

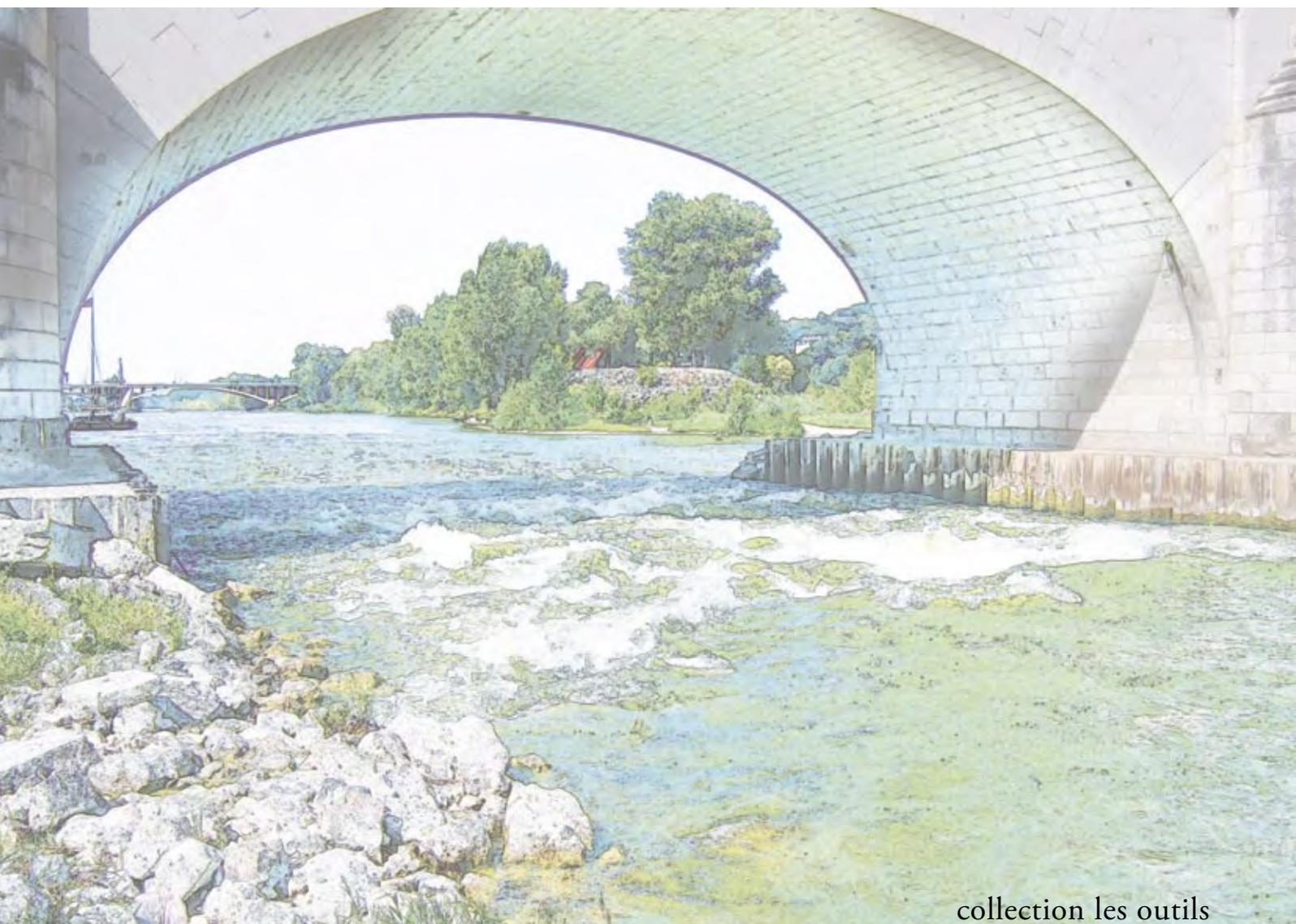
Guide technique

Cours d'eau et ponts



Guide technique

Cours d'eau et ponts



collection les outils

Ce guide technique a été réalisé par 6 groupes de travail (un pour chaque partie) constitués par des représentants :

- du ministère de l'Écologie et du Développement durable (MEDD),
- du Réseau Scientifique et Technique du ministère de l'Équipement (RST) : CETMEF (Centres d'Études Techniques Maritimes et Fluviales), CETE (Centres d'Études techniques de l'Équipement), Sétra (service d'Études techniques des routes et autoroutes).

L'harmonisation et la mise en forme ont été assurées par Caroline Picot (Sétra).

Son contenu a fait l'objet d'une enquête de validation auprès de l'ensemble des rédacteurs ainsi que des représentants du RST, des Services Navigation et de la maîtrise d'œuvre en Directions Départementales de l'Équipement.

Composition des groupes de travail :

Partie 1

- Eric Delahaye (CETE Nord-Picardie)
- Gilles Lacoste (Sétra)
- Pierrick Esnault (Sétra)

Partie 2

- David Goutx (CETE Normandie-Centre, Laboratoire de Blois)
- Patrick Chassé (CETE Méditerranée)

Partie 3

- Jean Abèle (MEDD)
- Jean-Claude Jouanneau (CETE Normandie-Centre, Laboratoire de Blois)
- José-Luis Delgado (CETE Méditerranée)
- Jacques Hurtevent (CETE Méditerranée)
- Gilbert Haïun (Sétra)

Partie 4

- Christophe Charrier (CETE de Lyon)
- Josiane Seguier (CETE Méditerranée)
- Damien Legleye (CETE de Lyon, Laboratoire de Clermont-Ferrand)
- Marc Gignoux (CETE de l'Est)

Partie 5

- Stéphanie Poligot-Pitsch (CETMEF)
- David Goutx (CETE Normandie-Centre, Laboratoire de Blois)

Partie 6

- André Antoine (CETE du Sud-Ouest)
- Pierrick Esnault (Sétra)

Remerciements pour leur large contribution :

- Manuel Le Moine (DDE de l'Eure)
- Yvon Meuric (Sétra)
- Pierre Corfdir (CETE de l'Est)
- Fabien Renaudin (CETE de l'Est)

Visuels titres parties - crédit photos : G. Forquet (Sétra) ; L. Mignaux (MEDD).

Sommaire

Introduction	5
Partie 1 - Généralités	7
1.1 - Notions fondamentales sur les cours d'eau	8
1.2 - Incidences des ponts sur les cours d'eau	11
1.3 - Incidence des aménagements des cours d'eau sur les ponts	12
1.4 - Cas particuliers des cours d'eau navigables	12
1.5 - Démarche pour la conduite d'une étude hydraulique	13
Partie 2 - Hydraulique et ponts	15
2.1 - Notions d'hydrologie	16
2.2 - Notions d'hydraulique	21
2.3 - Incidences des ponts sur les écoulements liquides	31
2.4 - Risques hydrauliques encourus par les ouvrages	38
Partie 3 - Morphodynamique et ponts	43
3.1 - Notions de morphodynamique	44
3.2 - Incidences des ponts sur la morphodynamique	55
3.3 - Protection des ouvrages contre l'érosion	62
Partie 4 - Écosystèmes aquatiques et ponts	67
4.1 - Notions générales d'hydroécologie	68
4.2 - Perturbations apportées par les ponts aux écosystèmes aquatiques	75
Partie 5 - Navigation fluviale et ponts	83
5.1 - Notions sur la navigation	84
5.2 - Incidence du pont sur la navigation	91
5.3 - Incidence de la navigation sur la conception des ponts	91
5.4 - Signalisation	97
5.5 - Exemples	98
Partie 6 - Prise en compte du cours d'eau, du projet à l'exploitation	99
6.1 - Réglementation et recommandations pour la prise en compte du cours d'eau dans l'étude d'un ouvrage d'art	100
6.2 - Méthodologie de l'étude hydrologique	108
6.3 - Avant projet routier étude préliminaire d'ouvrage d'art (phase 1)	111

6.4 - Avant-projet d'ouvrage d'art (phase 2)	113
6.5 - Projet détaillé (phase 3)	113
6.6 - Données nécessaires à une étude hydraulique	114
6.7 - Chantier	118
6.8 - Exploitation	120
6.9 - Interlocuteurs	122
Annexes	123
Annexe 3.1 - Étude de cas - Protection d'un pont contre les risques d'affouillement et de contournement - Le Logone à Moundou	124
Annexe 3.2 - Détail pour le dimensionnement des protections en enrochement	127
Annexe 3.3 - Les protections transversales - Les épis	134
Annexe 3.4 - Estimation des risques d'affouillement en pied des appuis d'un pont (par la formule de H.N.C. Breusers et Al.)	141
Annexe 3.5 - RN 94 - Projet de déviation d'Embrun (05) - Ouvrage de franchissement de la Durance - Étude morphodynamique (2000-2005)	143
Annexe 5.1 - Calcul des protections dues aux jets d'hélice	146
Annexe 5.2 - Note de calcul des protections des appuis provisoires du viaduc de Richemond	149
Références bibliographiques	169
Glossaire des termes techniques	172

Introduction

De tout temps et de plus en plus fréquemment, de fortes pluies de courte durée ou des épisodes pluvieux pouvant durer plusieurs jours entraînent des désordres considérables pour les populations et les infrastructures.

Les plus médiatisées sont les inondations provoquées par les rivières ou torrents des régions méditerranéennes dont les vitesses de montée en crue varient de quelques dizaines de minutes à plusieurs heures.

Ces phénomènes météorologiques ont également d'autres conséquences, aussi dramatiques, comme les coulées de boue ou les instabilités de pentes. De nombreux facteurs contribuent à l'ampleur des phénomènes et des dégâts, dont beaucoup sont imputables à l'urbanisation du lit majeur des cours d'eau.

Les ouvrages d'art sont particulièrement concernés par ces phénomènes et peuvent subir de graves désordres, notamment en raison d'affouillements importants pouvant conduire à la ruine des ouvrages. La simple présence d'un ouvrage et de ses remblais d'accès dans le lit d'une rivière est susceptible d'aggraver les conséquences de ces phénomènes. En effet, l'obstacle au libre écoulement des eaux qu'ils constituent peut amplifier la montée des eaux et l'inondation de zones en amont.

Même en dehors de ces circonstances exceptionnelles, l'ouvrage peut par sa seule présence perturber l'écosystème général d'une vallée en modifiant les paramètres physiques liés à l'écoulement des eaux et en générant un risque de pollution du site.

La réglementation mise en place ces dernières années prend en compte l'ensemble de ces facteurs.

Face aux risques liés aux crues, des Plans de Protection contre les Risques d'Inondation sont prescrits dans toutes les zones sensibles.

Face aux risques sur l'environnement, la loi sur l'eau (loi n° 92-3 du 3 janvier 1992) régleme également toute modification provisoire ou définitive des conditions hydrauliques des cours d'eau.

La réglementation ne suffit pas à elle seule à éviter de nouvelles catastrophes écologiques, encore faut-il qu'elle soit bien comprise et correctement appliquée.

Par ailleurs, dans le souci de préserver la ressource en eau et les milieux aquatiques, et de ne pas mettre

en péril la stabilité de l'ouvrage, ou des ouvrages provisoires nécessaires à sa construction, le projeteur doit prendre en compte, dès la phase amont des études, l'ensemble des données et contraintes liées au cours d'eau.

Or, dans bien des cas, on constate que les études d'impact sur le cours d'eau sont engagées trop tardivement par rapport aux études générales de l'ouvrage et que les études hydrauliques et environnementales sont inconsistantes voire oubliées. Cette mauvaise pratique peut au mieux conduire à la remise en cause du projet, et au pire au choix d'une solution inappropriée. On peut noter également que des études hydrauliques même insuffisantes, sont rarement remises en cause lors de l'exécution de l'ouvrage.

Ce guide a été élaboré pour répondre à l'ensemble de ces problématiques. Il s'adresse à la fois aux maîtres d'œuvre et maîtres d'ouvrage, ainsi qu'aux concepteurs d'ouvrages d'art ; il a pour vocation à les assister dans la conception des ouvrages de franchissement de cours d'eau et de leurs ouvrages annexes, tels que les remblais d'accès. Son but est d'aider à la compréhension des cours d'eau et de leurs hydrosystèmes, de présenter l'ensemble des volets sur lesquels l'interférence entre l'ouvrage et le milieu naturel est à prendre en considération, avec réciprocité possible des impacts.

Ce guide ne traite pas des buses et petits rétablissements hydrauliques, ni des ponts-canal.

Les différents volets concernent l'hydraulique, la morphodynamique, l'hydroécologie et la navigation fluviale.

Ce guide présente les démarches à conduire, des études amont jusqu'à l'exploitation de l'ouvrage. Il aide notamment à prendre en considération, dès le démarrage des études, l'intégration harmonieuse de l'ouvrage dans la nature, à piloter les études d'impact et à conduire le projet. Il ne vise pas à reprendre ni à remplacer l'ensemble des ouvrages spécialisés sur les divers champs qu'il aborde : il fournit pour cela une bibliographie étoffée, vers laquelle le lecteur désireux d'approfondir son approche pourra se tourner.

Il ne développe pas notamment les diverses méthodes de calcul, pour certaines expérimentales, pour d'autres statistiques et plurielles, dont leur applicabilité peut dépendre fortement du contexte, mais incite le maître d'œuvre à recourir à des spécialistes pour les mettre en œuvre. Si ce guide permet, à minima, de clarifier les idées du lecteur et de lui faciliter le dialogue sur le projet avec les experts et les citoyens, il aura atteint son but.





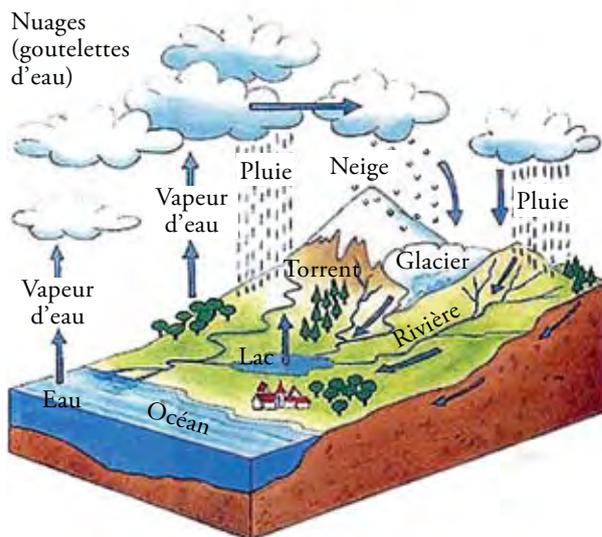
Partie 1



Généralités

1.1 - Notions fondamentales sur les cours d'eau

L'objectif de ce chapitre est de rappeler quelques généralités sur les cours d'eau. Il constitue une introduction aux chapitres suivants qui traitent chacun d'un volet plus spécifique.



Partie 1 - Figure 1 : le cycle de l'eau – Source : J. L. Delgado (CETE Méditerranée)

Cours d'eau

Cours d'eau est un terme général désignant tous les chenaux superficiels ou souterrains, présentant un lit permanent et de caractère naturel à l'origine, et un débit suffisant, une majeure partie de l'année en fonction des données climatiques et hydrologiques locales (un canal ou un fossé artificiel n'est pas un cours d'eau).

Bassin versant

Un bassin versant est l'ensemble des lieux géographiques qui, arrosés par une pluie (ou neige), contribuent par le réseau hydrographique de surface au débit global restitué à un point d'exutoire donné. Deux bassins versants adjacents sont séparés par une ligne de partage des eaux, sauf à l'exutoire si l'un débouche dans l'autre. Par écoulements souterrains, des échanges inter bassins versants peuvent éventuellement se produire.

Interception

En fait, toutes les eaux précipitées sur le bassin versant ne contribuent pas au débit global à l'exutoire, en dehors des transferts inter-bassin anthropiques ou souterrains qui peuvent également intervenir. Une fraction souvent conséquente est interceptée, avant d'atteindre le sol, par la couverture végétale : feuillage, tronc. Avant d'avoir glissé jusqu'au sol, cette eau peut parfois être intégralement consommée par l'évapotranspiration végétale. Dans le cas contraire, elle arrivera au sol avec un temps de retard important.

Les eaux qui arrivent au sol commencent généralement par imbiber le sol et s'infiltrer dans les vides qu'il comporte au moment du début de l'événement pluvieux. Lors d'épisodes de pluies intenses, en même temps qu'une fraction de l'eau arrivant au sol imbibe ce support poreux, le reste commence déjà à ruisseler. Lors d'épisodes pluvieux plus modestes, en fonction de la porosité initiale des sols, l'eau peut ne commencer à ruisseler qu'après imbibition totale de la couche superficielle de sol.

Écoulements souterrains

Pendant toute la durée de l'épisode pluvieux, l'eau qui s'infiltré dans le sol commence une lente migration vers les aquifères superficiels voire profonds, et suivant leurs inclinaisons, transite vers les résurgences piézométriques (sources, rivières, etc). Ces écoulements souterrains débouchent généralement à l'exutoire longtemps après les eaux ruisselées, si bien qu'ils ne sont pas perdus en tant que tels dans le cycle de l'eau, mais contribuent à soutenir les eaux moyennes ou d'étiage plutôt que les crues de rivières (bien que dans le cas de crues très lentes et de nappes de coteaux puissantes, comme dans la vallée de la Somme, on puisse voir les écoulements souterrains contribuer largement à la crue).

Ruissellement

L'eau qui atteint le sol sans s'y infiltrer dévale les pentes superficielles dans la direction du plus fort gradient altimétrique. L'état de surface du sol joue un grand rôle dans la vitesse de son écoulement, en complément de l'incidence directe de la pente : lisse et régulier (route bitumée, sol plat, caniveau en béton, etc), il permet des ruissellements rapides, tandis que rugueux ou irrégulier (hautes herbes, sillons dans un champ, systèmes forestiers, etc), il freine le ruissellement des eaux. L'ensemble des lieux géographiques parcourus par une goutte d'eau tombée en un point donné jusqu'à l'exutoire est le chemin hydraulique. En fonction de la longueur du chemin hydraulique et de la vitesse de ruissellement induite par l'état du sol

tout au long de ce chemin, chaque goutte tombée sur le bassin versant met un certain temps pour atteindre l'exutoire. Dans un bassin versant homogène, le plus long chemin hydraulique détermine le lieu qui contribuera en dernier au débit global à l'exutoire pour un événement pluvieux donné. Toute pluie d'une durée inférieure au temps nécessaire à la goutte d'eau pour parcourir ce plus long chemin hydraulique ne mobilisera en conséquence, vu de l'exutoire, qu'une fraction du bassin versant total. Ce temps de référence est le temps de concentration.

Intensité, durée et fréquence des pluies

Ce temps est déterminant dans l'analyse de la production de débit à l'exutoire d'un bassin versant, car les pluies sont caractérisées par trois notions clefs : l'intensité horaire (en millimètres par heure), la durée (en heures) et la fréquence (ou période de retour). Le débit à l'exutoire étant, à un instant donné, la somme des contributions ruisselées par les points du bassin versant distants de l'exutoire d'une longueur de chemin hydraulique telle que les eaux ont eu le temps d'arriver à l'exutoire à l'instant considéré, le débit de pointe attendu à l'exutoire sera d'autant plus fort que l'intensité de pluie la plus forte se maintient sur l'ensemble du bassin pendant une durée supérieure ou égale au temps de concentration. Autrement dit, pour prévoir un débit de pointe de période de retour donnée à l'exutoire, il faut considérer une pluie de même période de retour de durée au moins égale au temps de concentration. Les courbes d'intensité-durée-fréquence des pluies permettent de choisir la bonne pluie de projet pour calculer le débit à l'exutoire.

Hydrographie d'un bassin versant

On peut considérer qu'un cours d'eau est le talweg qui draine le bassin versant qui lui est associé. Le lit qu'il a entaillé avec le temps peut être en eau en permanence ou par intermittence. Il constitue une succession de points d'exutoire de bassins versants recueillant les eaux ruisselées soit directement (on parle alors de bassin versant propre), soit par l'entremise d'affluents qui drainent les sous-bassins versants. Pour distinguer le degré de drainage d'un cours d'eau donné dans un vaste bassin versant, on parle d'« ordre » de cours d'eau : le cours d'eau qui draine la totalité du bassin (et qui se jette à la mer) est d'ordre 1, par exemple, les affluents qui se jettent directement dans ce fleuve sont d'ordre 2, etc. On peut également partir des sources, affectées de l'ordre 1, et augmenter l'ordre lorsque deux affluents de même ordre confluent. Ce n'est pas ici le lieu d'évoquer de telles méthodes, mais il faut avoir conscience du fait que les confluences additionnent les eaux de bassins versants dont la contribution peut être sensiblement hétérogène.

Régimes hydrologiques

En dehors des épisodes pluvieux, le lit du cours d'eau ne draine que les écoulements souterrains du bassin versant. Le régime hydrologique du cours d'eau est alors moyen (ou « eaux moyennes ») jusqu'à ce que le drainage ait épuisé le principal des aquifères superficiels. Le débit décroît ainsi lentement et le régime hydrologique est l'« étiage » (ou « basses eaux »), plus ou moins sévère selon que cette situation de drainage sans recharge pluvieuse perdure. La décroissance du débit à l'étiage suit généralement une loi de Galton.

Lorsque la pluie recharge les aquifères et ruisselle sur le bassin versant, le débit du cours d'eau croît en conséquence au-delà du régime moyen. On parle alors de « crue » ou de « hautes eaux ». Cette crue peut ou non déborder, selon la capacité hydraulique du lit du cours d'eau et l'intensité de la crue. Généralement, les crues annuelles voire bisannuelles ne débordent pas d'un lit naturel. Un lit endigué peut même contenir des crues plus fortes et plus rares, à condition que les digues en supportent les contraintes hydrodynamiques. En fonction de l'intensité des pluies, de la rapidité de réponse du bassin versant, de la concomitance de contributions d'affluents, les crues peuvent être très soudaines : l'hydrogramme est celui d'un volume écoulé assez modeste mais concentré sur un débit de pointe très élevé. On parle alors de « crue éclair » (dont l'exemple le plus tristement célèbre est la crue cévenole). Lorsque la crue est une lente montée en puissance du débit (plusieurs jours de montée de crue), l'hydrogramme est celui d'un grand volume écoulé sous un débit de pointe plus modeste. On parle alors de « crue lente ».

Morphologie fluviale

Le lit du cours d'eau désigne en général son lit mineur ou son lit principal, c'est-à-dire, le lit d'étiage généralement augmenté des berges. Ce lit peut contenir jusqu'aux crues annuelles ou bisannuelles en l'état naturel, parfois beaucoup plus lorsque recalibrages et endiguements ont lourdement artificialisé le cours d'eau. C'est une zone humide, dans laquelle les variations hydrologiques conduisent à un étagement de la flore aquatique entre les espèces supportant bien l'immersion et celles tolérant des submersions moins fréquentes. Cette biodiversité floristique peut s'accompagner d'une biodiversité faunistique pour peu que le fond et les berges du cours d'eau présentent, dans un transect aussi bien que dans la continuité longitudinale, des faciès propices, c'est-à-dire variés : zones rapides et propres, zones lentes, méandres, anfractuosités, végétation, zones de chasse, zones de fraie, etc. Les aménagements hydrauliques qui ont transformé une grande majorité des cours d'eau

français depuis le douzième siècle (moulins à eau, lavoirs, assainissements urbains, navigation fluviale, hydroélectricité, etc) peuvent avoir banalisé les faciès morphologiques et produit des formes fluviales artificielles (biefs, dérivations, chutes, etc).

A moins que l'anthropisation n'ait gagné les berges du cours d'eau, on peut distinguer en rive du cours d'eau une zone capable d'accueillir les eaux de faibles débordements, de période de retour comprise entre 2 et 5 ans environ. Cette zone humide présente les signes biologiques d'une forte connexion avec le milieu aquatique et constitue une transition entre milieu terrestre et milieu aquatique aux propriétés très intéressantes. En particulier, leur rôle d'épuration physico-chimique des eaux ruisselées par le bassin versant propre ne fait plus aucun doute. Mais ces zones peuvent remplir d'autres fonctions biologiques en fonction de leur degré de connectivité : par exemple, elles peuvent constituer des zones de fraie à brochet lorsqu'elles sont submergées de quelques décimètres d'eau en hautes eaux. On parle généralement de lit moyen.

Enfin, le lit majeur désigne le reste de la vallée submergée lors des plus fortes crues. Lorsque la vallée est fortement anthropisée, le lit moyen peut avoir complètement disparu pour ne laisser apparent qu'un lit majeur. Il s'agit d'un milieu spécifiquement terrestre délimité par les coteaux des terrasses basses du Würm entaillées par les plaines alluviales de l'Holocène (il y a environ 10 000 ans).

1.2 - Incidences des ponts sur les cours d'eau

Le franchissement des cours d'eau par les voies de transports terrestres a longtemps constitué un enjeu économique et stratégique de premier ordre autant qu'un défi technique majeur, aujourd'hui passablement banalisé par le recours généralisé aux techniques de constructions en béton et aux constructions métalliques. Cette facilitation relative de la construction des ponts a pu conduire à une relative sous-estimation des incidences des ponts sur les cours d'eau et aux moyens (et intérêts) de les réduire. Les ponts ont pourtant des incidences notables, tant sur le lit mineur que sur le lit majeur du cours d'eau franchi.

Par l'emprise de ses piles et de ses culées dans le lit mineur, l'ouvrage réduit la surface disponible pour l'écoulement. Ce débouché hydraulique du pont réduit par rapport à la capacité hydraulique du cours d'eau induit une gêne à l'écoulement en amont et une accélération des vitesses au droit de l'ouvrage. Ces effets peuvent devenir très sensibles en période de crue si les remblais d'accès au pont barrent le chemin aux écoulements débordants du lit majeur. Ceux-ci sont alors contraints de passer dans le débouché hydraulique du pont qui concentre des écoulements qui, en son absence, seraient passés ailleurs. Ce report de débit entre le lit majeur et le lit mineur accentue les effets évoqués pour le débouché hydraulique réduit du pont.

