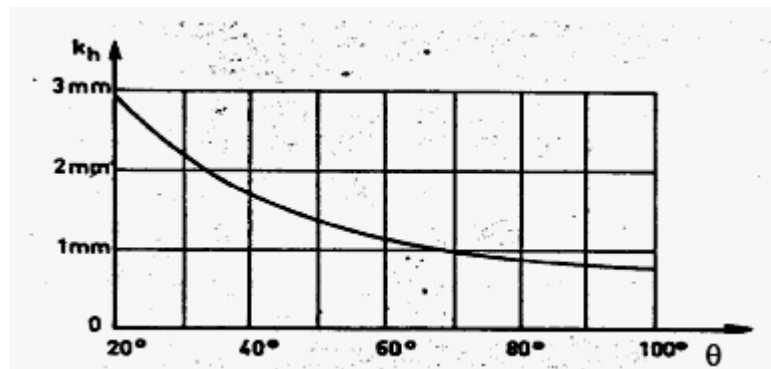


Figure P2.7. Valeurs de kh en fonction de l'angle d'ouverture θ , selon Kindsvater (ENGEEES, 2006).

D'autres formules ont été également proposées pour le calcul du débit ; on cite celle de Cone, (1916) qui pour : $20^\circ < \theta < 90^\circ$ et $0,06\text{m} < h < 0,41\text{m}$, la relation du débit s'écrit comme suit :

$$Q = \left(0,3065 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} h^{\frac{5}{2}} \sqrt{2g} + 0,0031 h^{\frac{5}{2}} \sqrt{2g} \right) (3,28h)^{-\frac{0,0195}{0,75 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}}} \quad (1.19)$$

Il a aussi donné une forme simplifiée de la relation pour un angle d'ouverture de l'échancrure $\theta = 90^\circ$, dans un déversoir triangulaire à crête verticale en mince paroi la relation (1.19) devient :

$$Q = 0,303 h^{-0,02} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} h^{\frac{5}{2}} \quad (1.20)$$

Pour le calcul du coefficient de débit μ , Héyndrickx (1948) a proposé en une formule qui est donnée par :

$$\mu = (0,5775 + 0,214h^{-1,25}) \left(1 + \frac{h^2}{B^2 (q + P)^2} \right) \quad (1.21)$$

Le déversoir triangulaire à paroi mince a également fait l'objet d'investigation de la part de (Lenz, 1943), qui s'est intéressé en particulier aux effets de la viscosité du liquide et de la tension superficielle sur le coefficient du débit μ .

De même Ramponi (1949) analyse les effets du canal d'amenée sur les caractéristiques de l'écoulement.

5. Déversoir trapézoïdal

Dans ce type de déversoir la forme de l'échancrure est un trapèze isocèle envasé vers le haut, la figure P2.8 montre schématiquement la forme du déversoir.

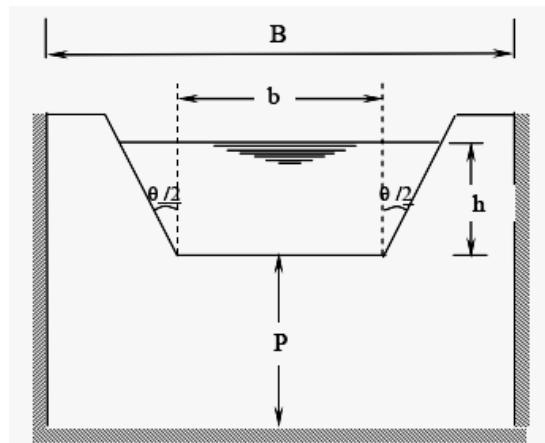


Figure P2.8. Déversoir trapézoïdal -Schéma de définition (ENGES, 2006).

Le déversoir le plus fréquemment utilisé est celui de Cipolletti (1963), dont la crête est constituée par la plus petite base b et d'angle d'inclinaison θ tel que $\tan \theta = 1/4$, ce qui permet de compenser l'influence de contraction due aux joues par l'augmentation de la largeur de la surface libre de manière à conserver le plus possible un coefficient de débit μ constant pour une large gamme de la variation de la charge h .