La gêne aux écoulements en amont du pont se traduit généralement par un exhaussement de la ligne d'eau et une aggravation des risques d'inondation. Bien qu'elle puisse parfois apparaître très modeste (de l'ordre de quelques centimètres, par exemple) aux yeux du concepteur de pont, cette aggravation, qui peut être évitée, peut être fortement préjudiciable et n'est pas tolérée par la loi. Il appartient donc au concepteur d'assurer à son projet une totale innocuité quant au risque d'inondation.

Dans certains cas, l'ouvrage peut être conçu pour jouer un rôle de ralentissement dynamique. Il régule alors le débit comme le ferait un barrage et préserve les zones situées en aval. Il s'agit d'ouvrages particuliers qui ne sont pas traités dans ce guide.

L'accélération des vitesses dans l'ouvrage et l'agitation des eaux dans la zone de tranquillisation en aval immédiat de l'ouvrage accroissent localement la capacité érosive des écoulements du cours d'eau et déséquilibrent ponctuellement le transport solide.

Cela peut se traduire par des risques d'affouillement au pied de l'ouvrage (avec à terme déchaussement des fondations) et un décapage des sédiments sur une certaine longueur qui constitue une discontinuité morphologique éventuellement problématique pour une partie de la faune aquatique.

Plus globalement, la traversée d'une vallée alluviale par une infrastructure routière franchissant le cours d'eau peut perturber la morphodynamique générale du cours d'eau. Ainsi, même si le débouché hydraulique du pont est conçu pour minimiser les incidences sur les écoulements liquides, la perturbation des répartitions de débits entre bras multiples (le cas échéant) peut conduire au comblement par envasement d'un bras coupé ou partiellement obstrué, à l'appauvrissement du milieu aquatique, à la concentration de la contribution sédimentaire dans des zones fragilisées provoquant érosions régressives et éventuellement coupures de méandres, etc.

La morphologie fluviale observée sur le terrain correspond à une combinaison de différents facteurs à la fois naturels et d'origine humaine (aménagements divers). Les formes ne sont pas toujours celles que l'on attend a priori.

La morphologie fluctue en fonction de son environnement : les combinaisons des différents facteurs précités, de plusieurs ouvrages ou d'arrivées d'affluents interfèrent les uns avec les autres et conduisent l'environnement à s'adapter.

En exemple, un pont sur un radier accentue l'affouillement qui se généralise à l'aval (cas du pont de Tours). La présence des piles et l'effet de passes contribuent également à modifier la morphologie « naturelle » en amplifiant des formes d'érosion, liées à la présence d'un obstacle dans le lit mineur.

Un autre exemple de combinaison très souvent observable : la présence d'un barrage situé dans une courbe influence directement la morphologie de ce secteur. En accentuant le phénomène, la courbe permet de propager l'énergie dissipée par la chute d'eau du barrage beaucoup plus à l'aval...

Les figures d'érosion se trouvent amplifiées (érosion de la rive concave accentuée, déplacement accéléré des méandres) et surtout propagées.

Outre ces perturbations sur l'hydraulique et la morphodynamique, la construction d'un pont au-dessus ou à proximité d'un cours d'eau nécessite souvent la réalisation de travaux dans son lit, ce qui peut induire, en phase de construction comme en phase de service, à la fois des modifications des écosystèmes aquatiques par la modification physique du milieu naturel et l'altération de la qualité des eaux...

1.3 - Incidence des aménagements des cours d'eau sur les ponts

De même que la présence d'un pont peut avoir sur le cours d'eau qu'il enjambe de graves conséquences, le cours d'eau peut créer des dommages à l'ouvrage.

A titre d'exemple, un mauvais aménagement peut créer un état de déséquilibre du cours d'eau qui, pour un débit donné, n'atteint plus un régime uniforme, ce qui entraîne une instabilité des berges et du lit et peut provoquer des affouillements de fondations.

Mais ce n'est pas tout, en cas de crues, les éléments solides charriés par le cours d'eau peuvent engendrer des chocs sur les appuis, voire le tablier.

Et il est même arrivé dans certains cas que l'ouvrage soit emporté suite à une crue.

Des actions humaines sur un cours d'eau peuvent aussi avoir des conséquences sur les ponts en service telles que :

- le curage du lit du cours d'eau ou l'extraction de matériaux,
- le creusement de chenaux d'accès à un port,
- la suppression des méandres,
- l'aménagement des berges, les endiguements,
- la création de terre-pleins et de remblaiement dans le lit majeur ou mineur,
- la construction ou l'utilisation illicite de barrages,
- les aménagements fonciers en amont avec drainage et canaux,



Partie 1 - Photo 2 : effondrement du pont de Tours (1978)
Source : R. Lozelli, P. Fitou, G. Proust (la Nouvelle République)

- les prélèvements d'eau dans la rivière avec diminution de son débit,
- l'absence d'entretien des rives,
- la pollution du cours d'eau.

Ces éléments sont développés dans le fascicule 20 « Zone d'influence - Accès - Abords » de l'ITSEOA (Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art).

1.4 - Cas particuliers des cours d'eau navigables

La réalisation d'un pont au-dessus d'un cours d'eau navigable ou d'un canal nécessite de prendre en considération les données et contraintes liées aux passages de bateaux. Le chapitre 5 concerne les voies navigables intérieures à vocation commerciale ou touristique, mais donne des indications pour les voies parcourues par les engins nautiques de loisirs non motorisés (canoës, kayaks...). Pour les embouchures de fleuves et les estuaires, les caractéristiques de la navigation sont très différentes, et il s'agira de se rapprocher des ports bordant ces estuaires afin de connaître leur trafic et leurs contraintes spécifiques, tant en phase définitive qu'en phase chantier.

Après une partie consacrée à la présentation de notions sur la navigation fluviale, sont résumées les influences d'un pont sur celle-ci. Puis une partie détaille les contraintes dues à la navigation sur la conception, le dimensionnement, la réalisation et l'entretien d'un pont enjambant une voie navigable.

Ces contraintes sont relativement fortes, et il est important de les connaître et de les prendre en compte dès la conception de la voie portée elle-même, quand il s'agit de la création ou d'une modification importante de celle-ci. En effet, une modification du tracé en plan peut déplacer la position du pont par rapport à la voie navigable et ainsi réduire considérablement les contraintes sur le pont, et donc son coût. Dans le cas d'une modification ou d'une réhabilitation du pont, l'adaptation aux contraintes de navigation peut, dans des cas extrêmes, conduire à abandonner cette solution au profit d'une reconstruction complète.

Les contraintes sont liées en premier lieu aux gabarits de navigation : en fonction de la voie concernée, des prescriptions sont données par la circulaire ministérielle (équipement) n° 76-38 modifiée par la circulaire n° 95-86. Ces gabarits ont une forte influence à la fois sur l'implantation des appuis, le choix de la structure et le mode d'exécution de l'ouvrage.

Les mouvements d'eau provoqués par les passages des bateaux sont un autre facteur à prendre en compte, ainsi que les phénomènes de marée. Ils s'ajoutent au courant naturel de la rivière, ou, pour le cas des canaux, sont parfois les seuls à prendre en compte. Cela influe sur les forces hydrodynamiques prises en compte pour le dimensionnement, et surtout sur les conceptions des protections contre les affouillements (berges et piles).

Les efforts les plus importants qui peuvent éventuellement modifier la conception de l'ouvrage, ainsi que son mode de construction, sont les chocs accidentels de bateaux contre les piles et les culées, et les appuis provisoires. Le BAEL 91 révisé 99 (Fascicule 62 – Titre I – Section I - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites) donne des valeurs d'efforts quasi-statiques équivalents à des chocs de bateaux fluviaux sur une pile de pont en rivière. La partie 1-7 de l'Eurocode 1, encore provisoire, donne des valeurs d'efforts quasi-statiques équivalents à des collisions de navires maritimes et fluviaux sur un obstacle rigide, ainsi que des méthodes pour déterminer les énergies de tels chocs, utiles pour le dimensionnement des protections.

Enfin les dernières parties du chapitre présentent la signalisation à appliquer sur les ponts, et quelques exemples illustrant certaines des considérations théoriques décrites auparavant.

1.5 - Démarche pour la conduite d'une étude hydraulique

La loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et ses décrets d'application (n° 93.742 et n° 93.743 du 29 mars 1993) imposent une procédure administrative préalable pour tout travail dans le lit d'un cours d'eau ou en zone inondable.

La demande initiant cette procédure comprend obligatoirement un document indiquant les incidences de la réalisation de l'aménagement sur la ressource en eau, le milieu aquatique, l'écoulement, le niveau et la qualité des eaux ; ce même document précise, s'il y a lieu, les mesures compensatoires envisagées (art. 2 et 29 du décret n° 93.742).

Dans ces conditions, il convient de mener une étude couvrant à la fois le volet « quantitatif » (étude hydraulique) et le volet « qualitatif » (étude environnementale). Cette étude a également pour objectif d'appréhender l'impact du cours d'eau sur

l'ouvrage, et de déterminer l'ensemble des données nécessaires à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage et des aménagements connexes. La première phase de cette étude doit être menée en amont pour analyser l'état initial de manière à définir le programme de l'ouvrage.

Il peut être avantageux de passer le contrat d'études au titre de la loi sur l'eau auprès d'un groupement de deux bureaux d'études : l'un spécialisé en hydraulique et l'autre en science de l'environnement.

Par ailleurs, il importe d'associer le plus en amont possible le service chargé de la police des eaux (Direction Départementale de l'Équipement, Service de la Navigation, Direction Départementale de l'Agriculture et de la Forêt) de façon à intégrer dès le début des réflexions les contraintes essentielles relatives à la spécificité du site.

Il convient de procéder à une seconde phase de l'étude hydraulique et environnementale, au stade de l'étude préliminaire de l'ouvrage d'art (niveau Avant-Projet Sommaire routier) où plusieurs solutions pourront être envisagées concernant l'implantation et le positionnement du pont et de ses appuis, son ouverture hydraulique (importance des remblais), ainsi que les aménagements spécifiques. Cette seconde phase doit permettre de disposer des éléments suffisants pour mener l'enquête préalable à la Déclaration d'Utilité Publique (DUP) de l'ouvrage ou de l'infrastructure.

La troisième phase de l'étude hydraulique et environnementale, au stade de l'étude de projet de l'ouvrage d'art (niveau Projet routier), doit permettre de préciser le dimensionnement de l'ouvrage, ainsi que de l'ensemble des aménagements de protection de l'ouvrage (dispositifs de protection des appuis par exemple) et du cours d'eau (dispositifs de protection du lit et des berges par exemple). Elle doit également définir les mesures de protection des écosystèmes aquatiques et de la qualité de la ressource en eau. Elle contribue par ailleurs à la constitution du document des incidences de l'aménagement, préalable à l'autorisation de travaux, en respect de la loi sur l'eau.

Dans le volet hydraulique, l'importance et la complexité des études sont naturellement liées à celles de l'interaction entre le cours d'eau et le pont. A cet égard, on peut établir une distinction entre les grands ouvrages d'art, permettant le franchissement de rivières ou fleuves, aux grands bassins versants (> 100 km²), qui nécessitent des études importantes, voire complexes, confiées à des bureaux d'études spécialisés, et les ouvrages d'art courants, situés plus fréquemment dans de petits bassins versants (≤ 100 km²), dont les études sont plus sommaires.

En tout état de cause, quelle que soit la taille de l'ouvrage, il importe au stade des études amont de s'entourer des conseils de spécialistes dans les domaines de l'hydraulique et de la science de l'environnement, de manière à établir une analyse de l'état existant, d'appréhender l'ensemble des données et contraintes du site, et de bien orienter et définir la nature et la consistance des phases ultérieures de ces études.

Ces études spécifiques s'articulent autour des études structurelles et architecturales de l'ouvrage d'art. Le guide pour la commande et le pilotage des études d'ouvrages d'art de novembre 1997, réalisé et publié par le Séttra, traite notamment de l'organisation et de la coordination de l'ensemble de ces études.



Partie 2

Hydraulique et ponts



2.1 - Notions d'hydrologie

2.1.1 - Rappels généraux sur l'hydrologie des cours d'eau

Définition de l'hydrologie

L'hydrologie est la science qui traite de l'occurrence, de la distribution et de la circulation de l'eau tout au long de son cycle, ainsi que de ses propriétés chimiques et physiques et de ses interrelations avec le milieu et les êtres vivants.

Elle repose essentiellement sur les sciences statistiques et sur des modèles conceptuels de transferts hydriques.

Paramètres hydrologiques mesurés

Les pluies sont un bon point de départ dans l'examen du déroulement du cycle de l'eau quand on s'intéresse aux rivières. Elles résultent des interactions en altitude des masses d'air chargées en eau évaporée et sont caractérisées par plusieurs quantités :

- la hauteur P de pluie (sous-entendu, tombée au sol), exprimée en millimètres de pluie tombés sur un mètre carré de surface, ou encore, ce qui est équivalent, en litre par mètre carré ;
- l'intensité I , exprimée en millimètres de pluie par unité de temps (généralement la minute ou l'heure) ;
- la durée D , généralement exprimée en minutes ;
- la fréquence F ou probabilité de non-dépassement ou encore période de retour T .

Ainsi, pour une probabilité de non-dépassement (ou période de retour) donnée, on peut considérer (au moins) deux pluies équiprobables, l'une d'une durée moins longue que l'autre, mais avec une intensité de pluie plus forte que l'autre, et vice versa. A contrario, il est absurde de parler d'une intensité de pluie de période de retour donnée, sans préciser quelle est la durée de cette intensité. Pour une période de retour donnée, l'intensité de pluie est une fonction décroissante de la durée de la pluie tombant avec cette intensité.

Les caractéristiques de base des pluies sont mesurées à l'aide de pluviographes qui mesurent a minima les hauteurs de pluie interceptées par une surface de référence d'entonnement vers le récipient mesureur ou encore, dans des versions un peu plus élaborées, mesurent le temps nécessaire au basculement d'un auget étalonné ou le nombre de basculements d'auget étalonné dans un temps fixé (laps de temps, généralement de 6 minutes⁽¹⁾).

(1) Ce qui permet d'avoir une appréciation quasi directe de l'intensité en mm/h, par multiplication par un facteur 10 de la valeur lue en 6 minutes

Des informations précieuses sur l'évolution d'une formation pluvieuse peuvent être obtenues à l'aide des radars météorologiques couvrant le territoire national, mais elles intéressent plus l'annonce de crue que le concepteur de projet de pont. Couplé aux pluviomètres, le radar permet toutefois une connaissance améliorée de la répartition de ces pluies pour conduire les études de débits.

Des opérateurs statistiques permettent de déduire de ces mesures pluviographiques des relations intensité-durée de pluie pour une fréquence donnée.

Paramètres caractéristiques du bassin versant

Un bassin versant est d'abord caractérisé a minima par l'aire d'interception des pluies. En fait, bien que des considérations hydrogéologiques puissent parfois interférer, il s'agit de la surface cartographique de l'espace délimité, à partir de l'exutoire retenu pour effectuer le calcul, par les lignes de partage des eaux. Cette aire est désignée par A , en kilomètres carrés.

S'agissant de ruissellement, une caractéristique essentielle du bassin versant est le temps de concentration, c'est-à-dire le temps que met la goutte d'eau tombant au sol sur la partie du bassin versant la plus éloignée de l'exutoire pour rejoindre celui-ci. Ce temps est généralement exprimé en minutes (mn). Il dépend de la longueur du plus long chemin hydraulique à parcourir (L , exprimée en mètres) et de la vitesse avec laquelle l'écoulement dévale ce chemin (V , exprimée en mètres par seconde), laquelle dépend étroitement de la pente motrice P (exprimée en mètres par mètres) le long de ce cheminement.

Lorsque le plus long chemin hydraulique à parcourir vers l'exutoire passe par plusieurs tronçons homogènes en pente, le temps de concentration est la somme des temps mis pour dévaler chacun des tronçons consécutifs. La vitesse est alors estimée en fonction de la pente et du degré d'accident des surfaces traversées (forêt, prairie, surface imperméabilisée, etc.).

Des formules expérimentales établissant la valeur du temps de concentration. La plus connue est la formule de Kirpich :

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0,77}$$

[Équation 1 - Temps de concentration, formule de Kirpich]

pour les bassins versants d'une taille inférieure à 1 km².

L'intensité étant une fonction décroissante du temps et le débit de pointe n'intervenant a priori que lorsque l'ensemble du bassin versant a contribué au ruissellement ($t \geq t_c$), on considère généralement

(pour calculer le débit résultant à l'exutoire) que le débit de pointe est proportionnel à l'intensité calculée pour une durée égale au temps de concentration du bassin versant. Cette hypothèse n'a rien d'évident. En particulier, si on se situe dans un modèle de ruissellement de type « surfaces contributives », la notion de temps de concentration n'a pas de sens.

Enfin, la troisième caractéristique fondamentale du bassin versant est le coefficient de ruissellement instantané (noté C, adimensionnel). Ce coefficient traduit la fraction d'eau incidente qui ruisselle, et donc, celle qui demeure pour quelque temps dans le sol et ses accidents. Il dépend de la couverture végétale, de la morphologie du sol, de la pente, du matériau de surface de sol et même de la saison.

Modèles de ruissellement

Ruissellement hortonien

On parle de ruissellement hortonien lorsqu'on assiste à une saturation progressive et homogène de l'ensemble des sols à l'échelle du bassin versant. Les crues seront générées par un ruissellement de surface se produisant sur l'ensemble du bassin versant, lorsque l'intensité des pluies dépasse la capacité d'infiltration des sols.

La capacité d'infiltration est elle-même définie par une fonction décroissante de la durée (f(t) en mm/h) ; cette capacité d'infiltration variant d'une capacité maximale (f₀, mm/h) à une vitesse limite d'infiltration (f_c, mm/h), correspondant au sol saturé, sous la forme d'une fonction exponentielle décroissante.

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \times e^{-kt}$$

Ainsi dans ce type de modèle, le coefficient de ruissellement, non constant, devient une fonction du temps : à chaque pas de temps il correspond au rapport entre le volume non infiltré et le volume total précipité lors de l'événement (le ruissellement ne débutant que lorsque l'intensité est supérieure à la capacité d'infiltration du sol) :

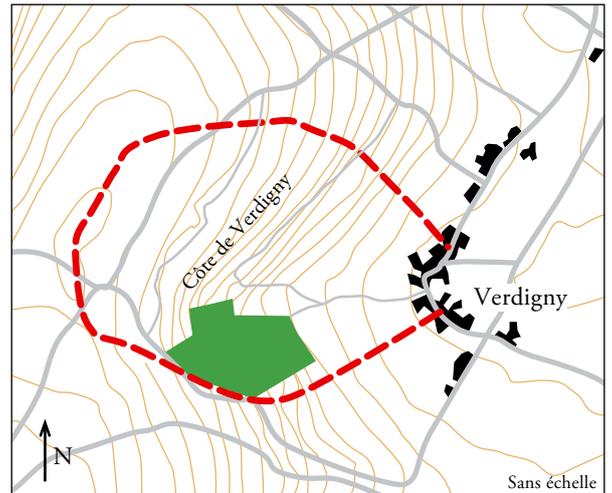
$$C(t) = \frac{i(t) - f(t)}{i(t)}, \text{ avec } i(t) > f(t)$$

C'est ce modèle de pertes qui est utilisé dans plusieurs logiciels de dimensionnement de réseaux d'assainissement eaux pluviales⁽²⁾.

OPS (Organisations Pelliculaires Superficielles)

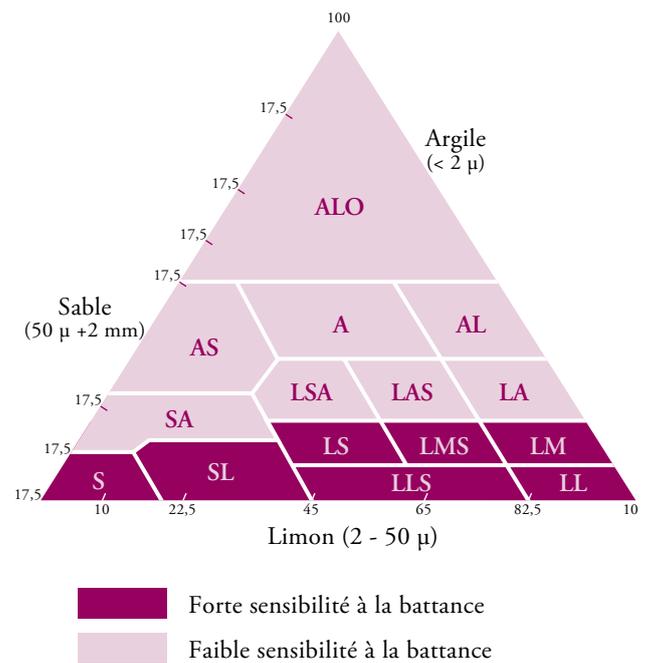
« Lorsqu'il n'existe pas d'écran végétal pour intercepter l'énergie cinétique, l'impact des gouttes de pluie provoque un tassement de la surface du sol, un éclatement des agrégats et une redistribution des particules en surface conduisant à la fermeture

(2) En particulier PYPYRUS, développé par le Ministère de l'Équipement. On trouvera des valeurs de f₀ et f_c (mm/h) dans « Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement », sous la direction de B. Chocat (Tec et Doc, 1997).



--- Limites du bassin versant Talweg

Partie 2 - Figure 1 : bassin versant intercepté par la route sur la commune de Verdigny (18) – Source : extrait du rapport de recherche LCR (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) - 310105 / Fiche n°11F023.3



- ALO : argile lourde
- A : argile
- AL : argile limoneuse
- LSA : limon sablo-argileux
- LAS : limon argilo-sableux
- LA : limon argileux
- LS : limon sableux
- LMS : limon moyen sableux
- LM : limon moyen
- LLS : limon léger sableux
- LL : limon léger
- AS : argile sableuse
- SA : sable argileux
- S : sable
- SL : sable limoneux

Partie 2 - Figure 2 : diagramme de classification des textures renseigné en classe de sensibilité à la battance – Source : l'érosion des sols dans les régions de grande culture : aspects aménagements - A. V. Auzet - CEREG - 1990

progressive des pores et à l'imperméabilisation de la surface du sol. Sur la croûte structurale ainsi constituée, le ruissellement diffus commence à se produire, entraînant des particules de sol dans les micro-dépressions de la topographie, dans lesquelles elles se déposent en couches stratifiées reposant en discordance sur la couche précédente, et renforçant encore l'imperméabilisation du sol. (...) Lors de l'occurrence de telles Ops, ce n'est plus la conductivité intrinsèque du sol qui constitue la limite d'infiltration, mais bien celle de la couche de surface. Or cette perméabilité de la couche de surface varie très rapidement, en relation avec l'évolution de l'état de surface. »⁽³⁾

La formation de ces Ops et l'aptitude correspondante des sols à générer un ruissellement va dépendre :

- du taux de couverture du sol. Ainsi, indépendamment de la nature du sol, l'absence ou non d'une couverture et le type de végétation sont les premiers paramètres qui interviennent au niveau de la potentialité d'un sol à développer des Ops ;
- de la nature du sol en place et en particulier des formations superficielles. Certains sols par leur texture même sont ainsi aptes à développer des Ops ; on parle alors de sols battants. Une bonne indication de la fragilité des sols par rapport à la battance est sa teneur en argiles et limons, et la mesure fréquemment proposée est celle du rapport limon/argile. Le diagramme de classification des textures (pédologie, cf. Partie 2 - Figure 2) peut ainsi être renseigné en classes de sensibilité à la battance ;
- du stade de développement des Ops et de « l'histoire du sol ». Ce n'est pas la seule intensité de l'averse génératrice du ruissellement qui conditionne l'état de surface du sol ; celle-ci résulte entre autres de son histoire récente et est notamment fonction de l'intensité des pluies récentes ayant précédé l'événement et ayant modifié la surface du sol. De même, pour un événement donné, la réponse globale d'un sol à une pluie aux caractéristiques générales équivalentes (même hauteur totale, mêmes intensités moyenne et maximale) va dépendre de l'ordre de successions des intensités.

Ruissellement à partir des sols saturés : les « aires contributives saturées »

Dans certaines conditions géologiques, topographiques et géomorphologiques, la nappe peut être proche de la surface, et l'état de la réserve hydrologique se marquer directement dans le paysage sous la forme de zones humides dont l'extension est variable. Aussi sur ces bassins versants, le ruissellement est produit par la totalité de la pluie tombant sur une zone imperméable

ou saturée, dont l'étendue varie avec le niveau moyen de la nappe phréatique, et qui compose ce qu'on appelle les « aires contributives saturées » : ce n'est plus une partie des précipitations sur toute la surface du bassin, comme dans la théorie de Horton, mais toute la précipitation sur une partie du bassin qui génère le ruissellement.

Il convient aussi de souligner la variabilité spatiale des aires contributives saturées lors d'un événement pluvieux : on assiste à une extension des surfaces saturées vers l'amont.

On a aussi montré que les aires contributives saturées, si elles se situent le plus souvent au niveau des talwegs, peuvent aussi apparaître sur certaines parties du bassin versant. Jordan (1992) étudiant la formation des crues fréquentes sur le petit bassin versant de la Haute Mentue (Suisse), observe que les nappes temporaires qui, lorsque les pluies sont faibles, ne se forment que sur une partie du bassin, qui correspond aux zones à faibles pentes. Ces nappes sont à l'origine du ruissellement par saturation dans les zones très locales d'affleurement de la nappe. La haute densité du réseau de drainage (naturel ou anthropique) constitue probablement des éléments d'accélération du transfert. Jordan conclut de ses différentes observations que « bien que la topographie soit un élément important pour la prédiction des zones saturées, d'autres facteurs ont certainement une importance équivalente »⁽⁴⁾.

Chacun de ces ensembles de processus (ruissellement hortonien / organisations pelliculaires de surface / aires contributives saturées) induit un type de fonctionnement différent du « système bassin versant », et donc un poids très différent des facteurs directement ou indirectement responsables des crues (intensité des pluies, hauteur totale des précipitations, état des réserves hydriques et hydrologiques). Il convient aussi d'examiner comment ces différentes formes de ruissellement s'organisent à l'échelle d'un bassin versant, leur combinaison induisant le fonctionnement global du bassin.

Transformation des pluies en débits - formules empiriques

Lorsqu'une pluie tombe au sol, elle suit de nombreux cheminements avant d'atteindre l'exutoire du bassin versant. Une fraction non négligeable est interceptée par la couverture végétale et n'atteint le sol qu'après un délai de ruissellement le long des ramifications végétales si tant est qu'elle ne soit pas finalement consommée par l'évapotranspiration. La fraction qui atteint directement le sol chemine à travers les accidents du terrain dans le sens de la plus grande

(3) De l'eau qui tombe à l'eau qui s'écoule. Processus de transferts à l'échelle des versants du bassin versant. Hydrologie continentale, Partie III. Claude Cosandey, Mark Robinson - Armand Colin - 2000.

(4) De l'eau qui tombe à l'eau qui s'écoule. Processus de transferts à l'échelle des versants du bassin versant, Hydrologie continentale, Partie III. Claude Cosandey, Mark Robinson - Armand Colin.

penne si possible, convergeant vers l'exutoire du bassin.

Il existe plusieurs formules permettant d'estimer le débit (généralement décennal) à un exutoire donné (en ce qui nous concerne : le lieu du projet qui intercepte le bassin versant) à partir des caractéristiques du bassin versant et de la pluie.

La plus simple est la méthode rationnelle, qui permet d'estimer le débit décennal en m³/s pour un bassin de taille inférieure à 100 km² :

$$Q_{10} = \frac{C I_{10} \cdot A}{3,6}$$

[Partie 2 - Équation 2 - Débit décennal estimé par la formule rationnelle]

où : C est le coefficient de ruissellement, I₁₀ est l'intensité de pluie décennale (en mm/h) et A est l'aire du bassin versant (en km²).

L'intensité de pluie décennale est calculée en supposant que le débit décennal maximum est généré par la pluie dont la durée est égale au temps de concentration du bassin versant, c'est-à-dire, qui mobilise toutes les surfaces potentiellement contributrices au ruissellement avec l'intensité de pluie maximale pour la fréquence décennale. En effet, l'intensité de la pluie, pour une période de retour donnée, étant une fonction décroissante de la durée de cette pluie, le débit décennal (maximum) à l'exutoire d'un bassin versant est généré par la pluie la plus intense, et donc, la plus courte, pour autant qu'elle mobilise toute la surface du bassin versant. La durée de pluie qui, pour une période de retour donnée, fournit le maximum de débit à l'exutoire, est donc le temps minimal à partir duquel tout le bassin versant est productif, et donc, le temps de concentration.

Pour les bassins de 10 à 2 000 km², le Cemagref (Institut de recherche pour l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement) a élaboré une méthode appelée CruPéDix :

$$Q_{10} = \left(\frac{P_{10}}{80} \right)^2 \cdot A^{0,8} \cdot R$$

[Partie 2 - Équation 3 - Formule de CruPéDix]

où R est un coefficient régional et P10 est la pluie décennale (mm).

Les débits de fréquence inférieure à celle d'occurrence décennale se déduisent du débit décennal ainsi calculé en considérant :

$$\begin{aligned} Q_{25} &= 1,2 \cdot Q_{10} \\ Q_{50} &= 1,5 \cdot Q_{10} \\ Q_{100} &= 2,0 \cdot Q_{10} \end{aligned}$$

Transformation des pluies en débits - modèles conceptuels

Au-delà des formules empiriques, un certain nombre de modèles conceptuels ont été mis au point pour rendre compte des mécanismes de transformation des pluies en débits. Ces modèles mériteraient un développement spécifique qui n'a pas sa place dans le présent guide, mais pour plus d'information sur une telle étude hydrologique, le lecteur pourra lire le tome 1 - hydrologie du guide méthodologique pour le pilotage des études hydrauliques, à paraître sous le double timbre du ministère de l'Équipement (Direction Générale Urbanisme Habitat Construction) et du ministère de l'Écologie et du Développement durable (Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques), piloté par le CETMEF (Centre d'Études Maritimes et Fluviales) et le Cemagref.

2.1.2 - Définition et choix des crues de dimensionnement de l'ouvrage

Période de retour

La notion de période de retour est indissociable de l'analyse de risque hydrologique et pourtant, elle réserve quelques mauvaises surprises à qui la manipule sans précaution (technique comme oratoire). La période de retour est l'inverse de la fréquence de non-dépassement d'une valeur de débit, volume total ou encore hauteur d'eau considérée comme référence. Elle correspond à une appréciation de la durée moyenne de répétition de l'événement ou encore, à une probabilité annuelle d'occurrence. Ainsi, une crue de période de retour T a, chaque année, « une chance sur T » de se produire. L'occurrence d'une telle crue à l'année N ne change en rien la probabilité (qui reste donc de 1/T) de retrouver cette même intensité de crue à l'année N+1. Ainsi, il est faux de dire que la crue de période de retour T arrive une fois tous les T ans, sauf à le considérer en moyenne, ce qui induit le profane en erreur.

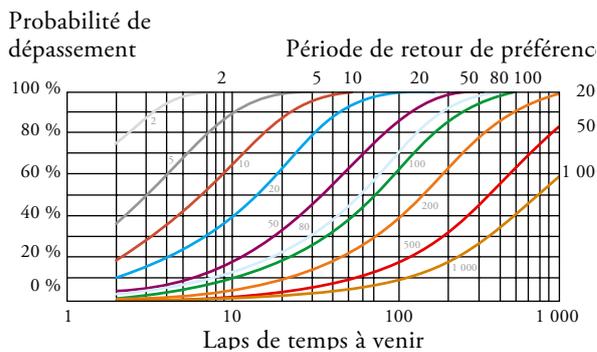
Cependant, bien sûr, la probabilité de rencontrer plus d'une fois la crue de période de retour T durant T années est inférieure à la probabilité de ne la rencontrer qu'une fois.

$$P(Q < Q_{T_0}) = 1 - \frac{1}{T_0}$$

$$P(\max\{Q_j\}_{j=1 \dots N} < Q_{T_0}) = \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^N$$

Ainsi, une valeur de référence de débit de période de retour $T_0 = 100$ ans a :

- 10 % de chances d'être dépassée dans les 10 prochaines années,
- 18 % dans les 20 prochaines années,
- 40 % dans les 50 prochaines années,
- 65 % dans les 100 prochaines années,
- 87 % dans les 200 prochaines années, etc.



Partie 2 - Figure 3 : probabilité de dépassement d'une crue de référence – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Crues significatives

La variété des incidences du pont sur les écoulements de rivière s'accompagne d'une variété presque équivalente de situations hydrologiques de projet pour lesquelles le projet doit être conçu.

On peut ainsi considérer :

- la crue de plein bord (de période de retour de 1 à 5 ans en général, selon le degré d'artificialisation du cours d'eau), pour laquelle les obstacles en lit mineur génèrent l'impact maximal, tout exhaussement de la ligne d'eau se traduisant directement par une aggravation du risque d'inondation ;
- la crue moyenne (de période de retour 10 à 30 ans), susceptible de survenir pendant le chantier :
 - la crue forte (de période de retour 50 ans environ), pour laquelle le pont ne doit subir aucun dommage ;
 - la crue rare (de période de retour 100 ans environ), pour laquelle le pont ne doit provoquer aucune gêne sensible alentours ;
 - la crue exceptionnelle (de période de retour 200 à 500 ans), pour laquelle le pont doit limiter la gêne alentours en cas de dysfonctionnement.

A cette liste, il faut ajouter toutes les combinaisons possibles avec un affluent d'importance équivalente au cours d'eau franchi par le projet de pont. La concomitance de crues d'ampleur équivalente sur le cours principal et sur l'affluent n'est pas nécessairement la combinaison la plus pénalisante, notamment quand le remblai d'accès du projet coupe la zone de mélange

des eaux (confluence au sens large, en crue) des deux affluents : le déséquilibre induit par le remblai peut alors être plus prégnant pour une crue forte sur l'une des rivières et modeste sur l'autre.

La concomitance d'événements hydrologiques ne donne pas systématiquement lieu à un événement de probabilité plus faible que celle des deux événements qui l'ont généré. L'indépendance statistique des crues de l'un et l'autre affluent conditionne directement la prise en compte d'une probabilité résultante comme le produit des probabilités des événements séparés qui lui ont donné naissance ou comme la fusion de ces probabilités. Ainsi, si les crues des deux affluents sont totalement indépendantes, une crue décennale sur l'un n'aura qu'une chance sur cent de rencontrer une crue décennale sur l'autre affluent exactement à la confluence, soit une crue résultante centennale. Inversement, si les crues sont totalement liées (événements climatiques et cinétiques de crue), la crue résultante ne sera que décennale.

Crues de conception du projet

Le projet doit être conçu pour n'avoir aucun impact sensible sur la crue de plein bord, afin de ne pas provoquer de débordement prématuré du fait de sa seule présence.

Il doit également limiter ses impacts hydrauliques à des valeurs admissibles pour la crue de référence du risque d'inondation, à savoir, les PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) si la valeur du débit correspond à une période de retour au moins centennale ou, à défaut, la crue centennale.

Crues de vérification du projet

Le projet doit être conçu pour ne pas aggraver le risque d'inondation par sa présence ou sa défaillance possible lors des crues exceptionnelles dépassant les crues de conception du projet. Une valeur de débit de pointe correspondant à une période de retour comprise entre 200 et 500 ans, en fonction de la sensibilité des enjeux environnants, pourra être retenue.

Crues de chantier

Le chantier de construction obstrue généralement plus le cours d'eau que le projet lui-même, et doit être conçu de manière à satisfaire aux exigences de bonne gestion du risque d'inondations. Il est admis que les chantiers dans le lit des cours d'eau doivent minimiser autant que faire se peut l'impact hydraulique pour toutes les crues de période de retour inférieure ou égale à 10 ans par année de durée du chantier, et devenir

transparents⁽⁵⁾ (c'est-à-dire, sans impact sensible) pour des crues plus fortes.

La détermination des conditions hydrologiques de conception et de vérification des ouvrages ne se limite pas nécessairement à un simple traitement statistique des données des stations hydrométriques voisines. Le concepteur doit toujours avoir en tête le fait que les infrastructures qui perturbent les écoulements en lit mineur ou en lit majeur, ainsi que les aménagements hydrauliques spécifiquement dédiés à la maîtrise des écoulements, sont susceptibles d'avoir une incidence sur l'hydrologie au droit du projet, incidence dont ne rendra pas forcément compte une station hydrométrique.

Ainsi, lorsque la zone du projet se trouve sous l'influence du marnage d'un cours d'eau voisin, de la marée ou encore des manœuvres d'un barrage mobile de régulation des niveaux d'eau, en aval (en régime fluvial) ou en amont (en régime torrentiel), le concepteur devra prendre garde au fait que la situation hydrologique la plus contraignante ne sera certainement pas une situation d'hydrologie libre, mais une situation combinant une hydrologie de l'amont assez forte et une hydrologie de l'aval donnant des niveaux d'eau plutôt bas.

2.2 - Notions d'hydraulique

2.2.1 - Écoulements à surface libre et en charge

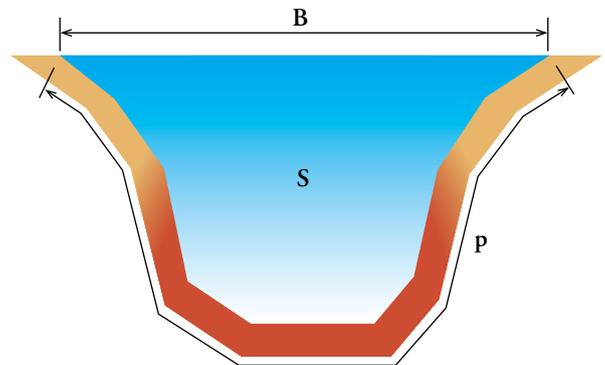
Caractérisations géométriques

On oriente l'écoulement d'une rivière de l'amont vers l'aval et on se positionne souvent le long du cours d'eau à l'aide du Point Kilométrique (PK).

La **pente** du cours d'eau joue un rôle prépondérant dans la nature des écoulements, car c'est par elle que l'action de la pesanteur se transforme en force motrice du fluide. Exprimée en mètres par mètre (m/m) et souvent notée i ou I , elle se calcule en divisant la dénivelée altimétrique entre les points du fond de deux sections distinctes de rivière, par la distance horizontale qui les sépare. Elle est souvent donnée en valeur absolue, bien que localement, pour un tronçon de rivière donné, le point bas de l'amont puisse être plus bas que le point bas de l'aval. La pente de la rivière peut être différente de la pente de la vallée, qui est

calculée dans le lit majeur sans suivre nécessairement les éventuels méandres du cours d'eau.

Dans une section en travers donnée, on appelle **miroir** l'interface entre l'eau et l'air. La **largeur au miroir** est la distance entre les deux limites d'extrémité du miroir. Notée B , elle s'exprime en mètres (m). Dans les rivières chenalées, on appelle **plafond** la largeur horizontale du fond (le plat fond) lorsqu'elle existe.



Partie 2 - Figure 4 : rayon hydraulique

Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Notion de rayon hydraulique

La surface d'eau comprise dans le plan de coupe de la section en travers, est la **surface mouillée**, notée S et exprimée en mètres carrés (m²). Elle est bornée en limite supérieure par l'interface entre l'eau et l'air (le miroir), mais aussi par une courbe d'interface entre l'eau et le lit, dont la longueur curviligne est appelée **périmètre mouillé**, noté p et exprimé en mètres (m).

Enfin, on définit le **rayon hydraulique** comme étant le rapport de la surface mouillée par le périmètre mouillé, noté R_p , exprimé en mètres (m) (cf. Partie 2 - Figure 4). Cette quantité retranscrit peu ou prou l'influence de l'interface eau - lit sur la capacité d'écoulement de la section, c'est-à-dire que pour une surface donnée, plus le rayon hydraulique est important, plus l'interface eau - lit est réduite ou encore, plus la frontière de la section d'écoulement est de nature « air » plutôt que « lit ».

Le frottement de l'eau sur l'air étant moindre que celui de l'eau sur le lit, la section mouillée est le siège de l'action motrice de l'écoulement tandis que le périmètre mouillé est la zone où s'exerce l'action de ralentissement par frottement, et donc, que le rayon hydraulique traduit, pour une géométrie donnée, le rapport de force entre action motrice et ralentissement.

(5) Cette notion et l'exigence de transparence hydraulique qui lui est corollaire sont précisées au paragraphe 2.3.3.

Grandeurs hydrauliques

Pour une section d'écoulement S donnée, on définit le **débit** comme étant le volume de liquide écoulé à travers la surface S de cette section pendant l'unité de temps. Il est noté Q , et s'exprime en m^3/s . Si $V(M)$ désigne la composante normale à la section considérée en un point M de celle-ci, on a :

$$Q = \iint_S V(M) dS$$

On définit la **vitesse moyenne** de l'écoulement, notée V et exprimée en mètre par seconde (m/s), le rapport du débit par la section normale d'écoulement.

Le **niveau d'eau**, noté Z et exprimé en mètres (m), est compté dans un système de référence altimétrique⁽⁶⁾. La **hauteur d'eau**, notée h et exprimée en mètres (m), est comptée à partir du fond de la rivière en un endroit donné. Lorsque le fond est irrégulier, on estime que la hauteur moyenne h_{moy} est le rapport de la section mouillée S par la largeur au miroir B .

Charge hydraulique

Le niveau d'eau n'est que l'une des composantes d'une grandeur caractéristique plus pertinente de l'énergie du cours d'eau : la **charge hydraulique**, également appelée charge de Bernoulli, notée H , exprimée en mètres (m).

En un point M donné de la trajectoire d'une molécule de fluide, cette quantité a pour expression :

$$H(M) = Z(M) + \frac{P(M)}{\rho g} + \frac{V(M)^2}{2g}$$

[Partie 2 - Équation 4 - Charge hydraulique en un point]

Z est la cote absolue ou le niveau d'eau, exprimée en mètres (m).

P est la surpression, exprimée en Pascals (Pa), au-dessus de la pression atmosphérique.

ρ est la masse volumique de l'eau ($1\ 000\ kg/m^3$).

g est l'accélération de la pesanteur ($9,81\ m/s^2$).

V est la vitesse, exprimée en mètres par seconde (m/s).

L'un des intérêts de cette charge hydraulique est d'intégrer les contributions des trois facteurs d'énergie « mécanique » hydraulique que sont :

- Z , pour l'énergie potentielle, liée aux forces de volume ;
- $\frac{P}{\rho g}$, pour l'énergie de pression, liée aux forces de pression ;

(6) Le système altimétrique de référence est actuellement celui du Nivellement Général de la France de l'IGN fixé en 1969, en abrégé : NGF IGN 69. De nombreuses données sont toutefois encore connues dans des systèmes altimétriques antérieurs : « NGF ortho », « Bourdaloue », « Lallemand ». Les écarts entre ces référentiels peuvent être de plusieurs décimètres.

- $\frac{V^2}{2g}$ et, pour l'énergie cinétique, liée aux forces d'inertie.

Pour un écoulement à surface libre, la pression dans le liquide étant considérée comme hydrostatique, et l'écoulement ne décrivant pas une courbe prononcée, on peut établir la charge hydraulique de toute une section d'écoulement à partir de la somme des charges des points la constituant :

$$H_{\text{section}} = Z(A) + \beta \cdot \frac{V^2}{2g}$$

[Partie 2 - Équation 5 - Charge hydraulique dans une section]

où $\beta = \frac{1}{V^2 S} \iint_S V(M)^2 dS$ est le coefficient, dit de Boussinesq, qui traduit l'hétérogénéité des vitesses dans la section en travers. Usuellement, ce nombre varie entre 1 et 1,15.

Dans la pratique, il est rare de considérer $\beta \neq 1$, mais certains modèles de simulation permettent au modélisateur de fixer une valeur de ce paramètre différente de 1.

Les perturbations induites par une infrastructure de transport traversant une vallée inondable sont généralement rapportées à la charge hydraulique dans la section concernée, et appelées pertes de charge singulières. Les répercussions de ces pertes de charge singulières portent à la fois sur la hauteur d'eau et sur la vitesse d'écoulement, mais dans des proportions et des directions qui dépendent étroitement du régime d'écoulement du cours d'eau.

Régime d'écoulement

On classe les cours d'eau et leurs écoulements en deux catégories d'hydraulique : ceux du régime fluvial et ceux du régime torrentiel. Pour une charge hydraulique H donnée, deux couples (Z, V) peuvent convenir : (Z_t, V_t) et (Z_f, V_f).

Le régime fluvial se caractérise par une vitesse faible et une hauteur d'eau importante, tandis que le régime torrentiel se caractérise par une vitesse importante et une hauteur d'eau faible :

$$Z_f > Z_t \text{ et } V_f < V_t$$

La pente détermine le régime qui s'établit en un endroit donné pour une charge hydraulique donnée, mais le critère d'identification du régime repose sur le nombre de Froude :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh_{\text{moy}}}}$$

[Partie 2 - Équation 6 - Nombre de Froude]

Le régime fluvial est caractérisé par $F < 1$ tandis que le régime torrentiel est caractérisé par $F > 1$.

La principale conséquence de cette distinction pour la conception des aménagements de rivière est que, selon le régime, les obstacles et autres perturbations ponctuelles de l'écoulement vont avoir des répercussions plutôt vers l'amont en régime fluvial, et plutôt vers l'aval en régime torrentiel.

On caractérise le régime critique, pour lequel le nombre de Froude est égal à 1, qui marque la séparation entre régime fluvial et régime torrentiel, par la hauteur critique h_c . En régime fluvial, la hauteur d'eau est supérieure à la hauteur critique. En régime torrentiel, la hauteur d'eau est inférieure à la hauteur critique. La hauteur critique dépend uniquement de la géométrie du profil en travers et du débit considéré.

Rugosité

Le théorème de Bernoulli énonce que la charge hydraulique entre deux sections consécutives se conserve, aux pertes de charge régulières par frottement près.

On définit la **perte de charge linéaire**, notée j et exprimée en mètre par mètre (m/m), comme étant la pente de la ligne de charge hydraulique :

$$j = -\frac{dH}{dx}$$

[Partie 2 - Équation 7 - Perte de charge]

Ces pertes de charge régulières résultent de l'interaction entre le lit rugueux et le fluide qui génère une couche limite fortement turbulente. Elles sont estimées à l'aide de la formule de Strickler (qui établit une relation entre la vitesse moyenne, le rayon hydraulique et la pente en régime uniforme) :

$$j = \frac{V^2}{K^2 \cdot R_h^{4/3}}$$

[Partie 2 - Équation 8 - Perte de charge linéaire par frottement de Strickler]

Le coefficient de Strickler K traduit l'inverse de la rugosité du périmètre mouillé du lit. Il prend usuellement des valeurs comprises entre 25 et 45 en lit mineur, et entre 5 et 15 en lit majeur. Le coefficient de Manning n est tout simplement l'inverse du coefficient de Strickler K .

Il est également courant de considérer le coefficient de rugosité de Chézy C qui est lié à K par la relation :

$$C = K \cdot R_h^{1/6}$$

[Partie 2 - Équation 9 - Relation entre K et C]

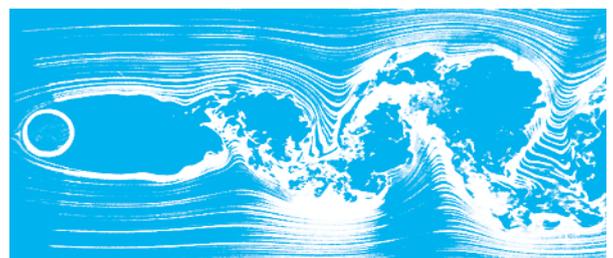
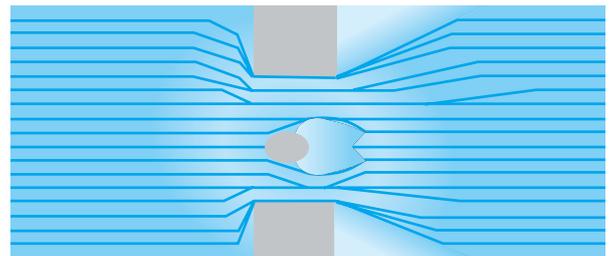
Le concepteur de projet a rarement recours lui-même à la formule de Strickler ou de Chézy, mais la note hydraulique qui sera produite à son intention comprendra nécessairement une modélisation de la rugosité selon l'une de ces formules. Le concepteur pourra alors apprécier la pertinence des coefficients de rugosité proposés par l'hydraulicien en se reportant aux tables des valeurs usuelles.

Ce paramètre est généralement étalonné à partir de couples (Q, Z) connus au droit de la section de calcul si on dispose de telles données. Entre deux lieux d'étalonnage, la rugosité est soit prise égale à la rugosité de la section étalonnée la plus proche en aval, soit interpolée entre les rugosités des sections étalonnées encadrant la section du calcul.

Lorsque, comme c'est le cas dans la majorité des calculs, les rugosités des lits mineur et majeur sont distinguées, un premier couple (Q, Z) pour une situation de faible débordement sert à étalonner la rugosité de lit mineur, et un deuxième couple (Q, Z) pour une situation de large débordement sert à étalonner la rugosité de lit majeur.

Pertes de charge singulières

Lorsque les caractéristiques géométriques du lit varient, cela provoque une perturbation des trajectoires des particules de fluide. Les veines liquides tendent à épouser les formes géométriques contre lesquelles elles glissent, à la couche limite près. Mais lorsque la vitesse des particules de fluide est trop importante par rapport à l'angularité de l'obstacle, les veines liquides se décolent localement de l'obstacle puis se rabattent vers la position qu'elles auraient dû occuper en l'absence de l'obstacle, quelque distance plus en aval. Dans la zone comprise entre ce point de décollement, le retour à la trajectoire non-perturbée et l'obstacle, l'eau amorce un mouvement de recirculation qui réalimente le point de décollement de la veine liquide, si bien qu'il en résulte une dissipation localisée de charge hydraulique. Ce phénomène est désigné sous l'appellation de perte de charge singulière.



Partie 2 - Figure 5 : schéma des lignes de courant dans le lit mineur perturbé par un franchissement, et visualisation des tourbillons générés dans le sillage de la pile – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Les pertes de charge singulières sont estimées à l'aide d'une formulation dite de « Borda » directement empruntée à l'hydraulique des écoulements en charge :

$$\Delta H = \xi \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

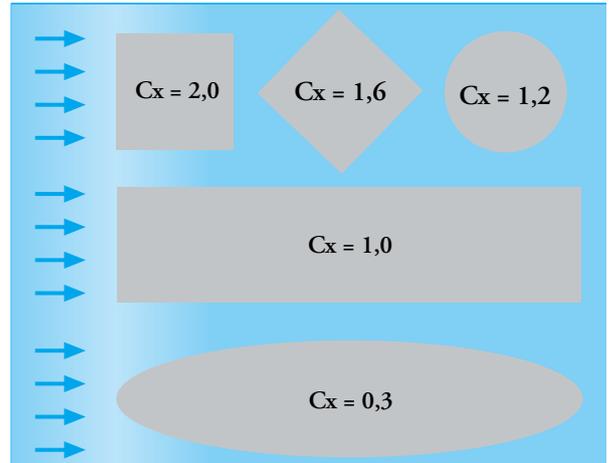
Cette formule très simple combine les facteurs représentatifs de la géométrie (et notamment de son hydrodynamisme) dans un paramètre adimensionnel ξ qui, multiplié par la fraction d'énergie cinétique liée à la survitesse des veines liquides au droit de l'obstacle, fournit une évaluation de la charge hydraulique totale perdue dans la section entière où se trouve l'obstacle.

Le pendant de cette dissipation d'énergie subie par l'écoulement est, pour l'obstacle, l'existence d'une force de traînée qui est estimée à l'aide d'une formulation classique en mécanique des fluides :

$$F = \frac{1}{2} \rho \cdot V^2 \cdot A \cdot C_x$$

[Partie 2 - Équation 10 - Force de traînée]

où ρ est la masse volumique, V la vitesse de l'écoulement au droit de l'obstacle, A le maître-couple de l'obstacle selon la direction de l'écoulement, et C_x le coefficient de pénétration dans l'eau (ou coefficient de traînée).