La relation générale du débit pour un déversoir de type Cipolletti est donnée par :

$$q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}} \quad (1.22)$$

Où q est le débit unitaire

Lorsque :

- $0,06 \text{ m} < h < 0,60 \text{ m}$

- $h/P < 0,50$

- $P > 2h$ avec une valeur minimale de $0,30 \text{ m}$

La valeur du coefficient de débit $\mu \approx 0,422$ d'où la forme simplifiée de la relation de Cipolletti qui s'écrit : $q = 1,86 b h^{3/2}$ (1.23)

Pour une valeur quelconque de l'angle d'inclinaison des joues du déversoir sur la verticale, Gourley et Crimp ont donné la formule suivante pour le calcul du débit :

$$Q = 1,32 h^{2,47} \tan(\theta/2) + 1,69 b^{1,02} h^{1,47} \quad (1.24)$$

b : est la petite base du trapèze

h : la hauteur d'écoulement

6. Déversoir à seuil épais

Comparé au déversoir à paroi mince le paramètre supplémentaire est l'épaisseur de la paroi. On désigne par déversoir à seuil épais un déversoir dans le quel l'écoulement de la crête peut être assimilé à un écoulement dans un canal de faible longueur ou, les filets liquides sont considérés pratiquement parallèles tel qu'on peut admettre une distribution hydrostatique des pressions dans la section de contrôle ou l'écoulement passe par un régime critique.

La figure P2.9 présente le profil d'un déversoir à seuil épais.

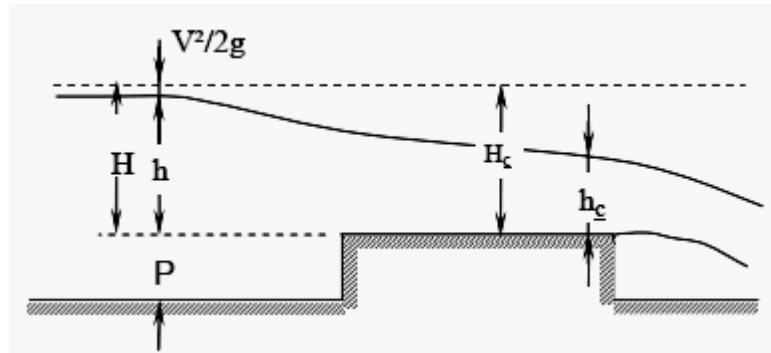


Figure P2.9. Déversoir à paroi épaisse -Schéma de description (ENGEEES, 2006).

Pour avoir une distribution hydrostatique des pressions et une perte d'énergie faible et il faut que la valeur de h/B soit comprise entre $0,08 \leq h/B \leq 0,50$.

Un régime critique s'établit au-dessus du seuil, de telle manière à ce que l'on obtient un écoulement dénoyé à l'aval du déversoir. L'équation de Bernoulli entre la section à l'amont du déversoir et la section de contrôle $H=hc$ est tel que :

$$H = hc + \alpha \frac{V_c^2}{2g}$$

hc : est la hauteur d'écoulement dans la section de contrôle

V_c : est la vitesse moyenne dans la section de contrôle, et le coefficient α est considérée $\alpha = 1$.

Donc la relation du débit s'écrit :

$$Q = Sc \sqrt{2g(H - hc)} \quad (1.32)$$

Sc : est l'aire de la section de contrôle.

Afin de tenir compte de tous les effets secondaires on introduit deux coefficients. D'une part un coefficient de débit C_d , qui tient de la répartition non uniforme de la vitesse et un parallélisme non total des lignes de courant. Il est fonction de la forme du seuil et des conditions d'amenée. D'autre part un coefficient de vitesse C_v qui tient compte de l'effet de la hauteur cinématique qui est négligé (du fait qu'il est plus facile de mesurer la hauteur d'eau h que de mesurer la charge totale H). Ce qui revient à écrire :

$$Q = C_d C_v Sc \sqrt{2g(H - hc)} \quad (1.33)$$

C'est l'équation du débit pour les différents profils de déversoir à paroi épaisse.

6.1. Déversoir rectangulaire à paroi épaisse sans contraction latérale

Le seuil est de forme régulière représenté par un rectangle de hauteur a de largeur B qui est celle du canal d'amenée et longueur du seuil L_c , il est représenté schématiquement par la figure (1.10).