Partie 2 - Figure 6 : illustration de quelques formes géométriques
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Forme de l'obstacle	Coefficient de traînée
Circulaire	1,20
En cigare avec des faces amont et aval en demi-cercle	1,33
Elliptique (rapport grand axe / petit axe de 2/1)	0,60
Elliptique (rapport grand axe / petit axe de 4/1)	0,32
Elliptique (rapport grand axe / petit axe de 8/1)	0,29
Carré	2,00
Triangulaire (d'angle à l'axe d'écoulement 30°)	1,00
Triangulaire (d'angle à l'axe d'écoulement 60°)	1,39
Triangulaire (d'angle à l'axe d'écoulement 90°)	1,60
Triangulaire (d'angle à l'axe d'écoulement 120°)	1,72

Partie 2 - Tableau 1 : coefficients de traînée de quelques formes usuelles

Enfin, il faut signaler que cette zone de tourbillons (d'autant plus violents que la vitesse est forte) est très active d'un point de vue de son potentiel d'érosion. Ce mouvement tourbillonnaire périodique⁽⁷⁾ de l'écoulement local exerce sur le lit une contrainte de cisaillement sensible et continue qui peut générer d'importants affouillements jusqu'à ce que se soit formée une zone tampon (fosse d'affouillement) de dissipation des tourbillons (cf. partie 3, point 3.2).

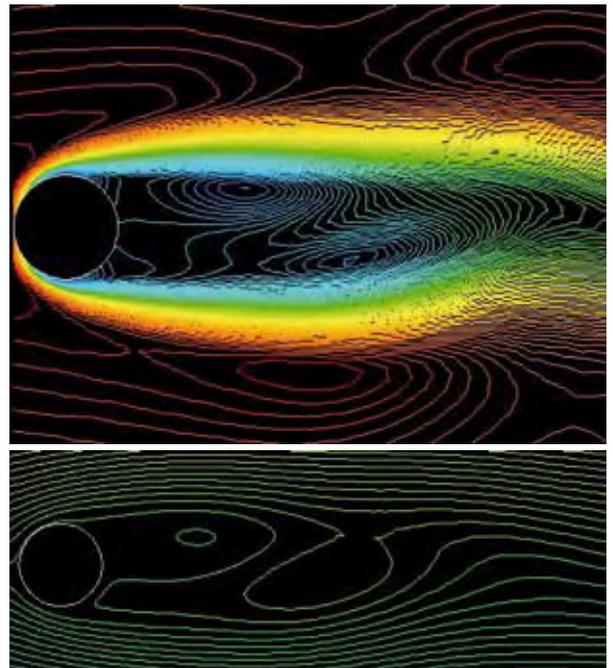
La délimitation de la zone dans laquelle se développent les tourbillons est assez difficile, car le phénomène relève de l'hydraulique tridimensionnelle. Une formule permet d'approcher de manière paramétrique la longueur maximale de développement des tourbillons :

$$L = \alpha \cdot \frac{C^2 \cdot h}{g}$$

[Partie 2 - Équation 11 - Longueur de développement de grands tourbillons]⁽⁸⁾

où C est le coefficient de rugosité de Chézy, h est la hauteur d'eau moyenne et g l'accélération de la pesanteur.

Selon la configuration géométrique locale, le développement des tourbillons peut être contrarié par un obstacle physique qui confine les tourbillons dans un espace restreint, augmentant encore la capacité d'érosion du phénomène.

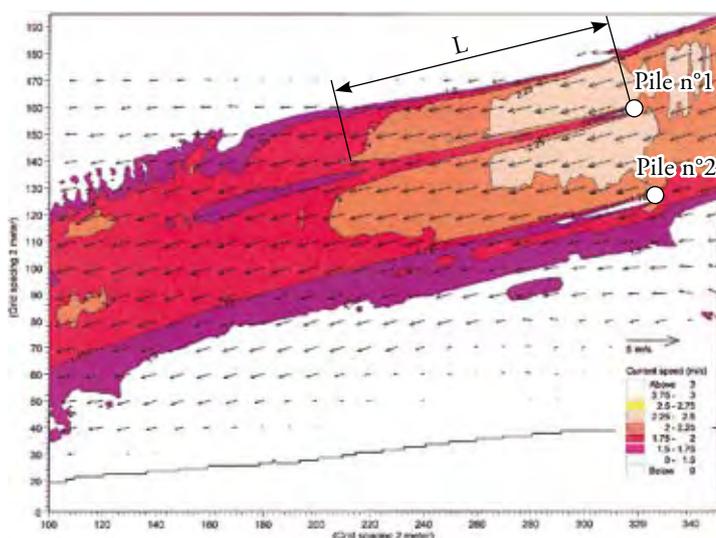


Partie 2 - Figure 7 : lignes de courant et champs de pressions dans le sillage d'une pile ronde

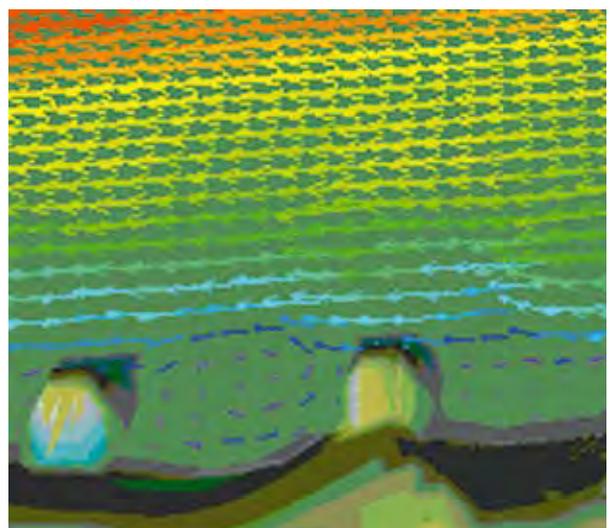
Source : extrait du site Internet <http://joas.free.fr/studies/karman/vonkarma.htm>

(7) appelée « allée de tourbillons de Von Karman »

(8) d'après Rock Manual, section 4.3



Partie 2 - Figure 8 : modélisation 2D des écoulements dans le sillage des piles du pont de Chaumont sur Loire en crue centennale – Source : K. Leroy, D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)



Partie 2 - Figure 9 : modélisation 2D d'un écoulement tourbillonnaire entre deux piles de pont – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Courbes de remous

En dehors de toute perturbation, l'écoulement tend à adopter les valeurs des variables d'état d'un écoulement uniforme équivalent à cet endroit, caractérisé par la géométrie locale et notamment, la pente locale. La hauteur d'eau de l'écoulement uniforme équivalent vers laquelle tend l'écoulement réel graduellement varié est appelée hauteur d'eau « normale », h_n .

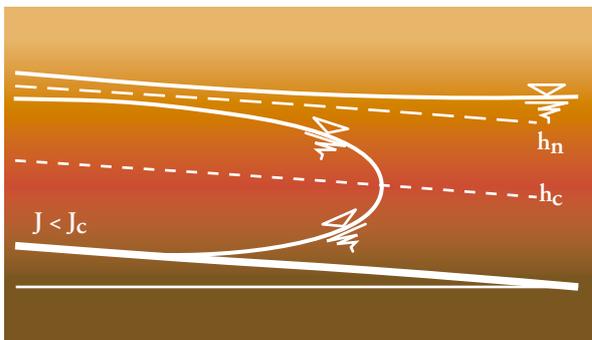
La gêne d'un obstacle sur l'écoulement se traduit en réalité, pour un cours d'eau à surface libre, par une répartition spatiale de la perte de charge singulière en amont et en aval de l'obstacle qui la génère. Écartée de son niveau normal, la ligne d'eau tend à retrouver celui-ci moyennant des courbes de raccordement qu'on appelle « courbes de remous ». Autrement dit, pour une hauteur d'eau h s'écartant de la hauteur normale h_n , on connaît la courbe d'atténuation de la quantité $|h - h_n|$ vers l'amont ou vers l'aval de la perturbation, selon le régime.

A titre d'illustration, en lit simple, l'équation de ces variations s'écrit :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - j}{1 - F^2}$$

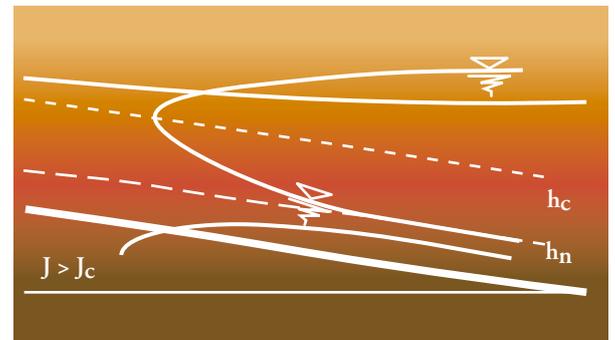
[Partie 2 - Équation 12 - Courbes de remous]

où i est la pente du fond, j est la pente de la ligne de charge, F est le nombre de Froude.



Partie 2 - Figure 10 : régime fluvial normal ($h_n > h_c$)
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

- Régime fluvial local ($h > h_c$)
 - ⇒ vers l'amont, h tend à retrouver h_n
 - ⇒ vers l'aval, si $h > h_n$, la ligne d'eau tend vers l'horizontale et si $h_n > h > h_c$, h tend vers h_c
- Régime torrentiel local ($h < h_c$)
 - ⇒ vers l'amont, h tend vers zéro
 - ⇒ vers l'aval, h tend vers h_c



Partie 2 - Figure 11 : régime torrentiel normal ($h_n < h_c$)
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

- Régime fluvial local ($h > h_c$)
 - ⇒ vers l'amont, h tend vers h_c
 - ⇒ vers l'aval, la ligne d'eau tend vers l'horizontale
- Régime torrentiel local ($h < h_c$)
 - ⇒ à vers l'amont, si $h > h_n$, h tend vers h_c et si $h < h_n$, h tend vers zéro
 - ⇒ vers l'aval, h tend vers h_n

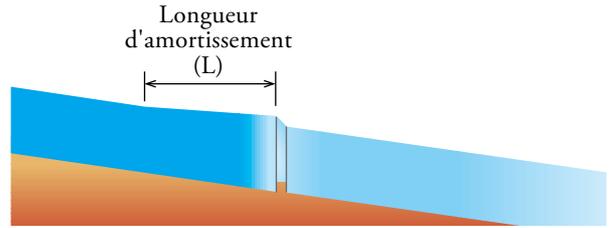
Atténuation du remous

La perte de charge singulière liée à un ouvrage est maximale ($|h - h_n|_{\max}$) à proximité immédiate de l'obstacle qu'il représente. Mais cette valeur ne suffit pas à apprécier correctement l'impact hydraulique de cet ouvrage : il faut connaître la valeur de l'exhaussement provoqué par l'ouvrage dans toute sa zone de remous, c'est-à-dire, dans toute la zone où la présence de l'obstacle se traduit par un écartement de la ligne d'eau par rapport à l'hydraulique de l'état avant aménagement.

En première approche, on peut calculer la longueur d'amortissement du remous. Cette longueur L est telle que la quantité $|h - h_n|$ est inférieure à une certaine tolérance (notée ϵ) à une distance L de l'obstacle générant le remous.

Lorsque des caractéristiques de pente moyenne (i), hauteur moyenne (h_{moy}) et de nombre de Froude (F) moyen sont connues sur un tronçon homogène de cours d'eau, et en faisant l'hypothèse que le seul lit mineur supporte toute la perte de charge et l'amortissement du remous résultant, la formule suivante⁽⁹⁾ permet de calculer la longueur d'amortissement du remous :

$$L = 0,3 \cdot \frac{h_{\text{moy}}}{i} (1 - F^2) \cdot \ln \left(\frac{|h - h_{\text{moy}}|_{\max}}{\epsilon} \right)$$

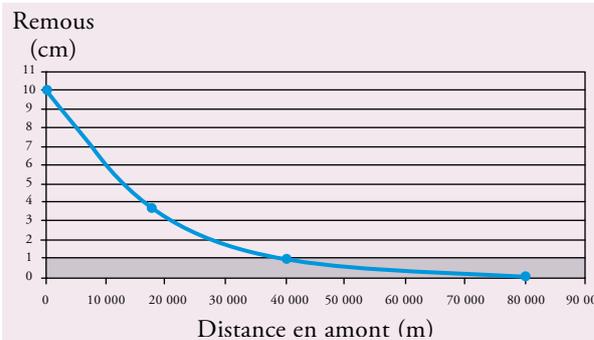


Partie 2 - Figure 12 : illustration de la longueur d'amortissement du remous – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

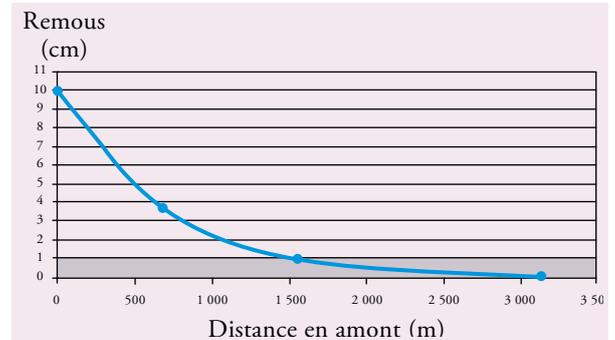
h_{moy} peut, pour faciliter le calcul, être assimilée à h_n .

Si on considère : $L_0 = 0,3 \cdot \frac{h_{\text{moy}}}{i} (1 - F^2)$ alors :

- le remous résiduel à la distance $L = L_0$ est égal à 37 % du remous maximal ($|h - h_n|_{\max}$) ;
- le remous résiduel à la distance $L = 2,3 \cdot L_0$ est égal à 10 % du remous maximal ($|h - h_n|_{\max}$) ;
- le remous résiduel à la distance $L = 4,6 \cdot L_0$ est égal à 1 % du remous maximal ($|h - h_n|_{\max}$).



Partie 2 - Figure 13 : exemple d'amortissement paramétrique d'un remous maximal de 10 cm sur un cours d'eau de pente 1 pour dix mille, de hauteur d'eau moyenne de 6 m pour un nombre de Froude de 0,016 (la zone de résidu de remous inférieure à 1 cm est grisée pour mémoire) – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)



Partie 2 - Figure 14 : exemple d'amortissement paramétrique d'un remous maximal de 10 cm sur un cours d'eau de pente 1 pour mille, de hauteur d'eau moyenne de 3 m pour un nombre de Froude de 0,13 (la zone de résidu de remous inférieure à 1 cm est grisée pour mémoire) – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

⁽⁹⁾ Nicollet, G., and Uan, M. (1979). « Ecoulements permanents à surface libre en lits composés » La Houille Blanche (1), 21-30.

2.2.2 - Complexité des écoulements réels d'un cours d'eau

En réalité, l'écoulement ne répond pas toujours aux hypothèses filaires. Plusieurs facteurs sont susceptibles de perturber les caractéristiques locales spatialisées des écoulements. Ces facteurs doivent être anticipés correctement par le concepteur de pont pour minimiser la gêne occasionnée par son projet.

Zone de cisaillement à la frontière entre lit mineur et lit majeur

En premier lieu, les écoulements en lit mineur sont plus rapides que les écoulements dans le lit majeur, car la rugosité du lit mineur, fréquemment en eau, est moindre que celle du lit majeur, occasionnellement ou rarement en eau et moins adapté au passage de l'eau. On peut ainsi considérer séparément un écoulement dans le lit mineur et deux écoulements de lit majeur de part et d'autre du lit mineur, reliés par une zone de transition turbulente où les écoulements sont fortement cisailés. On considère communément que cette zone de transition dans le lit majeur présente une largeur égale à $1/5^{\text{ème}}$ de la largeur du lit mineur, et que la vitesse moyenne y passe linéairement de la valeur du lit mineur à la valeur du lit majeur.

La situation réelle est toutefois compliquée par le fait que la vitesse moyenne d'écoulement en lit majeur est généralement une vue de l'esprit, une valeur moyenne ne rendant pas compte des fortes hétérogénéités de vitesses d'écoulements dans chaque lit majeur.

Le concepteur veillera donc à ne pas perturber la zone de cisaillement, et donc, à enjamber non-seulement le lit mineur tel qu'il est perçu à l'étiage ou sur les cartes, mais aussi les 20 % de surlargeur supplémentaire de part et d'autre, sauf à considérer que des éléments topographiques structurants empêchent la formation de cette zone latérale.

Hétérogénéité des rugosités et des écoulements en lit majeur

Le lit majeur n'est par définition pas une zone façonnée par l'écoulement pour une optimisation des cheminements hydrauliques comme peut l'être le lit mineur. C'est plutôt une zone dont la topographie est assez faiblement accidentée, et dont l'occupation du sol et les aménagements anthropiques s'affranchissent totalement ou presque des caractéristiques topographiques à l'échelle de variations qui intéressent l'hydraulique, c'est-à-dire, de l'ordre du décimètre au mètre. Ainsi, lorsque les eaux d'un cours d'eau débordent et s'épandent dans le champ d'expansion, elles doivent littéralement trouver un chemin à travers les opportunités topographiques

naturelles et les obstacles naturels et artificiels qui parsèment le lit majeur.

Selon l'ampleur du débordement, les mêmes obstacles peuvent voir leur influence varier sensiblement. Lorsque le débordement n'est que de l'ordre de quelques décimètres, la moindre route en léger remblai, le moindre massif de ronces denses, le moindre champ de blés levés peuvent constituer un obstacle quasiment infranchissable par l'écoulement en lit majeur à ces endroits. Cela se traduira par une vitesse moyenne nulle ou quasi-nulle. Mais de fait, une telle obstruction locale se traduira par un report des écoulements ici contrariés vers les quelques zones de lit majeur où l'écoulement est possible ou favorisé, comme par exemple une rue parallèle à l'écoulement, un chemin forestier entretenu au milieu d'un massif densément boisé.

Ces exemples montrent également à quel point la saison pour laquelle l'hydraulique est étudiée peut avoir une forte incidence lorsque le lit majeur est majoritairement consacré à l'agriculture. Si un champ de blés levés peut constituer un obstacle sérieux au passage des eaux, le même champ en hiver, figé par une gelée sévère, devient une zone préférentielle d'écoulement.

De même, il est évident qu'avec l'amplification du débordement, des obstacles très contraignants peuvent être vaincus et voir leur influence sur les écoulements fortement amoindrie. Ainsi, des blés finissent par se coucher lorsqu'ils sont submergés par plusieurs mètres d'eau, les petits remblais sont surversés, etc. Or, il est évident que, pour une crue de très fort débit maximal, le lit majeur passe successivement par des états de rugosité "apparente" correspondant à celle de faibles débordements contrariés par le moindre obstacle, puis à celle de débordement moyen trouvant son passage dans les obstacles les moins durs, puis de débordement majeur faisant fi de la plupart des obstacles submergés, avant d'amorcer la décrue.

Les configurations de projet doivent donc considérer l'état général des facteurs concourant à la rugosité hydraulique.

Topologie des écoulements en lit majeur

La rugosité locale apparente qu'un obstacle peut opposer aux écoulements en lit majeur ne suffit pas à appréhender correctement les écoulements débordants dans la situation non encore aménagée. Il ne suffit pas à une zone locale d'être de faible rugosité pour entraîner un écoulement de vitesse sensible. Encore faut-il que les écoulements trouvent leur chemin à travers le lit majeur pour atteindre cette zone, et qu'ils puissent en sortir. L'analyse des cheminements de l'eau à travers le lit majeur permet d'établir une topologie hydraulique du lit majeur.

Les différentes composantes de l'espace occupé par la crue maximale d'un cours d'eau peuvent être le siège d'écoulements de caractéristiques très différentes :

- écoulements préférentiels : dans le lit mineur et dans les zones de cheminement préférentiel le long de talwegs, rus longitudinaux ou encore bras fossiles du cours d'eau en lit majeur, les écoulements ont tendance à prendre de la vitesse et à entraîner autour d'eux les veines liquides plus lentes ; la dimension caractéristique de ces écoulements est la section mouillée active dans un profil en travers de l'écoulement et la connectivité effective tant à l'amont qu'à l'aval du cheminement ;
- zones d'expansion des crues : dans le lit majeur, l'étalement des eaux de débordement à vitesse faible mais non-nulle épuise naturellement le débit de pointe des crues ; la dimension caractéristique de ces écoulements est la surface de laminage ;
- zones de stockage d'eau : dans certaines zones du lit majeur encadrées d'obstacles longitudinaux et transversaux formant des coins d'eau, les eaux de débordement sont piégées et ne peuvent ressortir (par le même endroit que le point d'entrée) que lorsque le niveau de crue diminue ; la dimension caractéristique de ces écoulements est le volume retenu sous une cote donnée.

2.2.3 - Conduite des calculs (données nécessaires, calage d'un modèle...)

L'objet de ce paragraphe n'est pas de donner toutes les clefs de réalisation d'une étude hydraulique en bonne et due forme. Pour lire en détail la méthodologie recommandée en vue de la détermination des caractéristiques hydrologiques et hydrauliques pertinentes, préalablement aux choix de conception d'un pont notamment, le lecteur se reportera au guide méthodologique pour le pilotage des études hydrauliques, à paraître sous le double timbre du ministère de l'Équipement (DGuHC) et du ministère de l'Écologie et du Développement durable (DPPR), sous la direction technique du CETMEF et du Cemagref.

Il est toutefois possible de décomposer sommairement les études à mener pour la détermination des quantités hydrauliques-clefs dans la décision du concepteur.

Au stade des études de tracé, il importe que le concepteur identifie les cheminements préférentiels et la topologie générale des écoulements de la vallée à franchir, afin de retenir le tracé qui perturbe a priori le moins possible les écoulements du cours d'eau. Il s'agira donc pour lui d'identifier :

- la largeur du lit moyen, occupé par les crues moyennes ;
- la largeur du lit majeur, dans lequel la transparence hydraulique devra être assurée, etc, et ce d'autant plus

difficilement que le lit est large ;

- la pente moyenne, et surtout, la vitesse moyenne des écoulements en lit mineur, ou tout autre indice résultant d'une constatation in situ, afin d'identifier le régime normal du cours d'eau (fluvial ou torrentiel) ;
- la mobilité relative du lit (*cf.* Partie 3, point 3.2.2) ;
- les enjeux situés en amont du projet (en régime fluvial) ou en aval du projet (en régime torrentiel) qui sont susceptibles de subir des aggravations du risque d'inondation du fait du projet.

Lors du dossier d'Avant-Projet, l'important, pour le concepteur, est de déterminer les ouvertures hydrauliques à prévoir d'une part sur le lit mineur, et d'autre part, dans le lit majeur (ouvrages de décharge). Généralement, la mise en œuvre des méthodes classiques (abaques de Bradley ou de Rehbock ou l'un de leurs nombreux avatars) suffit pour disposer d'une idée convenable de la largeur totale des ouvrages de décharge à prévoir. Le morcellement de cette largeur totale doit être prévu pour adapter les ouvertures aux cheminements secondaires identifiés dans le lit majeur en période de crue. Ces calculs nécessitent de connaître, au droit de la zone de projet, en plus des paramètres déterminés au moment de l'étude de tracé :

- la hauteur d'eau en lit mineur (à l'aide d'un calcul hydraulique) pour la ou les crues de projet...
- et donc, pour les débits correspondants (à l'aide d'un calcul hydrologique) ;
- ainsi qu'une idée paramétrique de la répartition des eaux entre lit mineur et lit majeur en fonction de l'environnement et de l'accessibilité hydraulique des abords du projet ;
- le nombre et le type de piles envisagées (rondes, carrées, groupées par deux, trois ou plus, etc.).

En phase de conception définitive du projet, le maître d'œuvre doit finaliser les ouvrages hydrauliques pour maximiser leurs chances de remplir durablement la fonction qui leur sera assignée, et pour ce faire, il lui faudra définir plus précisément, au droit du projet :

- le type d'ouverture hydraulique et surtout, de revêtement de la surface de contact entre l'eau et l'ouvrage ;
- le type d'écoulement dans l'ouvrage, et surtout, les éventuelles transitions entre régimes fluvial, critique et torrentiel ;
- le type de raccordement entre la section de l'ouvrage et la surface du remblai (voile béton en ailes à 45°, etc.), dans un souci conjoint d'accompagnement de la veine liquide pour réduire la perte de charge à l'entrée ou à la sortie de l'ouvrage et de minimisation du risque d'érosion à la jonction entre l'ouvrage en dur et le remblai vulnérable ;

- le type de traitement du sol dans les ouvrages de décharge ;

et ce, afin d'améliorer la précision des estimations des pertes de charge singulières engendrées par chaque ouvrage de décharge, mais également, vérifier la bonne répartition des écoulements provenant de l'amont dans les divers ouvrages de décharge, à l'aide d'une analyse fine des écoulements. Celle-ci peut se réaliser soit à l'aide d'un modèle numérique 1D permettant de différencier les tubes de courant desservant les divers ouvrages, soit à l'aide d'un modèle 2D si la complexité de la topologie des écoulements ou encore, le biais de l'infrastructure routière en travers de la vallée inondable, le justifient.

Enfin, le maître d'œuvre devra produire une étude d'impact en bonne et due forme, dans laquelle il devra notamment démontrer l'innocuité relative de l'infrastructure pour la crue de référence et pour la crue de chantier notamment, en fonction des options de conception découlant des précédentes analyses.

2.3 - Incidences des ponts sur les écoulements liquides

2.3.1 - Modification du régime d'écoulement

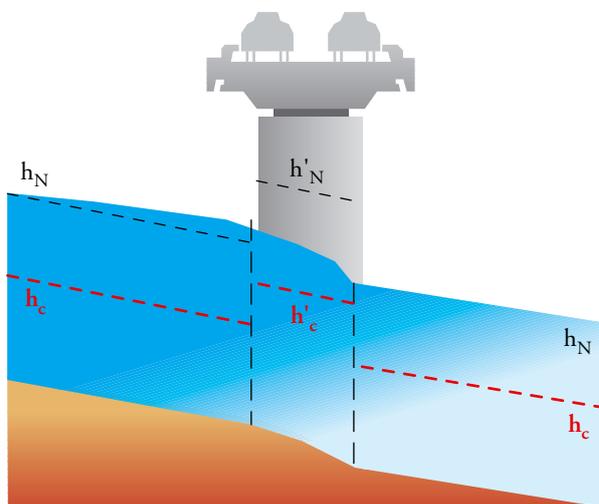
Par la perte de charge que sa présence introduit dans un écoulement fluvial normal, un pont peut provoquer un changement de régime. Par la modification éventuellement conséquente des caractéristiques géométriques locales et l'augmentation directe de la hauteur critique dans les sections d'écoulement où il empiète, un pont peut provoquer un régime torrentiel local dans un régime fluvial normal.

Dans la figure de gauche, le niveau d'eau au droit de l'infrastructure reste supérieur à la cote du régime critique (h_c), si bien que l'écoulement, quoique accéléré au passage de l'obstacle, demeure en régime fluvial. Dans la figure de droite, le profil en long de la ligne d'eau franchit la ligne du régime critique, si bien que l'écoulement passe successivement, de l'amont vers l'aval, par un régime fluvial, le régime critique,

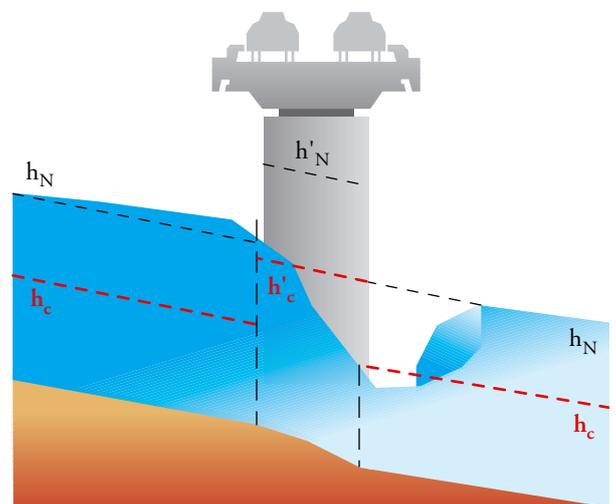
régime torrentiel, avant de retrouver un régime fluvial. Cette dernière transition est violente et s'accompagne d'un phénomène spécifique de dissipation d'énergie hydraulique appelé « ressaut ».

La formation d'un ressaut hydraulique aux abords d'un ouvrage fait peser un risque substantiel sur la pérennité de l'ouvrage, car son action érosive est très puissante. Le concepteur d'ouvrage doit rechercher la suppression de ce phénomène par tous les moyens.

Dans un lit de cours d'eau bien régulier (c'est-à-dire, vraisemblablement artificialisé), le risque de ressaut hydraulique peut être apprécié simplement par comparaison entre la hauteur critique⁽¹⁰⁾ (h_c) au droit de l'ouvrage et la hauteur normale h_N à l'aval immédiat de l'ouvrage. Mais dès lors que le lit du cours d'eau n'est pas de forme rectangulaire ou trapézoïdale, le concepteur doit examiner le risque de passage local en régime torrentiel, et donc, de formation d'un ressaut, pour chaque tranche verticale de la section transversale à l'écoulement en lit mineur pour laquelle la notion de hauteur d'eau moyenne a un sens physique (cf. Partie 2 - Figure 15 et Partie 2 - Figure 16).

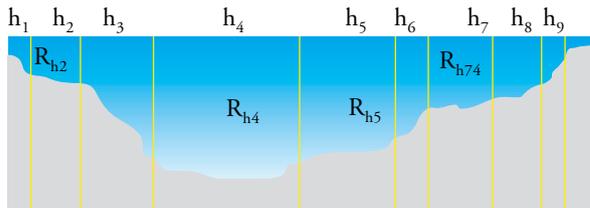


Partie 2 - Figure 15 : transition de régime fluvial à régime fluvial via un remous d'accélération au droit de l'ouvrage
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)



Partie 2 - Figure 16 : transition d'un régime fluvial à un régime fluvial via un régime torrentiel et un ressaut au droit de l'ouvrage
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

(10) On rappelle que la hauteur critique est celle pour laquelle le nombre de Froude est égal à 1.



Partie 2 - Figure 17 : segmentation d'une section en travers par tubes de courant – Source : D. Goux (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Dans un tube de courant rectangulaire, en faisant abstraction des interactions avec les tubes de courant mitoyens qui ne sont pas nécessairement en régime torrentiel, on peut estimer la longueur maximale du ressaut à l'aide des formules⁽¹¹⁾ :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} \right]$$

[Partie 2 - Équation 13 - Longueurs conjuguées du ressaut]

qui fournit les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 respectivement en amont et en aval du ressaut, et

$$L_{\text{ressaut}} = (4,9.S + 6,1).h_2$$

où S est le degré de submersion du ressaut lorsque h_2 est inférieure à la hauteur normale en aval

$$h_n : S = \frac{h - h_2}{h_2}$$

2.3.2 - Remous d'exhaussement généré par un pont

Perturbation de la répartition des eaux

Contrairement à une idée reçue, la principale incidence d'un pont sur les écoulements d'un cours d'eau n'est pas liée aux formes des éléments constitutifs du franchissement lui-même (tels que piles ou culées), mais plutôt à la perturbation de la répartition des eaux entre le lit majeur obstrué sur tout ou partie de sa largeur par les remblais d'accès à l'ouvrage de franchissement proprement dit.

En effet, ces remblais représentent un obstacle aux écoulements en lit majeur, qui sont contraints de rejoindre une ouverture dans cet obstacle pour poursuivre le cheminement vers l'aval. Or, les ouvertures disponibles sont généralement de deux types :

- le dégagement réalisé dans le franchissement du lit mineur ;
- les éventuelles ouvertures ménagées dans le remblai à cette fin, appelées ouvrages de décharge.

Ces ouvertures ont une capacité d'évacuation de débit sous un niveau d'eau donné qui est moindre que la capacité naturelle du profil en travers avant aménagement, si bien que les reports de débits dont le cheminement est contrarié en lit majeur ne peuvent s'écouler à travers les ouvertures disponibles qu'au prix de pertes de charge qui s'apparentent, en termes de circulation routière, à un encombrement.

Ces pertes de charge sont la principale composante du remous d'exhaussement qui est à craindre (et à résorber) par le concepteur du projet.

Elles sont d'autant plus importantes que la répartition des débits entre le lit majeur et le lit mineur dans l'état avant aménagement fait jouer au lit majeur un rôle non-négligeable dans l'acheminement du débit total. Ainsi, à titre d'illustration, une répartition de débit de 95 % en lit mineur et 5 % en lit majeur (situation fréquente sur la Seine) avant aménagement ne fait pas craindre une grande gêne à l'occasion de la construction d'une infrastructure barrant la vallée, tandis qu'une répartition de débit de 80 % en lit mineur et 20 % en lit majeur (situation classique pour des vallées naturelles à pente moyenne, de l'ordre de 5 à 10 pour mille environ) nécessitera une conception soignée des ouvrages de décharge sous peine de subir des remous d'exhaussement très importants.

Une solution de base qui peut être étudiée lors de la conception d'une infrastructure de franchissement de vallée inondable est celle d'un ouvrage simple ouvert sur le seul lit mineur et des remblais d'accès sans ouvrage de décharge. Cette solution, minimaliste et susceptible de ne pas satisfaire à de nombreux critères d'analyse environnementale, fournit en effet l'impact maximal prévisible en termes de remous d'exhaussement.

Conception des ouvrages de décharge

Dans la plupart des cas, des ouvrages de décharge sont nécessaires pour atténuer le remous d'exhaussement lié à l'obstruction du lit majeur par les infrastructures d'accès au franchissement proprement dit. Même lorsque ce n'est pas directement le cas, l'opportunité de prévoir des ouvrages de décharge dans le projet peut être appréciée au regard d'objectifs environnementaux tels que rétablissement du passage de grand gibier, rétablissement de la continuité hydraulique de cheminements secondaires d'eaux de débordement ou de portions de réseau hydrographique, etc.

Le concepteur du projet devra profiter au maximum des possibilités d'ouverture de décharge hydraulique offertes par les contraintes de conception routière relatives au rétablissement du réseau intercepté par l'infrastructure.

(11) Extraites de : *Hydraulique Générale. Écoulements à surface libre régime permanent.* A. Lencastre. Sapege & Eyrolles, 1995

Toutefois, il devra apporter un soin tout particulier au positionnement des ouvrages de décharge le long de l'infrastructure, avant même d'envisager leurs dimensions. En particulier, tout ouvrage de passage inférieur de voirie sous l'infrastructure projetée ne fait pas nécessairement un ouvrage de décharge hydraulique satisfaisant. L'efficacité d'un ouvrage de décharge mal positionné peut être quasi-nulle.

La position d'un ouvrage de décharge doit résulter en premier lieu de l'analyse de la topologie des écoulements. Lorsque le lit majeur traversé est le siège d'un réseau hydrographique drainant les coteaux de la vallée ou encore, lorsque des cheminements secondaires ont été décelés lors de l'analyse de la topographie et de la morphologie de la vallée traversée, les lieux d'intersection de ces micro-talwegs, susceptibles de concentrer les modestes écoulements de lit majeur, avec le tracé de l'infrastructure, sont les lieux privilégiés pour l'emplacement des ouvrages de décharge, car ceux-ci ont alors toutes les chances d'être correctement « alimentés » depuis l'amont.

Une telle analyse peut facilement déboucher sur deux positions (ou plus) propices à la construction d'un ouvrage de décharge hydraulique. La tentation est alors grande de rassembler ces ouvrages de décharge en un seul lieu et un seul ouvrage posant moins de complications constructives et cumulant les caractéristiques dimensionnelles des ouvrages fusionnés. Cela est cependant fortement déconseillé, car un ouvrage unique cumulant les caractéristiques dimensionnelles de deux ouvrages séparés ne cumulera pas les capacités d'évacuation (et donc, de résorption du remous d'exhaussement potentiel) des deux ouvrages, faute de bénéficier de la même « attractivité » hydraulique vis-à-vis des écoulements provenant de l'amont de l'infrastructure.

L'analyse topologique peut conduire le concepteur du projet à prédire les fractions d'écoulements provenant de l'amont qui desserviront chacun des ouvrages de décharge. La traduction visuelle de cette prédiction correspond aux points de séparation des tubes de courant, figurés dans le profil en travers en amont de l'ouvrage.

Il n'est pas recommandé de contraindre les écoulements en lit majeur à parcourir plus de 200 à 250 mètres le long du remblai de l'infrastructure avant de rejoindre un ouvrage de décharge, car cela risquerait de nuire fortement à l'attractivité hydraulique effective de l'ouvrage de décharge vis-à-vis des eaux au-delà de cette distance. Autrement dit, à supposer que le lit majeur soit complètement exempt de la moindre topologie hydraulique qui concentrerait les écoulements depuis l'amont, les ouvrages de décharge ne doivent pas être séparés de plus de 400 à 500 mètres les uns des autres le long du linéaire du remblai, et les ouvrages de décharge aux extrémités ne devraient pas être à plus de 250 mètres de la limite latérale du lit majeur.

Dimensionnement des ouvrages de décharge

En première analyse, le dimensionnement des ouvrages de décharge consiste à établir une courbe faisant correspondre la largeur d'ouverture cumulée de ces ouvrages avec le remous d'exhaussement résultant en amont. Le choix de la largeur d'ouverture cumulée pour le projet résultera alors d'une analyse du remous admissible en fonction des enjeux vulnérables et des coûts des ouvrages.

Ce dimensionnement peut être effectué selon des méthodes de complexité croissante.

Un pré-dimensionnement peut être effectué sur la base de données paramétriques. On considère en effet qu'il est approprié de limiter la vitesse d'écoulement à environ 1,7 m/s dans les ouvrages de décharge en lit majeur, pour satisfaire à la fois aux contraintes de limitation de l'érosion aux abords de l'ouvrage et à une efficacité raisonnable du débouché hydraulique par rapport au différentiel des vitesses dans l'ouvrage et aux abords de celui-ci. A condition de disposer d'une idée correcte des répartitions de débits entre le lit majeur et le lit mineur pour les crues de projet, il suffit de considérer que la section cumulée dans les ouvrages de décharge, multipliée par la vitesse d'objectif de 1,7 m/s, doit faire transiter la totalité du débit intercepté en lit majeur, pour espérer raisonnablement qu'aucune gêne liée à un report de débit entre lit majeur et lit mineur n'est à craindre. Ceci suppose toutefois que la vitesse d'objectif est effectivement atteinte dans ces ouvrages, ce qui ne peut être vérifié qu'à l'aide d'un calcul.

La méthode de calcul la plus simple consiste à supposer que l'infrastructure projetée est orthogonale aux écoulements, de sorte que le niveau d'eau contre le linéaire de remblai traversant la vallée puisse être considéré comme horizontal contre le talus. Autrement dit, le niveau d'eau en amont et en aval de chaque ouvrage de décharge, en lit mineur comme en lit majeur, sont les mêmes pour tous ces ouvrages. Le débit traversant chaque ouvrage peut être estimé de manière classique en fonction des caractéristiques de pente hydraulique et de frottement, à quoi sont ajoutées les pertes de charge singulières à l'entrée et à la sortie de chaque ouvrage. En particulier, les pertes de charge singulières liées à l'ouvrage de franchissement du lit mineur proprement dit peuvent avoir une incidence à ce stade du dimensionnement. La contrainte d'un niveau unique en amont de l'ensemble des ouvrages permet d'ajuster les débits transitant dans chaque ouvrage, dont la somme doit être égale au débit total transitant dans la section libre avant aménagement.

Une méthode de calcul plus sophistiquée consiste à tenir compte des points de séparation des tubes de courant desservant chaque ouvrage de décharge, et donc, de la perte de charge supplémentaire liée aux distorsions des tubes de courant. Ceci nécessite un module informatique adapté.

Il est naturellement recommandé, tant pour des raisons purement hydrauliques que pour des raisons de coût, de limiter au maximum le biais de l'ouvrage par rapport à l'écoulement. Autrement dit, il convient de concevoir le franchissement aussi orthogonalement que possible à la vallée traversée. Les contraintes opérationnelles liées aux projets réels ne permettent hélas que très rarement d'effectuer cette optimisation du tracé par rapport à la vallée, et souvent, un biais non-négligeable est prévu entre l'infrastructure et le cours d'eau. Ceci peut contrecarrer très sérieusement la validité des méthodes présentées ci-dessus pour le dimensionnement des ouvrages de décharge, car dans un tel cas, le niveau d'eau ne peut être considéré comme le même pour chaque ouvrage de décharge. Autrement dit, les ouvrages de décharge prévus dans le remblai ne sont pas desservis simultanément par l'écoulement provenant de l'amont, mais successivement, si bien que des phénomènes d'accumulation de coins d'eau peuvent avoir lieu. Le dimensionnement des ouvrages de décharge par les méthodes précédentes est alors faux. Il est nécessaire de recourir à des calculs plus sophistiqués tenant compte de la répartition spatiale des écoulements : un modèle numérique filaire à casiers peut être suffisant s'il est correctement conçu et notamment si les cheminements hydrauliques sont finement analysés, mais un modèle numérique réellement bidimensionnel est sans doute préférable.

Optimisation des ouvrages de décharge

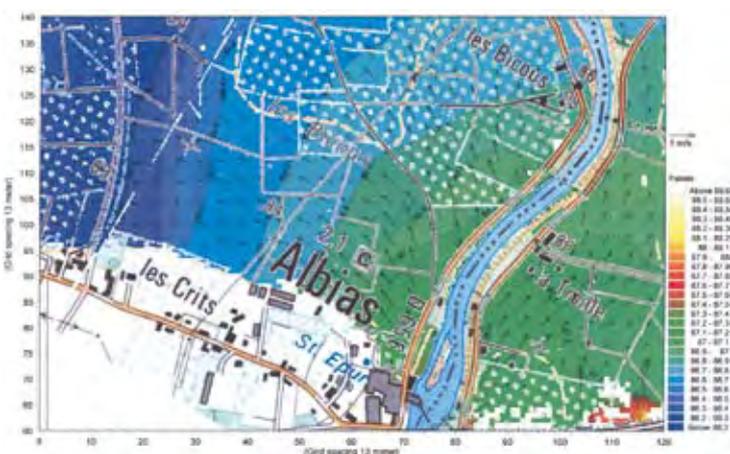
Le lit majeur intercepté ne présente pas nécessairement des caractéristiques idéales d'acheminement des eaux de débordement vers les ouvrages de décharge. Même lorsque la topologie de la vallée est favorable à la desserte des ouvrages de décharge, de simples obstacles tels que chemin rural légèrement surélevé, petit bois dense, haies susceptibles de se colmater

de flottants en temps de crue, etc, peuvent dégrader fortement la capacité théorique d'évacuation d'un ouvrage de décharge en « asphyxiant » le cheminement d'alimentation par les eaux provenant de l'amont.

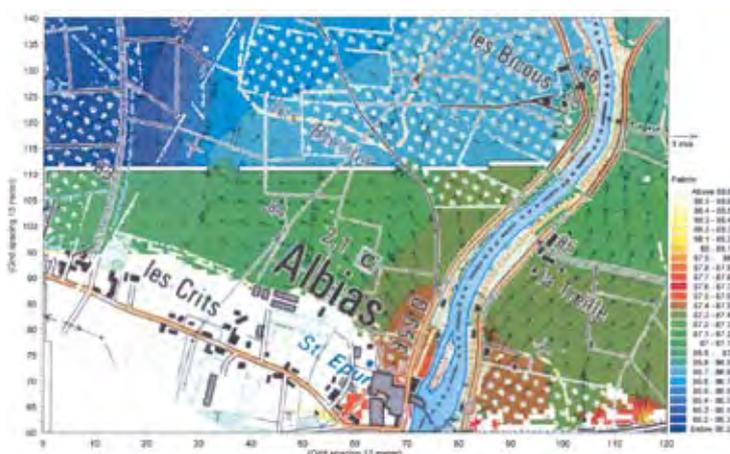
Il peut alors être utile, voire nécessaire, de procéder à une optimisation des cheminements des eaux provenant de l'amont, en aménageant par exemple des chenaux libres en amont de l'infrastructure. Ces chenaux ne sont pas nécessairement creusés dans le lit majeur : il peut s'agir simplement d'une portion de lit majeur aplanie et arasée à la cote du terrain naturel ou très légèrement en-dessous, et surtout, dégagés de toute végétation.

L'optimisation peut également consister en un traitement des cheminements de desserte latérale des ouvrages de décharge hydraulique. Les eaux proches des points de séparation des eaux en amont des ouvrages de décharge sont celles qui subissent le cheminement le plus tortueux depuis la ligne de courant théorique d'avant aménagement jusqu'à l'ouverture de décharge. Ce cheminement tortueux, générateur de perte de charge hydraulique, et donc, de risque de remous d'exhaussement, peut être facilité grâce à un traitement équivalent à celui proposé en amont droit devant les ouvrages de décharge.

Enfin, quoique cela ne soit pas véritablement crucial pour la capacité d'évacuation des ouvrages de décharge, il convient de prévoir un raccordement aussi doux que possible des surfaces de traversée du remblai de l'infrastructure et du talus de cette infrastructure. Les pertes de charges singulières à l'entrée et à la sortie des ouvrages de décharge en seront sensiblement réduites, et ainsi, les risques de dégradation des abords immédiats et du pied de talus du remblai seront amoindris.



Partie 2 - Figure 18 : modélisation 2D des écoulements de l'Aveyron dans son lit majeur de rive gauche au droit d'Albias (noter la direction des écoulements, orthogonale à l'axe du lit mineur) – Source : K. Leroy, D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)



Partie 2 - Figure 19 : modélisation 2D des écoulements de l'Aveyron dans son lit majeur de rive gauche au droit d'Albias, à travers les ouvrages de décharge de l'autoroute A20 (noter les écoulements qui longent le remblai sans s'engouffrer dans les ouvrages de décharge) – Source : K. Leroy, D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Minimisation des pertes de charge spécifiquement liées au franchissement du lit mineur

Si, dans le cas des ouvrages anciens, la conception de l'ouvrage de franchissement du cours d'eau posait l'essentiel du problème hydraulique, les techniques de construction sont aujourd'hui telles que cet ouvrage n'est que rarement la source d'une gêne à l'écoulement, pour peu que quelques règles simples soient respectées. Ces règles résultent de l'analyse des contraintes hydrauliques s'exerçant sur l'ouvrage au-dessus du lit mineur.

La perte de charge singulière spécifiquement liée à l'ouvrage de franchissement est calculée de manière plus détaillée que celle liée aux ouvrages de décharge en lit majeur car elle s'exerce sur une vitesse d'écoulement sensiblement plus grande. Trois éléments concourent à la formation de la perte de charge singulière :

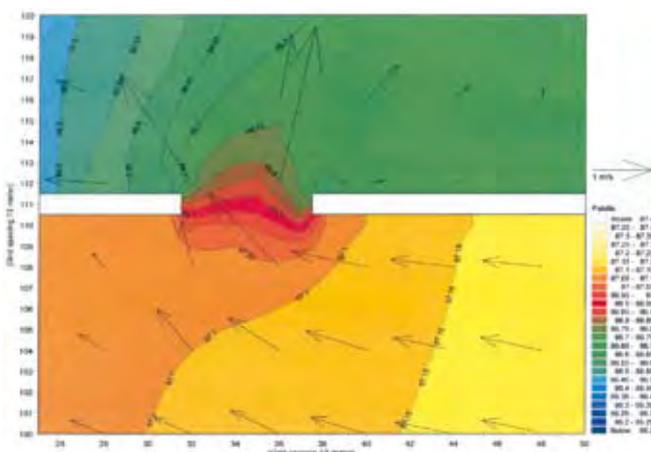
- le rétrécissement de section lié à l'empiètement des culées dans le lit mineur ;
- l'obstruction des piles dans la section rétrécie ;
- le biais général de l'ouvrage.

Le rétrécissement de section lié à l'empiètement des culées dans le lit mineur contraint les lignes de courant interceptées à se tordre pour entrer dans l'ouverture hydraulique rétrécie, et ce, au prix d'une perturbation de leur propre cinétique comme de celle des lignes de courant voisines. Il est lié d'une part au facteur de rétrécissement M , rapport entre la section mouillée entre culées dans l'état projet et la section mouillée libre avant aménagement ; et d'autre part, à la forme des culées elles-mêmes, qui peuvent aggraver ou atténuer l'effet lié au rétrécissement. En général, il suffit de concevoir l'ouvrage avec un facteur de rétrécissement M supérieur à 0,95 et des culées se raccordant progressivement au plan dans lequel les

berges sont comprises (par exemple, à l'aide d'un voile à 45°) pour annuler l'effet lié au rétrécissement. Le concepteur a tout intérêt à éviter tout empiètement des culées dans le lit mineur ($M = 1,00$).

L'obstruction des piles dans la section rétrécie est d'autant plus pénalisante que la vitesse de courant dans la section rétrécie est augmentée précisément à cause du rétrécissement. Elle est caractérisée par le facteur d'obstruction J , rapport entre le maître-couple des piles sous le niveau d'eau considéré et la section mouillée du projet comprise entre les culées, et par un facteur de forme des piles directement lié à la force de traînée qu'elles génèrent. Les techniques de construction permettent de construire des piles minces telles que le facteur d'obstruction ne descende jamais en-dessous de 0,95, et donc, que l'incidence réelle en terme de perte de charge singulière soit négligeable. Le concepteur s'attachera donc à prévoir un nombre de piles et une épaisseur de pile minimisant le maître-couple total, respectant les autres contraintes pesant sur les piles (navigation, chocs, etc.), à l'aide des méthodes conventionnelles de construction. Il prévoira également des piles de formes hydrodynamiques adaptées à l'écoulement des eaux, non pas tant pour réduire une perte de charge singulière dont il a été dit qu'elle demeurerait somme toute négligeable, que pour minimiser les risques d'accumulation d'encombres flottants lors des crues.

Enfin, le biais général de l'ouvrage en lit mineur impose une distorsion d'ensemble aux écoulements qui n'est pas souhaitable en terme d'hydraulique, car elle augmente la gêne et le remous d'exhaussement. Les incidences morphodynamiques peuvent également être gênantes. Autant que faire se peut, le concepteur devra prévoir un franchissement de cours d'eau orthogonal aux écoulements en lit mineur.



Partie 2 - Figure 20 : modélisation 2D des écoulements de l'Aveyron dans son lit majeur en rive gauche au droit d'Albias, détail des écoulements aux abords immédiats d'un des ouvrages de décharge (noter la ligne de séparation des flux provenant de l'amont et la faible desserte réelle de l'ouvrage par les eaux provenant de l'amont) — Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)



Partie 2 - Photo 1 : encoche d'érosion formée à l'aval d'une buse traversant un remblai routier interceptant un petit bassin versant
Source : D. Goutx, S. Piny (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Cette perte de charge singulière liée spécifiquement à l'ouvrage de franchissement du lit mineur peut être estimée à l'aide d'abaques classiques, telles que celles de Rehbock, Bradley ou Matthai⁽¹²⁾, ou de leur version numérisée dans des modules de calcul informatique.

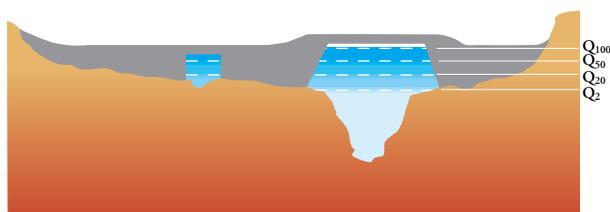
Submersibilité de l'infrastructure

L'incidence de l'infrastructure sur les écoulements des crues fortes dépend en grande partie du parti-pris de l'aménageur par rapport à la problématique de submersibilité de l'itinéraire.

En effet, lorsque les eaux d'une crue forte atteignent le niveau supérieur de l'obstacle, elles submergent l'obstacle et le franchissent par surverse, si bien qu'on peut considérer, en première approche, que seule la tranche horizontale d'écoulement comprise entre le terrain naturel et la chaussée de l'itinéraire est gênée par l'infrastructure.