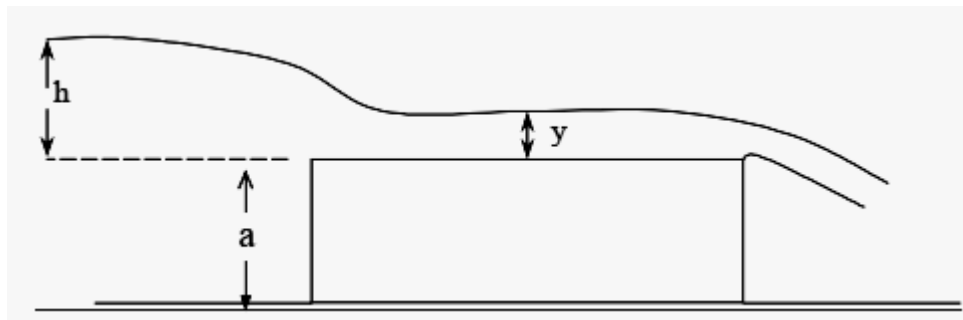


Figure P2.10. Ecoulement par-dessus un seuil à paroi épaisse (ENGEEES, 2006).

De la notion de débit maximum, Bélanger a établi que sur un très large seuil horizontal, on devrait avoir :

$$Q = 0,385 L H \sqrt{2gH} \quad (1.34)$$

où L est la largeur du seuil. On peut donc conclure que le coefficient de débit est égal à 0,385.

La relation (1.34) peut être obtenue en appliquant le théorème de Bernoulli, et en admettant que :

- L'écoulement sur le seuil s'effectue par filets liquides parallèles.
- La vitesse d'approche de l'écoulement est nulle.

Ainsi, par rapport à un plan de référence horizontal arbitrairement choisie, le théorème de Bernoulli permet d'écrire que :

$$h = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gL^2y^2} \quad (1.35)$$

En posant $q = Q/L$, le débit unitaire, la relation (1.35) permet finalement d'écrire que :

$$q^2 = 2g(h - y)y^2$$

Soit :

$$q = y\sqrt{2g(h - y)} \quad (1.36)$$

En exprimant que le débit unitaire q passe par un maximum, c'est-à-dire $\partial q / \partial y = 0$, la relation (1.36) permet d'écrire :

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{2\sqrt{2g}(2h - 3y)}{\sqrt{h - y}} = 0 \quad (1.37)$$

soit :

$$y = 2h/3 \quad (1.38)$$

En introduisant la relation (1.38) dans l'équation (1.36), il vient que :

$$q = \frac{2\sqrt{3}}{9} \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Ou bien :

$$q = 0,3849 \sqrt{2g} h^{3/2} \cong 0,385 \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (1.39)$$

La relation (1.34) ainsi reproduite et le coefficient de débit est $m = C_d = \mu = 0,385$.

(Bazin, 1898) a constaté un chiffre assez voisin, soit $m = 0,373$. Certains auteurs préfèrent prendre $m = 0,35$ et même $m = 0,33$.

Selon certains essais, rapportés par (Varlet, 1958), effectués sur des déversoirs à seuil épais rectangulaire de hauteur variant entre 1,35 m et 1,50 m de hauteur, et de longueur L en crête égale à 2,60 m, les valeurs de m sont celles regroupées dans les tableaux 2.3 et 2.4, selon la valeur de l'épaisseur a du seuil.

Tableau P2.3. Valeurs du coefficient de débit m pour des déversoirs à paroi épaisse.Épaisseur $e = 0,80$ m; $L = 2,60$ m, hauteur variant entre 1,35 m et 1,50 m.

Charge H (en mètres)	0,15	0,30	0,45	0,60	1,50
m , Avec arêtes vives	0,324	0,384	0,342	0,353	0,422
m , Avec arête amont arrondie ($R = 0,10$ m)	0,368	0,375	0,377	0,382	0,431

Tableau P2.4. Valeurs du coefficient de débit m pour des déversoirs à paroi épaisse.Épaisseur $e = 2,00$ m; $L = 2,60$ m, hauteur variant entre 1,35 m et 1,50 m.