L'acceptation ou non d'une telle submersion des ouvrages d'accès au franchissement du lit mineur relève d'une analyse de vulnérabilité de l'itinéraire et de la logique de maintien du transit routier pour les itinéraires structurants du réseau à une échelle dépassant celle de la vallée, d'acheminement des secours, d'évacuation des populations, de mise en sécurité des matériels sensibles, etc.

S'il existe par ailleurs des itinéraires sécurisés au regard de ces enjeux, à proximité de l'itinéraire projeté, ce dernier peut être conçu pour être submergé sans dommage par des crues fréquentes ou moyennes⁽¹³⁾. Ceci amoindrira d'autant les impacts hydrauliques du projet et facilitera la conception des nécessaires mesures correctrices et compensatoires.



Partie 2 - Figure 21 : principe d'itinéraire insubmersible jusqu'à Q100 – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

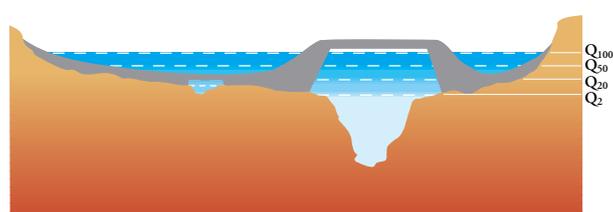
Cependant, dans tous les cas, il faudra prévoir que le franchissement du lit mineur lui-même soit insubmersible, pour éviter le risque d'accumulation d'encombres flottants qui obstrueraient l'ouverture hydraulique.

Volume de l'infrastructure retiré au champ d'expansion des crues

Si la transparence hydraulique permet de limiter l'impact de l'infrastructure sur les écoulements du cours d'eau, le volume occupé par l'infrastructure dans le lit majeur du cours d'eau constitue lui aussi une gêne qui doit être prise en compte dès le stade de la conception.

D'une part, le remblai de l'infrastructure occupe de facto un certain volume, dont la fraction comprise entre le terrain naturel et un niveau de crue donné est retirée au champ d'expansion de cette crue. D'autre part, il peut arriver (notamment lorsque l'infrastructure ne traverse pas orthogonalement la vallée inondable) que le remblai coupe une partie du champ d'expansion et surtout la déconnecte d'avec le lit mineur du cours d'eau. Non-seulement le remblai doit alors être conçu, suivi et entretenu comme une digue⁽¹⁴⁾, mais il prive le champ d'expansion de la crue d'un volume qui s'ajoute au volume du remblai lui-même. Les instructions ministérielles précisent que ce volume doit être considéré comme perdu pour une infrastructure qui serait longitudinale à l'écoulement et pourvu d'ouvrages de décharge.

L'ensemble des volumes retirés du champ d'expansion des crues par l'infrastructure doit être restitué au champ d'expansion des crues. Cette restitution doit être équivalente à l'obstruction occasionnée, c'est-à-dire que pour chaque crue significative subissant



Partie 2 - Figure 22 : principe d'itinéraire submersible au-delà de Q50 – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

(12) Telle qu'intégrée dans la méthode « WSPRO » développée dans le rapport de recherche Bridge Waterways Analysis Model édité par le Federal Highway Administrations (FHWA) en 1986.

(13) Pour l'appréciation des fréquences ou probabilités de submersion, se reporter au paragraphe 2.1.2.

(14) Cet aspect sort du champ classique de la conception des infrastructures traversant une vallée inondable. Il doit être traité conformément aux dispositions prévues pour les digues dans le décret et l'arrêté du 13 février 2002 et la circulaire interministérielle du 6 août 2003.

une réduction de champ d'expansion disponible du fait de l'infrastructure, la restitution doit compenser cette réduction. Il ne s'agit donc pas de ne restituer que le volume perdu par la plus forte crue ou la crue de référence, par exemple. Il ne s'agit pas non-plus de creuser des fossés ou des trous d'eau qui seraient complètement noyés dès les premiers débordements du cours d'eau, pour espérer restituer à la crue un volume perdu entre le niveau de période de retour 50 ans et le niveau de période de retour 100 ans.

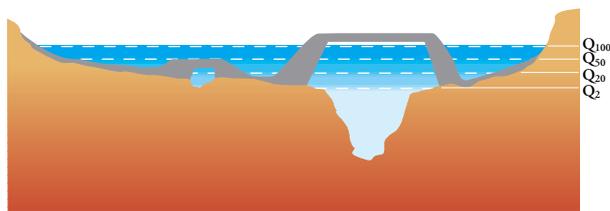
Ceci nécessite généralement le terrassement de zones à proximité et en amont du projet, pour les faire passer d'un statut d'inondation nulle ou faible en l'état non-aménagé, à un statut d'inondation faible ou moyenne, par exemple, en l'état aménagé. Lorsque ceci n'est pas complètement réalisable, à cause d'une occupation du sol trop dense et d'une faible disponibilité de terrains à terrasser, le concepteur doit prévoir des compensations satisfaisantes.

2.3.3 - Incidences admissibles et transparence hydraulique requise

Les articles L 214-1 et L 214-2 du Code de l'environnement

Transcription de la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 et son décret d'application du 29 mars 1993 modifié peuvent soumettre le projet à la nomenclature loi sur l'eau, notamment en vertu des rubriques :

- 3.1.1.0. (anciennement rubrique 2.5.3) qui vise notamment les obstacles aux écoulements ou à la continuité écologique en lit mineur ;
- 3.2.2.0. (anciennement rubrique 2.5.4) qui vise les remblais en lit majeur de cours d'eau ;
- 3.1.4.0. (anciennement rubrique 2.5.5) qui vise la modification des berges de cours d'eau.



Partie 2 - Figure 23 : principe d'itinéraire submersible au-delà de Q_{20} – Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Un projet d'infrastructure traversant une vallée inondable tombe assurément sous le coup des rubriques 3.1.1.0. et 3.2.2.0., et vraisemblablement, sous le coup de la rubrique 3.1.4.0.

Circulaire DE / SDGE / BPIDPF-CCG / n° 426 du 24 juillet 2002

Cette circulaire précise la notion de **transparence hydraulique** exigée, ainsi que le degré d'exigence et de tolérance en termes d'impacts. La transparence hydraulique totale est exigée pour la crue de référence du risque d'inondation (PHEC ou crue centennale si celle-ci leur est supérieure), au droit des zones à forts enjeux. La transparence est jugée totale lorsque l'impact calculé entre l'état avant aménagement et l'état après aménagement est inférieur à la précision relative du modèle utilisé pour ce calcul. La circulaire fait référence, en note de bas de page 10, et à titre indicatif, à la précision relative de 1 cm (pour la hauteur d'eau) admise comme usuelle pour les modèles fluviaux. Mais il est également rappelé que cette précision relative peut être bien moindre (plusieurs centimètres à plusieurs décimètres) dans le cas d'un régime torrentiel.

Le concepteur du projet se doit donc d'analyser les zones d'enjeux forts qui se trouvent vraisemblablement dans l'aire d'influence de son aménagement, à l'aide des documents réglementaires existants du risque d'inondation, confortés par une analyse in situ de l'état actuel de l'occupation de ces zones.

- Dans ces zones de forts enjeux, l'impact hydraulique de son aménagement doit être nul, c'est-à-dire, indécélable à l'aide de l'outil numérique.

- En dehors de ces zones de forts enjeux, l'impact hydraulique de son aménagement peut être non-nul.

Le concepteur peut déroger à l'obligation d'annuler l'impact de son aménagement dans les zones de forts enjeux s'il fait la démonstration que les mesures correctrices nécessaires pour respecter cette obligation portent gravement préjudice à d'autres aspects environnementaux (hydroécologiques ou morphodynamiques notamment) ou sont incompatibles avec les fortes contraintes du site, et qu'aucune variante de tracé dûment étudiée ne peut mieux satisfaire à ces contraintes.

Cependant, le concepteur s'attachera à compenser ces effets négatifs résiduels du projet que les mesures correctrices n'ont pu annuler, de manière à préserver l'équilibre général du projet. Faute de quoi l'instructeur du dossier déposé au titre de la police de l'eau a pour instruction de refuser l'autorisation.

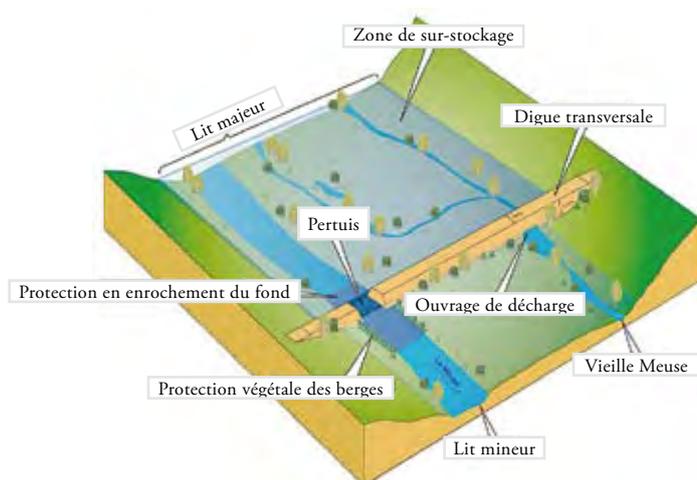
ZRDC (Zone de ralentissement dynamique des crues)

L'exigence de transparence hydraulique d'une infrastructure linéaire de transport ne s'applique évidemment pas aux cas où le remblai de l'infrastructure est érigé en cohérence avec une zone de ralentissement dynamique des crues, dont l'objectif est de faire obstacle aux écoulements de crue pour offrir au laminage de l'onde de crue un volume de sur-stockage contre le remblai.

Le ralentissement dynamique est une doctrine officielle de traitement global et durable des risques d'inondations, du ministère de l'écologie et du développement durable. Il vise à ralentir les ruissellements dans leur cheminement vers les cours d'eau, à atténuer l'accélération des eaux dans le lit des cours d'eau, si possible, de dériver les écoulements vers les annexes fluviales, à mobiliser temporairement des espaces de stockage pour laminer le débit de pointe de la crue.

Le guide du ralentissement dynamique pour la prévention des inondations est téléchargeable librement sur le site du ministère (www.ecologie.gouv.fr).

L'EPAMA (Établissement Public d'Aménagement de la Meuse et de ses Affluents) développe actuellement un projet de ZRDC fort bien présenté sur son site internet, dont est extraite l'illustration suivante (http://www.epama.fr/files_fr/fset_som.php4).



Partie 2 - Figure 24 : principe d'un sur-stockage en crue contre un remblai transversal, projet de ZRDC de Mouzon (08), EPAMA
Source : D. Goutx (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

2.4 - Risques hydrauliques encourus par les ouvrages

2.4.1 - Encombres flottants ou embâcles

Parce que les cours d'eau en crue ne sont pas constitués d'eau claire, le concepteur de projet de franchissement d'un cours d'eau doit prêter une attention toute particulière à la combinaison « accidentelle » (en terme d'approche semi-probabiliste) que représente le risque d'accumulation d'encombres flottants (appellation tombée en désuétude), usuellement appelés embâcles ou débris flottants.

Caractérisation du risque d'embâcle

Les « flottants » sont généralement des débris végétaux dérivant au fil de l'eau après avoir été mis en flottaison par la submersion des berges sur lesquelles ils reposaient avant la crue. Quoiqu'ils dépendent évidemment des caractéristiques de l'occupation végétale du bassin versant et des rives du cours d'eau considéré, il est difficile de prédire réellement les circonstances qui provoqueront un afflux de débris flottants. Les tentatives connues de prédiction se sont heurtées à des effets de seuil inexplicables, réfutant des hypothèses de bon sens telles que « la première crue d'hiver est celle qui dispose du stock maximum de débris végétaux dans le champ d'expansion et qui va mobiliser les plus gros volumes » ou encore « les débris les plus gros sont transportés par les plus fortes crues ».



Partie 2 - Photo 2 : accumulation de débris végétaux contre les piles d'un pont sur le Cher – Source : D. Goutx, S. Piney (CETE Normandie-Centre - LRPC Blois)

Les débris flottants entraînés par le courant peuvent assez facilement être poussés contre les piles d'un pont et, plaqués par la vitesse de l'écoulement, constituer un peigne qui facilite l'accrochage d'autres débris flottants, jusqu'à constituer un amoncellement qui prend graduellement de la hauteur en même temps que la montée des eaux. Il en résulte une combinaison « accidentelle » (au sens d'une approche semi-probabiliste) dans laquelle les débris flottants induisent une épaisseur « apparente » des piles de pont fortement supérieure à l'épaisseur réelle du génie civil des piles.

Ce risque peut également concerner les ouvrages de décharge en lit majeur, s'ils se situent sur des cheminements secondaires ou une portion de réseau hydrographique intercepté par l'infrastructure.

Peu de références bibliographiques à notre connaissance traitent de la quantification du risque d'obstruction d'une bouchure hydraulique par des débris flottants, à l'exception notable des travaux publiés par M. Piégay⁽¹⁵⁾ et M. Gippel⁽¹⁶⁾ repris notamment dans un guide⁽¹⁷⁾ de l'Agence de l'eau du Bassin Rhône Méditerranée Corse. À partir de l'analyse des bois accumulés contre les obstacles dans le lit mineur de cours d'eau français et américains notamment, la mobilité des bois flottants a été évaluée. L'examen de quelques exemples (cf. Partie 2 - Photo 2 et Partie 2 - Photo 3) confirme la pertinence, en la visualisant, des caractéristiques des amas à considérer : il ne faut pas hésiter à prendre en compte des accumulations de végétaux sur 3 à 6 mètres de large, voire 8 à 12 si des arbres morts sont susceptibles d'être emportés par les eaux depuis l'amont. Cette largeur doit être considérée comme



Partie 2 - Photo 3 : embâcles de glace sur la Loire en 1985

Source : C. Ligerien

centrée sur l'axe de la pile et orientée orthogonalement à l'écoulement. Lorsque deux piles voisines sont susceptibles de supporter une accumulation de débris végétaux, et que la largeur libre comprise entre les deux amas d'embâcles est inférieure à 6 mètres⁽¹⁸⁾, on peut supposer, sans excès de pessimisme, que les embâcles finissent par colmater complètement cette largeur.

Une analyse de la ripisylve en amont du projet, sur une longue distance, permet de se faire une idée de la taille des débris susceptibles de dériver dans le courant. Les retours d'expérience lors de l'enlèvement de tels embâcles contre un ouvrage existant à proximité du projet peuvent être très précieux.

La hauteur sur laquelle s'accumulent les végétaux peut être, en première approche, celle comprise entre le niveau d'eau moyen (ou la retenue normale sur une voie navigable) et le niveau maximum atteint par la crue considérée.

Outre les végétaux, d'autres matériaux peuvent dériver au fil du courant. Par exemple, des glaçons résultant d'une débâcle en amont peuvent venir s'accumuler sous une arche de pont. Cela n'est pas plus rare que les crues elles-mêmes, pour les cours d'eau du bassin de la Loire et plus au nord et à l'est.

En dehors du choc provoqué par les glaçons contre les structures du pont, traités par ailleurs, l'accumulation de glaçons peut obstruer la section disponible de manière conséquente. Une épaisseur de glaçons de 30 à 50 cm peut être considérée selon les régions, sur toute la largeur du lit mineur.

Les corps flottants peuvent également être moins naturels, car en vérité, tout ce qui est susceptible de flotter peut être cueilli par les eaux à proximité du lit mineur et emporté jusqu'au pont. On connaît des cas réels de camions-citernes qui ont ainsi obstrué des arches de ponts au Canada. En France, lors de la crue catastrophique de l'Ouvèze (Vaison la Romaine, 1992), une caravane est restée quelque temps plaquée contre l'arche d'un pont avant de se plier sous la pression des eaux.

(15) CNRS de Lyon, France

(16) Université de Melbourne, Australie

(17) Guide technique n°1 - la gestion des boisements de rivières - fascicule 1 : dynamique et fonction de la ripisylve, Agence de l'Eau du Bassin Rhône Méditerranée Corse, septembre 1998

(18) ou encore, si la largeur entre les piles sans amoncellement de débris végétaux est inférieure à 10 à 12 mètres



Partie 2 - Photo 4 : pont Farcy sur la Vire, basculement de l'ouvrage d'art sous la poussée des eaux – Source : J.-C. Jouanneau (CETE Normandie-Centre)

Appréciation du risque d'embâcle dans la conception

Les conséquences de l'accumulation de débris flottants contre un pont sont de quatre ordres :

- ils réduisent significativement la section mouillée et la capacité d'évacuation à un endroit où la vitesse d'écoulement rend la perte de charge singulière particulièrement sensible à ces phénomènes ; on peut même craindre que le pont finisse par se mettre en charge voire subisse une submersion ;
- une conséquence de cette réduction de section est l'accentuation significative de la vitesse d'écoulement locale autour des piles, avec le risque de voir des affouillements sérieux se former rapidement et ruiner les fondations des piles pendant la crue ;
- ils conduisent l'infrastructure à supporter une force de poussée horizontale contre laquelle l'ouvrage doit résister ;
- ils génèrent un risque de vague si le barrage d'embâcles finit par céder ; cette vague, rapide et d'une certaine ampleur, peut constituer une aggravation inacceptable du risque pour les sinistrés en aval de l'infrastructure.

Les pertes de charge singulières évaluées pour les piles dans la situation « normale » doivent être recalculées en situation accidentelle avec leur nouvelle épaisseur apparente et une forme « hydrodynamiquement défavorable ». Ceci permet de calculer l'exhaussement accidentel à craindre, ainsi que la nouvelle vitesse

de projet à prendre en compte dans le calcul des affouillements et des protections contre ceux-ci (cf. Partie 3, point 3.3).

La stabilité de l'ouvrage de franchissement doit être évaluée dans l'hypothèse d'une combinaison accidentelle conduisant toute la surface immergée à être le siège d'une force de pression égale à l'énergie cinétique de l'écoulement, dont la résultante s'exerce sur le maître-couple de la pile entre les hauteurs haute et basse de l'amas de débris.

Enfin, le risque de vague peut être apprécié à l'aide de formules classiques mettant en relation la hauteur de dénivelée amont / aval générée par l'obstacle avant rupture et les caractéristiques hydrauliques du cours d'eau en aval des embâcles. Il est toutefois généralement assez modeste en soi, n'affectant qu'une zone limitée en aval du lieu de rupture.

Mitigation du risque d'embâcle dans la conception

Deux types de dispositifs permettent de mitiger le risque d'embâcles :

- les dispositifs de rétention des flottants en amont de l'infrastructure ;
- les dispositifs d'évitement.

Les premiers consistent à établir des filets et autres barrages flottants qui ont pour but de piéger les flottants lorsqu'ils dérivent au fil de l'eau. Le SIAAP (Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne) a mis en place ce genre de dispositif sur la Seine dans la traversée de Paris. Il convient évidemment de disposer ces barrages flottants en quinconce, de part et d'autre du courant, et de prévoir le nettoyage régulier des barrages flottants pour maintenir leur capacité de rétention. La conception de ces dispositifs doit évidemment être telle que les barrages ne se rompent pas accidentellement, larguant en une masse les débris piégés.

Il est également possible de prévoir des déflecteurs qui accompagnent les flottants, de l'amont vers l'aval de la traversée de l'ouvrage. Il convient alors de prévoir des déflecteurs qui ne donnent pas de prise aux débris notamment végétaux : peu ou pas d'ajouement ni de superstructure en excroissance.

2.4.2 - Embâcles de glace

Certaines portions de cours d'eau situées au nord de la Loire, notamment celles qui sont le siège d'écoulements ralentis par des ouvrages de régulation, peuvent subir des glaciations partielles de la surface. Sur la période correspondant à la durée de vie de l'ouvrage, il est probable qu'il se produira un épisode d'embâcle de glace.

Nous manquons de référence bibliographique pour évoquer les phénomènes hydrauliques dérivant de la prise des glaces. Les éléments fournis dans ce qui suit sont extraits d'un document de l'United States Army Corps of Engineers (EM-1110-2-1416 du 15 octobre 1993).

La formation de la glace dépend de la température de l'air, de la vitesse de l'écoulement et des rapports dimensionnels entre largeur au miroir et section mouillée. La couche de glace a pour conséquence d'augmenter le périmètre mouillé de l'écoulement, sans modification de la section mouillée. Il en résulte un rayon hydraulique moindre, et donc, une capacité d'écoulement diminuée semblable à celle d'une mise en charge.

Généralement, l'épaisseur de glace ne dépasse pas 10 % de la hauteur d'eau totale. Cependant, en fonction de la forme d'un profil en travers et des éventuels obstacles verticaux saillant hors d'eau depuis les fonds, l'épaisseur de glace peut dépasser largement ces 10 %.

2.4.3 - Passage en charge et submersion

Que ce soit parce que la conception de l'ouvrage a sous-estimé les crues de projet ou parce que des embâcles se sont accumulés contre l'ouvrage, il faut craindre la mise en charge de l'ouvrage. Cela signifie que l'écoulement monte au-dessus de la veine inférieure de l'intrados du pont. Le périmètre mouillé augmente d'autant, sans que la section mouillée ne s'accroisse, si bien que le rayon hydraulique, et donc, la capacité d'évacuation des eaux, décroît rapidement.

Lorsque tout le périmètre de l'ouverture est mouillé, les eaux qui passent sous le pont ne sont plus en contact avec la pression atmosphérique, et acquièrent une pression propre. Si le tablier est très mince, ou si le débit continue d'augmenter, le risque est grand de voir les eaux passer par-dessus le tablier.

Pour empêcher ceci, il convient de prévoir le dégagement d'un tirant d'air entre la crue de projet et la veine inférieure de l'intrados de l'ouvrage d'art, d'au moins 0,6 mètre⁽¹⁹⁾ sur les petits cours d'eau, 1 mètre⁽²⁰⁾ pour les grands cours d'eau, voire (dans les deux cas) le double si l'analyse des débris végétaux susceptibles d'être mis en flottaison en amont montre que des arbres morts peuvent être entraînés dans le courant.

Enfin, de par la forme même des infrastructures de franchissement, il est probable que l'ouvrage d'art surplombe significativement ses remblais d'accès,

(19) Valeur recommandée par le Texas Department of Transportation dans son manuel *Hydraulic design manual* édité en novembre 2002.
(20) Valeur usuellement prise en compte pour les grands franchissements en France.



Partie 2 – Photo 5 : pont Farcy sur la Vire, incision du remblai d'accès – Source : J.-C. Jouanneau (CETE Normandie-Centre)

si bien que les zones latérales de remblai bordant l'ouvrage d'art sont à la fois soumises à des écoulements rapides entraînés par l'écoulement en lit mineur en amont et accélérés par la surverse sur la chaussée et moins susceptibles de résister à ces écoulements que l'ouvrage d'art. Il s'y concentre donc des contraintes hydrodynamiques qui menacent directement d'incision le remblai bordant l'ouvrage d'art.

2.4.4 - Cas particulier des influences maritimes

Lorsque le site d'implantation du projet de pont est sous influence maritime, la configuration pénalisante est celle qui combine un débit de l'amont et un niveau d'eau bas en aval. Il conviendra donc de concevoir le projet en dédoublant les situations de dimensionnement avec un niveau de marée haute et un niveau de marée basse.

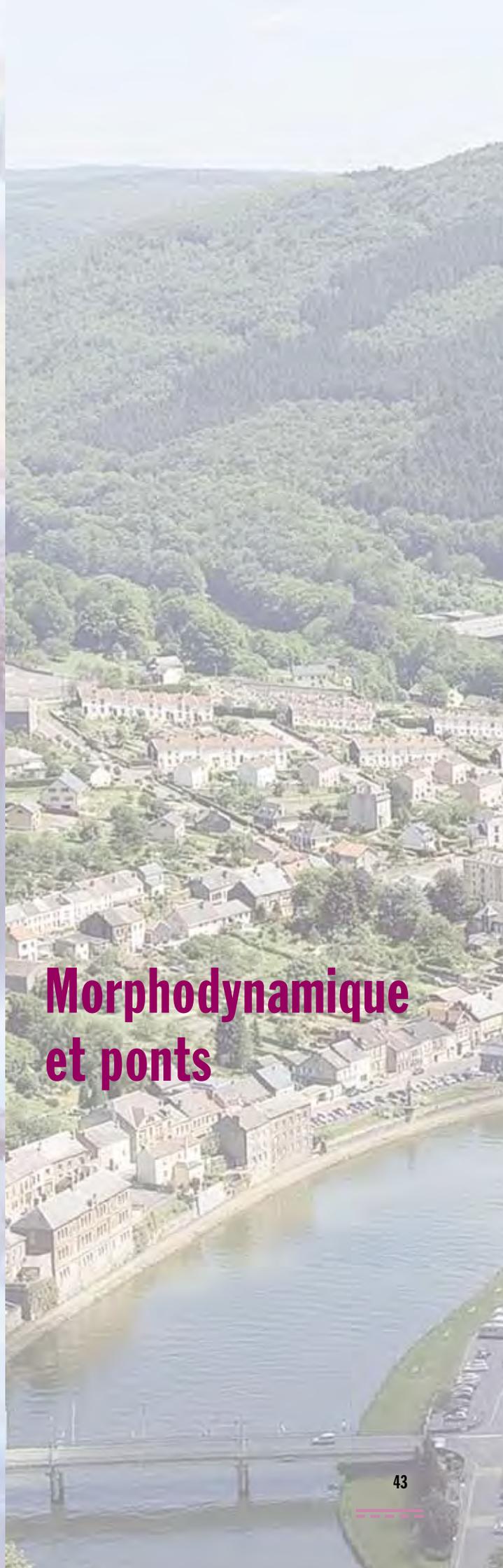
Si l'influence maritime est importante, il faut considérer plusieurs marées : coefficients de 75, 95 et 115 par exemple.

Il est possible que l'influence maritime soit mal connue au niveau du projet. Dans ce cas, il faut prévoir une campagne de mesures de marnage sur environ 4 jours sur 4 à 6 mois.