Charge H (en mètres)	0,15	0,30	0,45	0,60	1,50
m , Avec arêtes vives	0,324	0,384	0,342	0,353	0,422
m , Avec arête amont arrondie ($R = 0,10$ m)	0,337	0,352	0,353	0,353	0,366

Il ressort des tableaux (1.3) et (1.4) que :

- les faibles coefficients de débit égaux à 0,35 et même à 0,33 se rencontrent effectivement avec des seuils épais, surtout si les arêtes du bord aval du seuil sont vives.
- pour une même charge H et une même configuration, les coefficients de débit sont meilleurs avec le seuil de 0,80 m d'épaisseur qu'avec le seuil de 2 m d'épaisseur.

6.2. Déversoir à seuil épais à profil en long triangulaire

Il s'agit d'un déversoir créant une contraction verticale de l'écoulement par sa surélévation en formant un seuil dit " seuil épais " (figure P2.11). Il est en général inséré dans un canal d'amenée de section rectangulaire et l'écoulement s'y étend sur toute la largeur et reste en contact avec le seuil sur une certaine longueur.

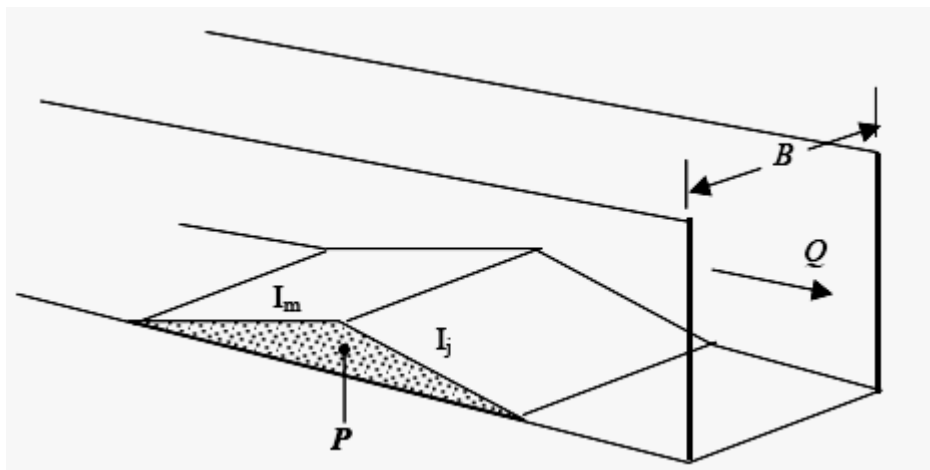


Figure P2.11. Représentation schématique du déversoir à paroi épaisse à profil en long triangulaire (ENGEEES, 2006).

Le débit est donné, après étalonnage de l'appareil, par mesure de la profondeur de la lame déversante.

Si B est la largeur du canal d'amenée, sur une longueur d'eau moins de $10B$ les caractéristiques suivantes doivent être respectées :

- Le canal d'amenée doit être rectiligne.
- La section transversale du canal d'amenée doit être rectangulaire et constante.
- La pente du canal d'amenée doit être inférieure à 2%.

- Les parois du canal d'amenée doivent être lisses.
- L'arête déterminée par l'intersection des parements amont et aval de pente respective I_m et I_j doit être horizontale avec cependant une tolérance de 0,2%.

6.3. Déversoir à seuil épais à profil triangulaire type Bazin

Les caractéristiques de l'appareil, basé sur une contraction verticale telle que représentée par la figure P2.11 sont :

- Hauteur de pelle $P = 50\text{cm}$ en admettant une tolérance de 2cm.
- Le bon fonctionnement de l'appareil est conditionné par les quatre combinaisons suivantes des pentes des parements amont et aval I_m et I_j (tableau P2.5).

Tableau P2.5. Valeur de pentes amont et aval du déversoir à seuil épais à profil triangulaire type Bazin.

I_m	1/1	1/1	1/1	1/2
I_j	1/1	1/2	1/3	1/2

Le débit passant par l'appareil se calcule par la relation suivante :

$$Q = \mu B \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (1.40)$$

Rappelons que μ est le coefficient de débit et que B est la largeur du canal dans le quel est inséré le dispositif de mesure. La profondeur h correspond à l'épaisseur de la lame d'eau et doit être mesurée à 2,5 fois la profondeur $h_{\max}$ à l'amont. Afin de simplifier les calculs, la formule du débit peut également s'écrire :

$$Q = KBh^{3/2} \quad (1.41)$$

Où $K = \mu \sqrt{2g}$ Dans la relation (1.41), la profondeur h ainsi que la largeur B , sont mesurées en centimètres et le débit Q est exprimé en litres par seconde.

Les valeurs de K sont consignées dans le tableau P2.6, en fonction de h et des pentes I_m et I_j du parement amont et aval du Seuil.

Tableau P2.6. Valeurs du paramètre K de la relation (1.37) en fonction de h , I_m et I_j

$h(\text{cm})$	$I_m=1/1$ $I_j=1/1$	$I_m=1/1$ $I_j=1/2$	$I_m=1/2$ $I_j=1/3$	$I_m=1/2$ $I_j=1/2$
6	0,0211	0,0211	0,0211	0,0211
9	0,0235	0,0210	0,0192	0,0213
12	0,0232	0,0208	0,0194	0,0211
15	0,0228	0,0208	0,0192	0,0212
18	0,0227	0,0209	0,0191	0,0212
21	0,0227	0,0211	0,0190	0,0211
24	0,0227	0,0212	0,0191	0,0213
27	0,0226	0,0213	0,0192	0,0213
30	0,0225	0,0213	0,0192	0,0213
36	0,0217	0,0213	0,0192	0,0213
45	0,0207	0,0212	0,0191	0,0213

Références bibliographiques

1. Adam P. et Debiais N., 2007 : Manuel de restauration Hydro morphologique Des cours d'eau (pdf). DEMAA, 64p.
2. Astrade L., Dumont A., 2000 : L'évolution du profil en long d'un cours d'eau navigable sous l'effet des aménagements, la grande Saône du début du XIXe s. à aujourd'hui. / The effects of development works on the long profile of a navigable waterway : the Grande Saône from the beginning of the XIXth century until the present day.. In: Géocarrefour, vol. 75, n°4, L'interface nature-sociétés dans les hydrosystèmes fluviaux. pp. 317-326.
3. Barbe A., Boyer P., Coulomb R., Moreau De Saint-Martin J., et Nougaro J. , 1967: Loi hauteur-débit d'un déversoir en mince paroi fonction de la charge totale: je et valable dans une large plage d'utilisation, *la houille blanche*, N° 3-1967, 249-256p. <http://dx.doi.org/10.1051/lhb/1967016>
4. Belleudy Ph., 2006 : Hydraulique fluvial TD4, protection contre les crues de la ville de Reblochon , TUE412_TDFluv4.doc
5. CEPRI (centre européen de prévention du risque d'inondation), 2010 : Les digues de protection contre les inondations, 45p.
6. CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales), 2005: Hydraulique des cours d'eau La théorie et sa mise en pratique, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, 62p.
7. CETMEF, 2005 : Notice sur les déversoirs : synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs, 89p.
8. DDT de la Haute-Marne, 2010 : Modification du profil en long ou en travers dérivation de cours d'eau, Prescriptions générales.
9. Degoutte G., 2004, Hydraulique, morphologie et dynamique fluviales, ENGREF , 16p.
10. Degoutte G., 2012, Diagnostic, aménagement et gestion des rivières, Hydraulique et morphologie fluviales appliquées, Tec et Doc - Lavoisier ? 542p.
11. Degoutte G., ????, chapitre 3 : forme naturelle des berges, ripisylves, évolution des berges, 44p.
12. DEMAA, 2007 : Manuel de restauration hydromorphologique des cours d'eau, BioTech, 64p.
13. Dimitrov C, Monadier P., 2005 : Les digues de protection contre les inondations, organisation du contrôle, constructibilité derrière les ouvrages. Ministère de l'écologie et du développement durable, 104 p.
14. DIR du Nord-Est, 2006 : Protection et restauration des berges, dossier de presse, 28p.
15. Élie F., 2014 : Écoulement au-dessus d'un déversoir, <http://fred.elie.free.fr>
16. ENGEES, 2006 : Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, 94p.
17. EPFL, ????: Aménagement de cours d'eau, élargissement locaux, 22p.
18. EPFL, ????: Aménagement de cours d'eau, épis en bloc, 50p.
19. EPFL, ????: Aménagement de cours d'eau, protection contre les érosions du lit, 56p. https://documents.epfl.ch/groups/l/lc/lch/unit/www/pdf/support/ace/AC_Chap%206%203%201%20a%206.pdf – consulté le 03/03/2022
20. EPFL, ????: Conception mesures de protection contre les crues, 61p.
21. EPFL, ????: Interaction de l'écoulement avec la végétation riveraine, 29p.
22. Etienne D., Richard F., 1996 : Défenses de barges en enrochements, Notice STC VN N°96.2, 50p.