Partie 3



Morphodynamique et ponts

3.1 - Notions de morphodynamique

L'étude de la morphologie fluviale correspond à la description d'un environnement formé au cours du temps par les cours d'eau, en fonction d'une dynamique sédimentaire (processus d'érosion et de sédimentation) et hydraulique (équilibre des rivières, variations de débit).

Globalement, on distinguera deux types de morphologie :

- une première, qualifiée de « naturelle », où il n'y a aucune intervention d'origine anthropique ;
- une seconde, qualifiée « d'anthropisée », où les interventions humaines influencent les processus sédimentaires et les écoulements et, par voie de conséquence, influent sur la morphologie fluviale.

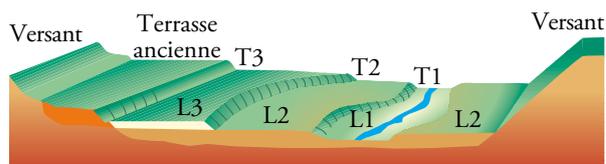
3.1.1 - Formes naturelles des rivières

Le lit d'une rivière est façonné par les eaux et la charge transportées (les dimensions du lit sont fortement liées au régime hydrologique) mais aussi par les courants secondaires et les différents types de pertes de charges présents dans ce lit.

Définitions fondamentales

Profil en travers : lit mineur, lit moyen, lit majeur

Sur un profil en travers du fond de vallée, l'espace que le cours d'eau occupe ou peut occuper peut être divisé en trois secteurs.



- Limons de crues
- Alluvions sablo-graveleuses de plaine alluviale moderne
- Alluvions sablo-graveleuses de terrasse ancienne
- T Talus
- L1 : lit mineur
- L2 : lit moyen
- L3 : lit majeur
- T1 : limite des crues non débordantes
- T2 : limite du champ d'inondation des crues fréquentes
- T3 : limite du champ d'inondation des crues exceptionnelles

Partie 3 - Figure 1 : relation topographique entre les différents lits – Source : Cartographie des zones inondables - Approche hydrogéomorphologique - METT / MEDD - Éditions villes et Territoires - 1996 - p.29

Le lit majeur est la plaine inondable par les plus hautes eaux. Il joue plutôt un rôle de stockage et de laminage des crues.

Le lit mineur est l'espace occupé par l'écoulement de l'étiage jusqu'aux crues courantes. Il est constitué d'un ou plusieurs chenaux bien marqués. Le tracé du lit mineur est susceptible de balayer tout le lit majeur sur une échelle de temps de quelques milliers d'années.

Pour certains cours d'eau, un lit intermédiaire (ou moyen) peut être également distingué ; il est inondé pour des crues de type décennal et participe aux écoulements des crues.

Profil en long : pentes, seuils et mouilles

Pente générale du cours d'eau

De l'amont à l'aval d'un bassin versant, de la source à la mer, les pentes des cours d'eau décroissent en moyenne.

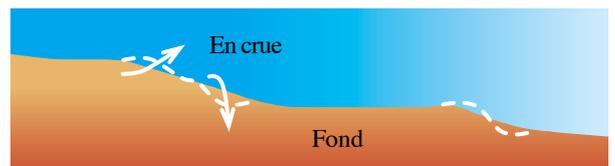
La définition donnée par Bernard en 1925⁽²¹⁾ est assez généralement admise :

- sont qualifiés de rivières, les cours d'eau de pente inférieure à 1 % ;
- sont qualifiés de rivières torrentielles, les cours d'eau de pente comprise entre 1 et 6 % ;
- sont qualifiés de torrents, les cours d'eau de pente supérieure à 6 %.

Seuils et mouilles

L'observation montre que le profil en long d'un cours d'eau comporte des irrégularités de grandes amplitudes :

- des mouilles (zones d'eau profonde) situées dans l'extrados des courbes ;



Partie 3 - Figure 2 : évolution du profil en long – Source : G. Degoutte, d'après Morphologie fluviale : un outil pour l'aménageur et le gestionnaire - Support de formation de l'ENGREF - 2000 - 197 p. (p.45 à 92)

- des seuils plutôt situés aux points d'inflexion entre chaque courbe.

L'alternance seuils-mouilles, en introduisant des pertes de charges singulières, dissipe mieux l'énergie de l'eau qu'un profil parfaitement rectiligne⁽²²⁾. En crue les mouilles s'approfondissent et à la décrue ou en basses eaux elles se remplissent de matériaux fins à très fins. Au droit des seuils, la force tractrice est plus faible

(21) C.J.M. Bernard - Cours de restauration des terrains en montagne - ENGREF Nancy - 1925

(22) J.P. Bravard, F. Petit - Les cours d'eau : dynamique du système fluvial - Armand Colin, Paris - 1997 - 222 p. (schémas p. 112, 155 et 158)

que dans les parties voisines ; les seuils résistent bien au courant. Ils provoquent en crue des dépôts et se surélèvent.

En montagne et en zone de piémont, les apports de gros blocs d'un affluent peuvent créer un seuil naturel qui entraîne un exhaussement du lit en amont, du moins jusqu'à l'arrivée d'une forte crue.

Rive, berge, ripisylve

La berge est le talus incliné qui sépare les lits mineurs des lits moyens ou majeurs.

La rive démarre au sommet de la berge (crête du talus).

La ripisylve est la formation végétale naturelle située sur la rive et qui peut constituer :

- soit un cordon arboré qui souligne le bord du lit mineur ;
- soit une véritable forêt alluviale s'étendant jusqu'à plusieurs centaines de mètres dans les lits moyens ou majeurs de part et d'autre du lit mineur.

Son rôle, aussi bien pour la dynamique du cours d'eau que pour son fonctionnement d'écosystème est fondamental. La ripisylve influe fortement sur la faune et la flore, sur le paysage, sur la température de l'eau, dans l'épuration des eaux, sur l'écoulement des crues et sur la tenue des berges. La ripisylve, lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, en augmente notablement la rugosité. D'où les trois conséquences :

- localement une augmentation des débordements ;
- une diminution des vitesses dans le lit majeur et donc des effets érosifs du courant ;
- globalement pour l'aval un écrêtement des crues.

Théories du façonnement fluvial

Plusieurs théories tentent d'expliquer les dimensions adoptées par le cours d'eau :

- la théorie du débit dominant ou débit morphogène qui repose sur une première idée que le lit a été façonné au fil des ans par les débits à faire transiter ;
- la théorie des variables de contrôle et des variables de réponse qui repose sur une seconde idée que la rivière pour évacuer un même débit n'adopte pas une solution au hasard parmi l'infinité de solutions possibles en jouant sur sa largeur, sa profondeur et sa pente ;
- la théorie de l'équilibre dynamique qui repose sur une troisième idée que les dimensions adoptées sont stables en apparence et susceptibles de modifications chaotiques à la faveur par exemple des fortes crues ou des interventions humaines avec ou sans franchissement d'un seuil d'irréversibilité.

Plutôt que s'opposer, ces théories se complètent pour aider à la compréhension d'un système complexe et de son mode d'ajustement.

Débit dominant

Le débit dominant est le débit continu équivalent qui façonne le même lit mineur que la succession des débits réellement observés. 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.

Pour les rivières à sables ou à limons, le débit de plein bord a une période de retour (ajustée sur les maxima annuels) généralement comprise entre 1 à 2 ans pour les cours d'eau à chenaux divagants, 1 à 5 ans pour les lits à méandres⁽²³⁾. Plus globalement, une rivière naturelle n'a pas en général un lit mineur capable d'évacuer une crue de type plus que décennale.

Aussi, si les crues rares et exceptionnelles peuvent brutalement agrandir et déplacer le tracé du lit mineur, ce sont les dépôts dus aux crues fréquentes et moyennes suivantes qui refaçonnent la morphologie initiale du lit mineur.

Variables de contrôle et variables de réponse

Les variables de contrôle imposées au cours d'eau par la géologie et le climat sont le débit liquide, le débit solide, la géométrie de la vallée (pente en particulier), les caractéristiques granulométriques et mécaniques des matériaux du lit et des berges et la couverture végétale riveraine.

Les variables de réponse correspondant aux degrés de liberté du cours d'eau pour transporter le débit liquide et une charge solide, sont les paramètres géométriques (largeur, profondeur, pente du fond, amplitude et longueur d'onde des sinuosités), la taille des sédiments transportés et la vitesse du courant⁽²⁴⁾.

Toutes ces variables de contrôle ou de réponse ne sont pas indépendantes (par exemple : débit liquide et débit solide, sinuosité et pente).

Equilibre dynamique

Les variables de contrôle évoluent à l'échelle de la journée, de la saison, de l'année sans parler de l'échelle géologique. Aussi le cours d'eau qui adopte à chaque instant une géométrie pour évacuer les débits liquide et solide, n'est jamais dans un vrai équilibre pérenne, mais en situation d'équilibre dynamique, jouant sur les deux types d'ajustements interdépendants suivants disponibles pour la rivière :

- érosion et dépôts pour s'adapter aux fluctuations de débit solide ;

(23) C. Amoros, G.E. Petts - *Hydrosystèmes fluviaux* - Masson, Paris - 1993 - 300 p.

(24) J.R. Malavoi, J.P. Bravard, H. Piégay, E. Herouin, Ph. Ramez - *Bassin Rhône Méditerranée Corse, Guide technique n° 2, détermination de l'espace de liberté des cours d'eau* - 1998 - 39 p.

- modification de largeur, de profondeur, de pente pour s'adapter aux variations de débit liquide.

Comme pour un ressort, lors d'une sollicitation restant limitée, le cours d'eau peut, après déformation, revenir à la situation d'équilibre antérieure. Mais, si la sollicitation est trop forte, une évolution vers un autre type d'équilibre interviendra. Ainsi, pour 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.

Interventions anthropiques et espaces de liberté

Les interventions humaines modifient, soit des variables de contrôle (dérivations, barrages et prélèvements de graviers modifient les débits liquide et solide), soit des variables de réponse (calibrages, coupures de méandre et seuils modifient la largeur, la sinuosité, la pente et la profondeur du lit).

Dans les deux cas la rivière adaptera à nouveau ses variables de réponse (par exemple : enfoncement du lit, changement de tracé) et aboutira à un nouvel équilibre dynamique avec ou sans franchissement d'un seuil d'irréversibilité.

De nombreuses rivières ont fait l'objet d'interventions excessives (exploitation des alluvions, endiguement,...) qui ont conduit à une incision de leur lit mineur, parfois irréversible. Cette incision présente des inconvénients très importants en matière de ressource en eau par la réduction de l'épaisseur de l'aquifère alluvial, sur le plan socio-économique par la déstabilisation des ouvrages d'art (ponts, digues) et d'un point de vue écologique par la banalisation des milieux riverains⁽²³⁾.

Les translations latérales des cours d'eau à lit mobile, qui puisent sur les berges les matériaux nécessaires à leur transport solide, sont essentielles pour rétablir et/ou maintenir l'équilibre sédimentaire et écologique de ces rivières⁽²⁴⁾.

La plupart des SDAGE (Schémas Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux) préconisent la préservation d'un espace de liberté, espace de mobilité des cours d'eau⁽²⁵⁾.

La définition de l'espace de liberté ou de mobilité donnée dans le SDAGE Rhône-Méditerranée-Corse⁽²⁶⁾ est la suivante : « espace du lit majeur à l'intérieur duquel le ou les chenaux fluviaux assurent des translations latérales pour permettre une mobilisation des sédiments ainsi que le fonctionnement des écosystèmes aquatiques et terrestres ».

(23 et 24) Voir page précédente.

(25) J.R. Malavoi, J.P. Bravard, H. Piégay, E. Herouin, Ph. Ramez - Bassin Rhône Méditerranée Corse, Guide technique n° 2, détermination de l'espace de liberté des cours d'eau - 1998 - 39 p.

(26) SDAGE Rhône-Méditerranée-Corse - Volume I, Mesures opérationnelles générales - §3.1.3.1, p. 53

Incidences de diverses interventions anthropiques sur l'évolution des fonds d'un cours d'eau

Curages - calibrages - défenses de berges - endiguements

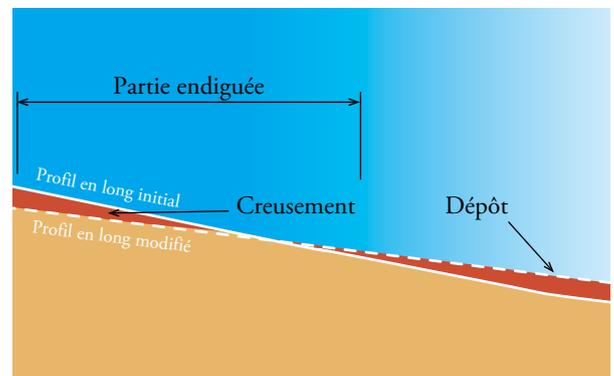
Sans rentrer dans les détails de ces divers aménagements, ils ont tous pour impact commun qu'un risque d'aggravation du phénomène de creusement peut en résulter (accroissement du débit et des vitesses en lit mineur, freinage de l'érosion latérale du cours d'eau ...). Il peut s'agir d'un phénomène ponctuel, intervenant pendant les crues, ou d'un phénomène s'étalant dans le temps (creusement de 7 m du lit du Rhin constaté à Chalampé entre 1850 et 1950, par exemple). Pour un secteur endigué, un phénomène de basculement du lit peut être constaté, avec un creusement dans l'amont du secteur endigué et un comblement à sa sortie (cf. Partie 3 - Figure 3).

Seuils et dérivations

Seuils et dérivations peuvent avoir des impacts aussi bien sur le transport solide que sur les débits d'un cours d'eau. Il peut en résulter, au niveau d'un secteur concerné par un projet de pont, des impacts également sur les fonds, que ces ouvrages soient situés en amont ou en aval (aggradation si les capacités de reprise des matériaux se déposant dans le secteur s'amenuisent, creusement si le transport solide est bloqué et que les matériaux évacués pendant les crues ne sont plus compensés par de nouveaux apports).

Extractions de matériaux

Les extractions de matériaux peuvent générer des phénomènes d'aggravation du creusement du lit (érosion régressive depuis des fosses d'extraction situées en aval, érosion progressive si le transport solide est piégé dans des fosses situées en amont, ou si le matériau du fond dans le secteur de l'ouvrage est mobilisé pour aller combler des fosses en aval...). Pour les dragages pratiqués dans des rivières sans transport solide, les fouilles dues aux dragages ne se comblent pas. Le système est alors figé avec la présence de grandes fosses. La création de ces dernières



Partie 3 - Figure 3 : évolution du profil en long forcée par la présence d'un endiguement - Source : fonds du MTEIM - CETE Méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

est entièrement d'origine anthropique. Si ce système reste fermé, ces fosses pourront perdurer encore de nombreuses années.

Pratiqués dans les rivières sujettes au transport solide, les dragages ont pour conséquence d'augmenter le déséquilibre du cours d'eau et d'amplifier les différentes formes d'érosion ou de sédimentation développées ci-avant, ainsi que la morphologie fluviale globale.

Coupure de méandre en aval

Au même titre que la réalisation d'aménagements dans le lit mineur d'un cours d'eau, les prélèvements de matériaux ou les suppressions de méandres sont susceptibles d'avoir une influence sur les processus sédimentaires. Les formes observées sont liées directement à l'état d'équilibre du cours d'eau. Une coupure de méandre en aval d'un pont (qu'elle puisse intervenir naturellement, par coalescence, ou du fait de travaux) va générer un phénomène d'érosion régressive.

Conclusion

Si de tels phénomènes sont en marche, sans qu'il soit du ressort des moyens que le projet de pont peut mettre en œuvre pour les enrayer, il faut en tenir compte, comme de l'évolution des fonds sur le long terme signalée au 3.2.1.

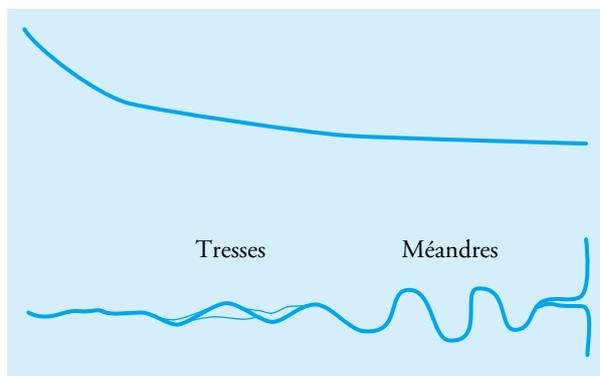
Formes en plan - styles fluviaux

Constatations générales

On peut constater en moyenne de l'amont vers l'aval :

- la diminution de la pente, de la taille des sédiments et de la capacité de transport ;
- l'augmentation de la stabilité du tracé.

Dans la partie amont, le lit est à très forte pente avec un chenal unique au tracé quasiment rectiligne.



Partie 3 - Figure 4 : grands traits morphologiques d'un cours d'eau, en profil et en plan — Source : G. Degoutte, d'après Morphologie fluviale : un outil pour l'aménageur et le gestionnaire - Support de formation de l'ENGEF - 2000 - 197 p. (p.45 à 92)

Plus en aval, la rivière coule entièrement dans ses propres alluvions avec :

- dans la partie intermédiaire, un lit mobile à chenaux multiples (en tresses ou anastomosé) ;
- dans la partie la plus en aval, un lit peu mobile à chenal unique au tracé sinueux (à méandres).

Dans les estuaires, un système à chenaux multiples peut à nouveau se rencontrer.

Un affluent prépondérant (par son débit liquide ou sa charge solide) ou un changement de morphologie ou de géologie de la vallée peuvent modifier cette tendance en introduisant une discontinuité forte.

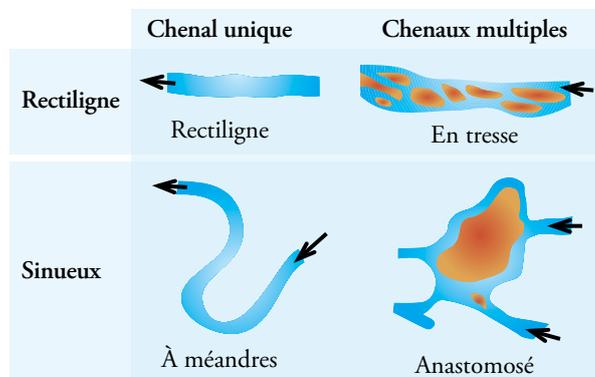
Les lits mobiles peuvent se modifier rapidement et subir des changements de formes importants, parfois sous l'effet d'une crue. Leur géométrie tend à s'adapter aux variables hydrauliques qui se modifient en retour. On distingue quatre types de lits représentatifs de comportements fluviaux contrastés : les lits rectilignes, à méandres, à tresses et les lits anastomosés, mais dans la réalité, il existe une gamme très étendue de types intermédiaires.

Classification et caractérisation des styles fluviaux

La classification des lits, basée sur la forme des chenaux selon les critères de sinuosité et de multiplicité des chenaux, permet de définir le style fluvial⁽²⁷⁾. Une classification selon quatre grands types de lit est possible :

- chenal unique rectiligne,
- chenal unique à méandres,
- chenaux multiples en tresses,
- chenaux multiples anastomosés.

(27) J.P. Bravard, F. Petit - Les cours d'eau : dynamique du système fluvial - Armand Colin, Paris - 1997 - 222 p. (schémas p. 112, 155 et 158)



Partie 3 - Figure 5 : types de styles fluviaux selon les critères de sinuosité et de multiplicité des chenaux (classification de Rust, 1978) — Source : J.P. Bravard, F. Petit - Les cours d'eau : dynamique sur le système fluvial - A. Colin, Paris - 1997 - 222 p.

Morphologie fluviale d'origine « naturelle »

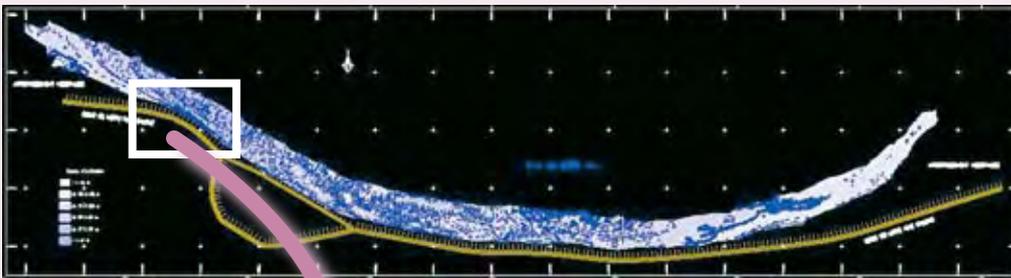
Elle obéit aux lois de sédimentation et d'érosion d'une rivière qui cherche à atteindre un équilibre entre le transport solide et les écoulements. On considère ce système comme fermé sans intervention d'origine anthropique.

La typologie suivante précise les différents cas d'observations où l'on retrouve une morphologie singulière :

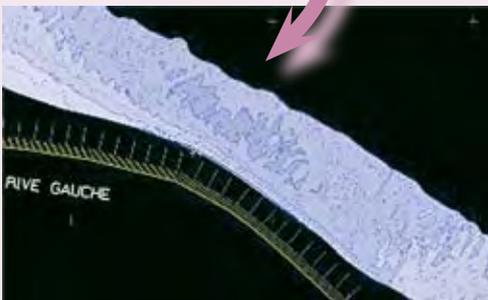
- liée aux rives : les différences de vitesses entre la zone végétalisée et le fond moins rugueux entraîne la formation d'un sillon longitudinal ;

- liée aux courbes (cf. Partie 3 - Figures 6 et 7) : la présence d'une courbe ou d'un virage dans le linéaire d'un cours d'eau modifie la trajectoire du courant. En rive concave, une érosion préférentielle de la rive est systématiquement observée contrairement à la rive convexe où les matériaux se déposent suite à la chute des vitesses ;

- liée à la variation de largeur du lit (cf. Partie 3 - Figure 8) : l'augmentation de la largeur du lit ou sa réduction entraîne une modification des vitesses de l'écoulement. Cela induit des processus d'érosion différents et, par voie de conséquence, l'environnement du cours d'eau s'en trouve modifié. Un affouillement se produit généralement en aval du rétrécissement ;

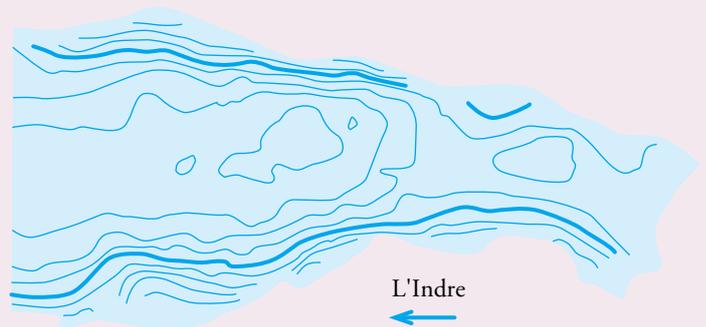


Partie 3 - Figure 6 : extrait de la carte bathymétrique d'Ouvrouer
Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Figure 7 : extrait de la carte bathymétrique d'Ouvrouer - Détail – Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

Effet d'échelle : on peut avoir l'impression inverse si on ne regarde qu'une partie de la courbe (érosion en rive convexe).

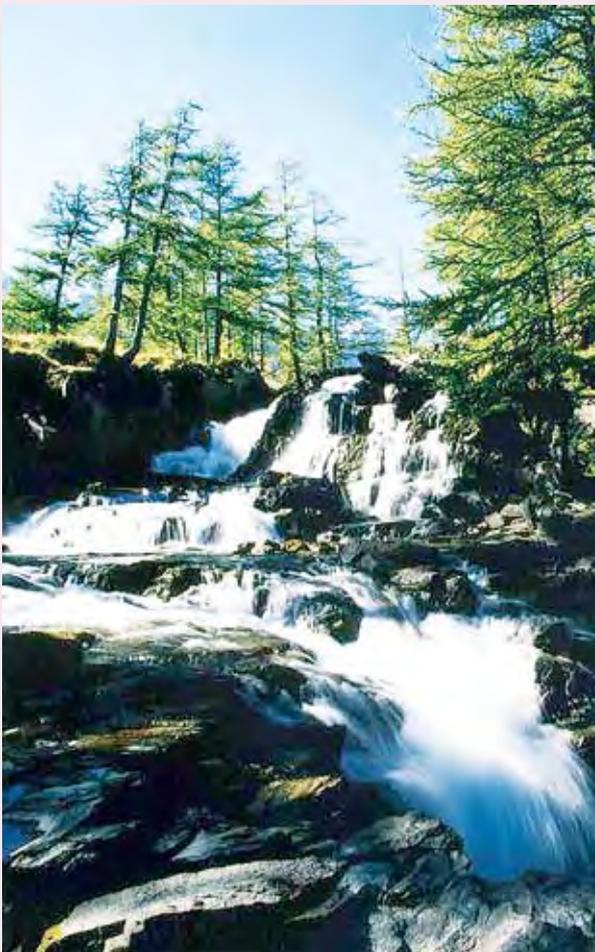


Partie 3 - Figure 8 : exemple de l'Indre – Influence de la largeur du lit – Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

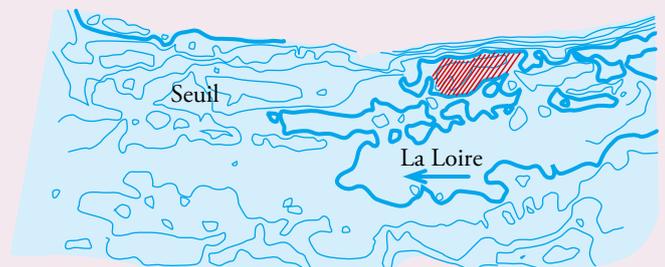
- liée aux cascades et chutes d'eau (cf. Partie 3 - Photo 1) : la chute d'eau est en général observable dans des secteurs accidentés, où des modifications géologiques impliquent une rupture dans le substratum sur lequel s'écoule le cours d'eau ;
- liée à un obstacle ponctuel : la présence d'un « corps étranger » dans le lit de la rivière crée un obstacle où la direction des écoulements se trouve modifiée localement. Cela génère un affouillement à l'amont de l'obstacle et une sédimentation à l'aval immédiat ;
- liée à la présence d'un seuil rocheux (cf. Partie 3 - Figure 9) : à l'aval immédiat du seuil, un affouillement se crée. Ces matériaux déplacés, en fonction des

conditions hydrauliques de la rivière (vitesse, débit) et du type de matériaux (nature et granulométrie), sont entraînés plus à l'aval et peuvent former un atterrissement ;

- liée aux biefs limités par deux ou plusieurs seuils rocheux : la présence de seuils peut conduire à une vidange partielle ou totale des sédiments à l'aval. En fonction de l'équilibre solide de la rivière, des vitesses, de la nature du substratum, ces déplacements de matériaux peuvent entraîner la constitution d'une fosse entre deux seuils consécutifs.