23. Fouquet M., 2006 : Etudes d'aménagements de cours d'eau torrentiels Applications aux contextes d'écoulements à fort charriage et à laves torrentielles, ENGEES, 104p.
24. GRAIE, 2010 : Calcul du débit à partir de la hauteur d'eau -Fiche n°6, 3p.
25. Grier M., 2003. Impact environnemental des seuils en rivière. Etude bibliographique, Universitat Politècnica de Catalunya. Minor thesis, 102p.
<http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/manuel-calcul-conception/index.htm>
26. Jaeger, Ch., 2018 : Notes sur le calcul des déversoirs et seuils, *Bulletin technique de la Suisse romande*, 166-169p.
27. Kosciusko-Morizet N., 2011 : Relative aux ouvrages de protection contre les inondations et les submersions, à leurs enjeux de protection et à leur efficacité, rapport N° DEVP1127131J, 8p.
28. Lachat B., Laurent JI., 1999 : Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales, Ministère De L'aménagement Du Territoire Et De L'environnement, Direction Régionale De L'environnement Rhône Alpes, Edité par Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement , 136p.
29. Lachat B., Piégay H., Petit C., 1999 : Protection des berges de cours d'eau De la bonne utilisation des techniques végétales. Forêt-entreprise n° 126/. 41-45.
30. Laveuf L., ???? : Mesures de débits en réseau d'assainissement par déversoirs Limites des formules hydrauliques classiques Propositions d'amélioration, *Eau*, 69-92p.
31. Malavoi J.R.et Salgues D., 2010 : Arasement dérasement de seuils, Rapport final, ONEMA, Cemagref, 83 p.
32. MAPAQ, 2008 : Diagnostic et solutions des problèmes d'érosion des berges de cours d'eau, Fiche Technique, 14p.
33. MDDEFP (le ministère du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs), 2010 : Le Guide de gestion des eaux pluviales, 386p.
34. MDDELCC (Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques), 2017 : Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales. 102 p.
35. MDDEP (Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs), 2005 : Extrait Guide des bonnes pratiques, chapitre 7, Protection des rives, du littoral et des plaines inondables, 14p.
36. Merabet A., 2008, Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations», Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
37. OFEG (office fédérale des eaux et de la géologie), 2001 : Protection contre les crues des cours d'eau, Berne, 73p.
38. Richard D., 2017 : Régulation des flux sédimentaires : quels ouvrages pour quelles fonctions?, CNRT, 79 p.
39. SIA, 1926). SIA (1926). Contribution à l'étude des méthodes de jaugeages, Bull. 18, Schw. Bureau Wasserforschung, Bern, 1926.
40. SIBG, 2011 : Etude de définition des aménagements hydrauliques de limitation du risque d'inondation du bassin versant de la Galaure, Ref. RO09-050, 8p.
41. SMARL, Bureau d'études SINBIO, 2011 : Etude préalable pour une gestion raisonnée des étangs Du bassin versant de la Largue, Propositions d'actions, rapport : CE 281 / B, 8p.
42. Sokolov A. A., 1985 : Méthodes de calcul pour les études hydrologiques concernant l'aménagement des eaux, Unesco, 134p.
43. Souchon Y. et Nicolas V., 2011 : Barrages et seuils : principaux impacts environnementaux, Onema, Cemagref, 28 p.
44. Tacnet JM., Gotteland Ph., 2000 : Ouvrage de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instable, CEMAGREF, 92p.
45. Tourment R., 2012 : intérêt et limites des ouvrages de protection contre les inondations, Irstea, 14p.