Partie 3 - Photo 1 : cascade de Fontcouverte à Névache (05)
— Source : fonds du MTEIM - CETE Méditerranée



Partie 3 - Figure 9 : extrait du levé bathymétrique du secteur de Bou (Loiret) - 1994 — Source : fonds du MTEIM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

Évolutions naturelles dans les courbes

En étudiant la distribution des vitesses, on démontre que dans une courbe d'un canal ou d'un cours d'eau, l'eau a un dévers qui provoque un courant hélicoïdal : la pente de la ligne d'eau dans un coude de rayon de courbure R a pour valeur $V^2 / (2.g.R)$, V étant la vitesse moyenne.

La section du lit mineur présente un profil en travers dissymétrique avec une berge concave (ou extrados) presque verticale et une berge convexe (ou intrados) à pente plus douce. Il y a une érosion du fond du lit mineur côté berge concave, appelée affouillement, évidemment plus forte en crue. Le point le plus profond de la fosse d'affouillement est décalé vers l'aval par rapport au point de courbure maximal.

Côté rive convexe il y a un dépôt.

En tracé en plan, les coudes du lit mineur de la rivière ont une tendance au déplacement avec attaques des berges externes et remblaiement des berges intérieures. Lorsque la rivière est à méandres on parle de reptation ou de translation. Parfois des méandres peuvent se

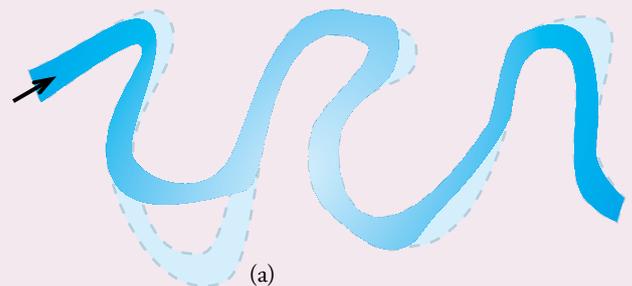
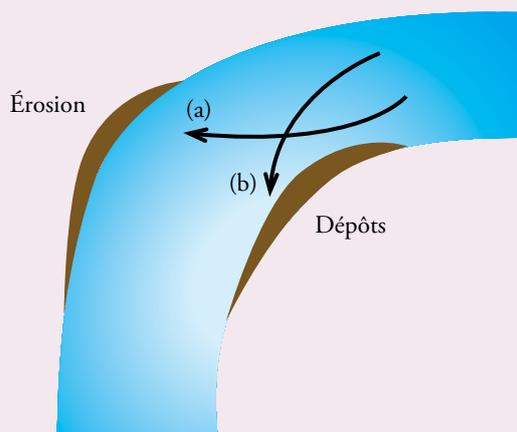
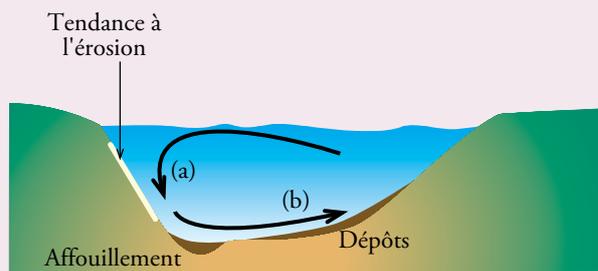
recouper. Ce déplacement est très progressif dans le cas des rivières à méandres avec des recouvrements par tangence et peut être plus brutal dans le cas des rivières à tresses ou divagantes à bras multiples sinueux avec des recouvrements par déversement en crue.

Règles d'équilibre des méandres : équations du régime

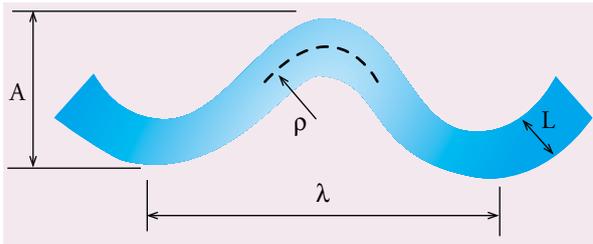
Pour les rivières à méandres, il est possible d'établir des relations empiriques, souvent appelées équations du régime, qui corrélient les grandeurs moyennes définissant une succession de méandres (cf. Partie 3 - Figure 11).

Léopold et Wolman (1954) proposent les relations suivantes, avec A l'amplitude (m), ρ le rayon de courbure (m) et λ la longueur d'onde (m) :

$$\begin{aligned} 7 \cdot L &< \lambda < 11 \cdot L, \\ 2 \cdot L &< \rho < 3 \cdot L, \\ A &\approx 2,5 \cdot L, \end{aligned}$$



Partie 3 - Figure 10 : les courants hélicoïdaux dans un coude et principe de reptation des méandres – Source : G. Degoutte, d'après Morphologie fluviale : un outil pour l'aménageur et le gestionnaire - Support de formation de l'ENGREF - 2000 - 197 p. (p.45 à 92)



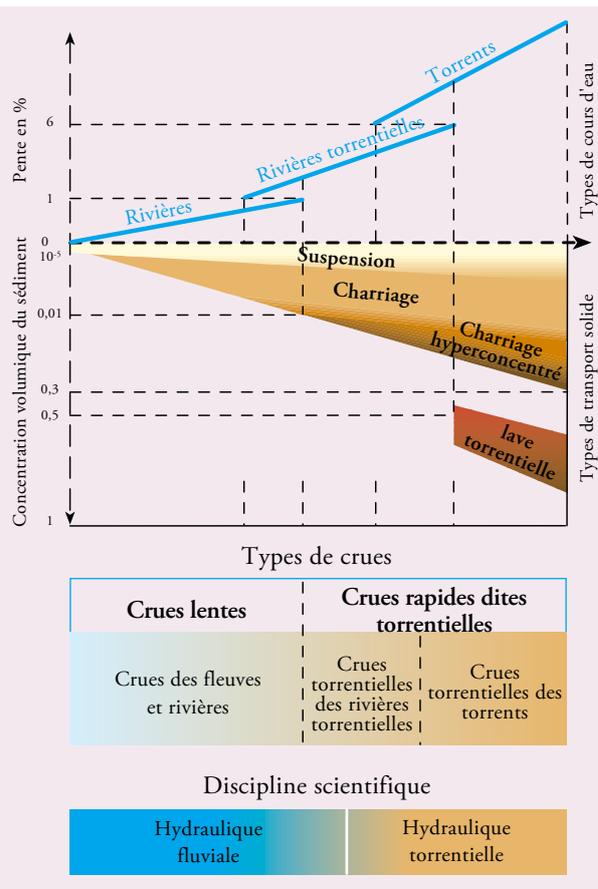
Partie 3 - Figure 11 : règles d'équilibre des méandres – Source : G. Degoutte, d'après Morphologie fluviale : un outil pour l'aménageur et le gestionnaire - Support de formation de l'ENGEF - 2000 - 197 p. (p.45 à 92)

3.1.2 - Transport solide

Généralités

Une rivière transporte des matériaux granulaires qui proviennent de l'érosion :

- soit du bassin versant (érosion aréolaire qui produit en particulier des fines) ;
- soit du fond ou des berges du lit mineur (érosion linéaire).



Partie 3 - Figure 12 : types de cours d'eau, mécanismes de transport solide et types de crues, en rapport avec la pente du lit et la concentration de la charge solide – Source : MATE/METL - Plan de prévention des risques naturels (PPR) - Risques d'inondation - Guide méthodologique - la documentation Française, Paris - 1999

Les fines se propagent dans la rivière en auto-suspension (wash load) et peuvent se déposer dans le lit majeur mais rarement dans le lit mineur : elles n'ont en général pas de rôle morphologique.

En hydraulique fluviale, une approximation généralement admise consiste à considérer indépendamment la phase liquide et la phase solide (écoulement biphasique).

Par contre, en hydraulique torrentielle, la phase solide perturbe plus ou moins fortement l'écoulement de la phase liquide (écoulement plus ou moins monophasique) et la hauteur d'écoulement est significativement supérieure à celle d'un écoulement uniquement liquide. De plus, le comportement du fluide ne peut plus être considéré comme newtonien.

Enfin certains torrents de montagne sont le siège d'écoulements exceptionnels avec :

- des transports solides très spectaculaires,
- des laves torrentielles : mélange de boue et de pierres.

Il faut distinguer la notion de discipline scientifique (hydraulique fluviale ou torrentielle) de la notion de type d'écoulement hydraulique - suivant les valeurs du nombre de Froude - qualifié traditionnellement de fluvial (préférée sous-critique), critique ou torrentiel non (préférée supercritique).

Charriage et suspension des matériaux non cohérents

Le fond et les berges des rivières sont constitués de matériaux de tailles différentes : par exemple des sables, des graviers et des galets. Il existe deux modes de transport solide, avec continuité des deux processus :

- le charriage, translation en masse des matériaux du fond, concerne plus particulièrement les sables, graviers, galets et blocs. Les déplacements des grains de matériaux près du fond sont dus aux forces de traînée et de portance ;
- la suspension, entraînement par le courant turbulent dans toute la section d'écoulement, concerne plus particulièrement les argiles, limons et sables.

Erosions, dépôts

Dans une rivière naturelle, l'écoulement n'est jamais uniforme soit parce que la géométrie du lit change (pente, largeur, ...) soit parce qu'il existe des singularités (méandres, seuils). Il existe donc des zones à forte vitesse avec davantage de matériaux prélevés (zones d'érosion) et des zones à faible vitesse d'écoulement avec davantage de matériaux déposés

(zones de dépôt). Une rivière naturelle présente donc une double variabilité de son lit :

- dans l'espace, il existe des zones privilégiées d'érosion et des zones privilégiées de dépôt ;
- dans le temps, les matériaux fins déposés pour vitesses d'écoulement faibles, les plus fréquentes, pourront être emportés pour des vitesses d'écoulement plus fortes et plus rares (en période de crue).

Saturation en débit solide

Le débit solide est le volume de matériaux transportés par le courant par unité de temps. Il s'exprime en m³/s. Pour une vitesse donnée, le cours d'eau a une capacité de transport solide, lié à l'énergie de l'eau. A chaque instant si les matériaux sont disponibles sur le fond et sur les berges, l'écoulement est saturé en débit solide (charriage et suspension). Le principe de saturation du débit solide est fondamental pour expliquer la dynamique fluviale.

Taille des grains

La courbe granulométrique d'un échantillon de sédiments caractéristique d'un tronçon de cours d'eau étudié représente la distribution de leurs diamètres. Cette courbe s'obtient en laboratoire par tamisage, pour les grains de dimension supérieure à 80 µm (la dimension d est alors la maille du tamis) et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à 80 µm (mesure peu fréquente de cette partie fine en rivière). Lorsque les sédiments sont grossiers, la mesure en laboratoire est peu pratique et des méthodes de terrain sont alors pratiquées à l'aide d'un décimètre ou d'une grille rectangulaire.

Force tractrice et début de mise en mouvement d'une particule sans cohésion

Les sédiments d'un cours d'eau sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrodynamiques appliquées par l'écoulement et compte tenu de leur propre poids.

Pour un écoulement permanent uniforme, la force de frottement par unité de surface exercée par l'écoulement sur les parois, appelée par abus de langage force tractrice et notée τ_0 , est donnée par la relation :

$$\tau_0 = \gamma_w \cdot y \cdot i \quad (\text{Pa} = \text{N/m}^2)$$

avec :

y = tirant d'eau (m)

γ_w = poids volume du fluide (kN/m³) ; pour l'eau $\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$

i = pente de l'écoulement (m/m)

La force tractrice critique notée τ_c , c'est-à-dire de début d'entraînement d'un grain de diamètre d, est donnée par la relation :

$$\tau_c = \tau^* \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d$$

avec :

γ_w = poids volume du fluide (kN/m³) ; pour l'eau $\gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$

γ_s = poids volume spécifique du grain (kN/m³) ; pour les solides $\gamma_s \approx 26 \text{ à } 27 \text{ kN/m}^3$

d = diamètre du grain (m)

où τ^* est appelé paramètre de Shields (paramètre étudié en 1936 par Shields).

Une classification, pratique pour l'ingénieur, est proposée par Ramette⁽²⁸⁾ :

lorsque $\tau^* < 0,027$: le grain de diamètre d est au repos

lorsque $0,027 < \tau^* < 0,047$: il y a apparition des tous premiers mouvements mais pas assez pour générer un débit solide

lorsque $0,047 < \tau^* < 0,25$ environ : le grain est charrié

lorsque $\tau^* > 0,25$ environ : le grain est transporté par suspension

Ces valeurs limites sont approximatives et plutôt conservatoires lorsque la granulométrie est étendue.

Dans le cas des matériaux très fins ou cohérents, la cohésion entre les grains intervient également : aucune formule n'est capable de donner la limite de départ de ces matériaux.

La vitesse d'écoulement qui provoque le début de mise en mouvement (par charriage), appelée vitesse de début d'entraînement et notée V_0 , peut être évaluée par la relation simple suivante :

$$V_0 = 5,8 \cdot \gamma^{1/6} \cdot d^{1/3} \quad (\text{m/s})$$

avec :

y = tirant d'eau (m)

d = diamètre moyen des grains (m)

Tri granulométrique, pavage

Le long du cours d'une rivière, de l'amont vers l'aval, la pente moyenne décroît ce qui entraîne un dépôt des éléments les plus grossiers en amont et l'entraînement des éléments les plus fins vers l'aval. Ainsi l'étendue granulométrique est plus étendue en amont et plus resserrée en aval.

Dans les parties amont où les rivières sont torrentielles, le pavage est un phénomène complexe qui aboutit à

(28) M. Ramette - Guide d'hydraulique fluviale - Rapport HE/40/81/04 du Laboratoire National d'Hydraulique (Chatou) - 1981 - 172 p.

la formation d'une couche protectrice en surface : le transport solide peut être très inférieur à celui calculé sauf toutefois pour les fortes crues (ce phénomène peut aussi intervenir plus en aval : cf. les avals des retenues sur le Rhône).

Estimation du débit solide

De nombreux hydrauliciens ont établi, à partir de mesures en modèle réduit ou sur des fleuves, des relations empiriques permettant d'estimer le débit de transport solide d'un cours d'eau. A titre indicatif deux des formules les plus utilisées en France métropolitaine sont :

- la formule empirique de Meyer-Peter et Müller (1948) qui donne la capacité de transport solide par charriage lorsque les sédiments ont une taille uniforme ;
- la formule de Engelund et Hansen (1967) qui donne le transport solide apparent total pour des sédiments non cohésifs (charriage + suspension).

Il existe un grand nombre de formules et le lecteur est invité à se reporter aux ouvrages spécialisés (cf. la bibliographie).

Les résultats de ces formules peuvent varier d'un rapport de 10 : elles fournissent donc plutôt un ordre de grandeur du débit solide. Il s'agit donc de les utiliser avec prudence en tentant de les recalculer si possible sur des mesures de terrain.

Profondeur des fonds affouillables

Suite à des travaux de Izard et Bradley (1958) puis des essais au laboratoire national d'hydraulique de Chatou, Ramette⁽²⁹⁾ propose une formule de profondeur maximale des fonds perturbés (ou susceptibles d'être affouillés), en section rectiligne, sans causes de perturbations supplémentaires (appuis de pont, quais, jetées ...) :

$$f_p = 0,73 \cdot q^{2/3} / d^{1/6}$$

où :

f_p = profondeur des fonds perturbés par rapport à la ligne d'eau correspondant au débit Q (m)

q = Q/L débit liquide par unité de largeur L du lit mineur du cours d'eau (m³/s)

d = diamètre moyen des sédiments (m)

Au stade actuel des connaissances, les résultats de cette formule empirique doivent être considérés comme un premier ordre de grandeur sécuritaire.

Le recours à une expertise beaucoup plus approfondie et à des moyens de simulations numériques

(29) M. Ramette - Guide d'hydraulique fluviale - Rapport HE/40/81/04 du Laboratoire National d'Hydraulique (Chatou) - 1981 - 172 p

éventuellement lourds (jusqu'au modèle physique) devront être envisagés dans les phases d'études de projet.

Il est à noter qu'après la crue, les fonds reprennent généralement leur physionomie antérieure, ce qui peut complètement masquer l'existence de tels phénomènes.

Mécanisme de déformation des berges

Les berges de cours d'eau peuvent se dégrader selon deux processus principaux :

- l'érosion due au courant,
- le glissement en masse.

L'érosion de berge est le résultat du choc entre l'eau de la rivière et le matériau constitutif de la berge. L'énergie de l'eau dissipée lors du choc provoque l'arrachement de particules. Ce choc se produit aussi bien sur la berge qu'à son pied. L'érosion de pied est appelée aussi affouillement.

Le glissement des berges relève de la mécanique des sols. L'équilibre du talus des berges dépend de sa géométrie, des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs et de la présence d'eau dans le matériau et à l'extérieur de la berge. La décrue constitue la circonstance la plus défavorable pour la tenue d'une berge d'un cours d'eau et plus particulièrement constituée par des matériaux peu drainants (argiles, limons, sables contenant des fines, graviers dans matrice limoneuse ...).

Lorsqu'un glissement s'est produit, il peut déclencher de nouveaux glissements par régression.

Le fond d'une rivière peut s'enfoncer pour deux types de raisons :

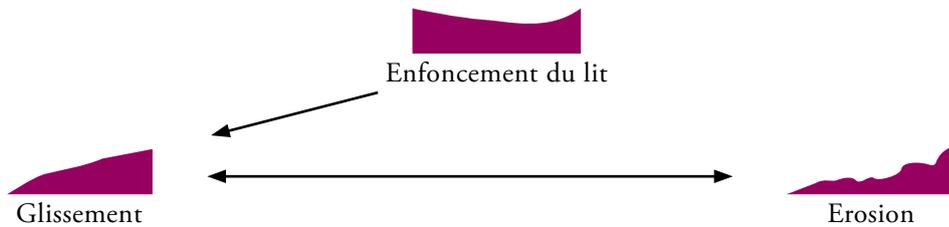
- de manière durable par érosion régressive ou progressive,
- de manière passagère par mobilisation en crue des matériaux du fond, y compris en section rectiligne.

L'érosion régressive se produit en amont d'une intervention sur le cours d'eau qui tend à accroître le transport solide (prélèvement, calibrage, diminution de la rugosité, endiguement rapproché, coupure de méandre).

L'érosion progressive se produit en aval d'une intervention qui diminue le transport solide (prélèvements ou barrages).

Un enfoncement durable ou passager en augmentant la hauteur de la berge diminue la stabilité au glissement.

Il existe deux mécanismes essentiels de déformation des berges : l'érosion et le glissement. Les matériaux pulvérulents sont emportés grain par grain. Les matériaux cohérents sont plutôt emportés en masse. L'enfoncement du lit est un important facteur aggravant. Ces trois mécanismes peuvent se succéder de la façon suivante :



Indice ou circonstance observé	Erosion	Glissement
Berge haute		*
Berge cohésive		**
Berge drainante	**	
Présence d'un banc en rive opposée	*	
Situation en berge concave	*	
Situation en berge concave et en berge convexe		**
Suppression de seuil, enfoncement généralisé		***
Fente en haut de berge		***
Discontinuité de forme dans le sens amont-aval		**
Arbres arrachés, passage de bétail	**	
Courant réfléchi par un arbre tombé	***	

Partie 3 - Tableau 1 : indices ou circonstances observée aidant au diagnostic des causes de dégradation des berges

3.2 - Incidences des ponts sur la morphodynamique

Pour graduer l'approche des phénomènes d'évolution de la morphologie des lits des cours d'eau en lien avec la présence d'ouvrages de franchissement de vallée, la présentation est d'abord faite dans le cas de cours d'eau pour lesquels la seule variable de mobilité des lits serait verticale (3.2.1). Le cas plus général d'une mobilité également en plan est ensuite abordé (3.2.2). Puis, les cas des torrents et des rivières à fonds cohérents ou rocheux sont rapidement évoqués (3.2.3) et les méthodes de calcul les plus usuelles indiquées (3.2.4). Enfin, l'ensemble des risques d'affouillement à prendre en considération sont résumés (3.2.6).

3.2.1 - Rivières à fonds mobiles au tracé en plan stabilisé

Évolution naturelle des fonds mobiles : affouillements généraux

Évolution des fonds sur le long terme

La morphologie naturelle du lit d'un cours d'eau, que l'on pourrait considérer de manière erronée comme figée dans le temps peut, en fait, n'être stable qu'en apparence, même sans intervention anthropique. On parle, en effet, d'équilibre dynamique pour un cours d'eau (3.1.1), c'est-à-dire que la vérité d'un équilibre existant, à un instant, entre les paramètres morphologiques et les débits liquide et solide qu'il véhicule, peut se trouver remise en cause, avec l'évolution naturelle de l'un de ces paramètres. Un phénomène d'évolution naturelle du niveau du fond peut, notamment, être en cours, qu'il s'agisse d'une élévation (aggradation) ou d'un creusement. L'existence d'un tel phénomène, aux effets pouvant se mesurer sur des échelles de temps pouvant être d'une ou plusieurs dizaines d'années et à l'importance de plusieurs mètres, doit être recherchée et intégrée dans toute étude sur la mobilité des fonds.

Évolution des fonds en période de crue

Les fonds de lit mineur composés d'alluvions mobiles peuvent se déformer au cours des crues, à partir de l'atteinte d'un certain seuil de débit permettant la mise en mouvement des sédiments du fond (3.1.2). Ce mouvement peut s'effectuer selon deux processus :

- par formation de rides ou de dunes, si le diamètre moyen des grains (d_m) est supérieur à 1 mm,
- par un phénomène de saltation généralisée, affectant sur une certaine épaisseur les matériaux du fond, sinon.

Ce phénomène peut s'additionner au mouvement de la charge sédimentaire véhiculée par le cours d'eau, en provenance de secteurs plus amont (charge de fond et matières en suspension).

La hauteur sur laquelle ces phénomènes se produisent (hauteur des fonds perturbés) est importante à déterminer. Sur cette épaisseur, en effet, les capacités géotechniques du sol s'amoindrissent, voire disparaissent.

Incidence d'un ouvrage de franchissement de vallée sur l'évolution des fonds en période de crue : affouillements locaux

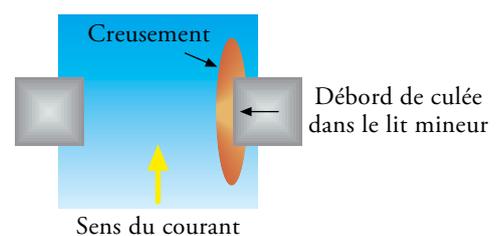
Rétrécissement de la largeur d'écoulement

Du fait de la présence d'un ouvrage de franchissement à travers un fond de vallée, la largeur L au miroir du lit mineur peut se trouver réduite, tandis que la hauteur H peut augmenter (cf. chapitre 2).

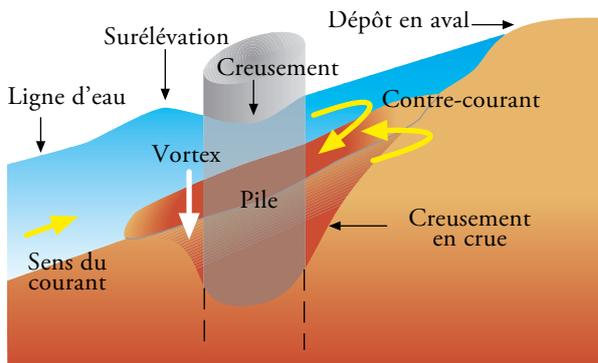
D'après la formule d'Izard et Bradley (3.1.2) et en considérant que nous sommes dans le cas d'un cours d'eau dont la divagation latérale est inexistante ou contenue, on peut en déduire que le plafond des fonds non perturbés va s'abaisser sous l'ouvrage pendant la crue.

Incidence des débords de culée et de la présence de piles dans le lit mineur

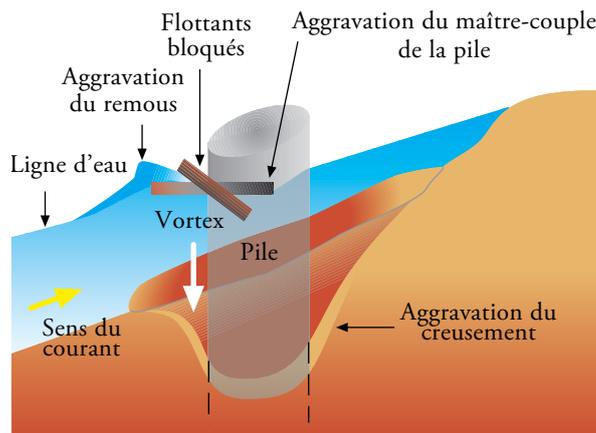
Les débords de culées ou la présence de piles dans le lit mineur vont générer des points de blocage de l'écoulement. Les phénomènes de turbulence verticale vont se trouver nettement aggravés, avec apparition de véritables vortex. Un creusement des fonds au droit de l'arrêt amont de la culée ou de la pile va pouvoir se développer, se poursuivant sur l'aval, souvent sur des distances pouvant être de plusieurs dizaines de mètres. L'importance de la perturbation est notamment liée à celle de la surface faisant obstacle au courant (« maître-couple ») et dépendante de l'aérodynamique de l'appui. L'orientation de la pile par rapport aux courants les plus morphogènes est donc prépondérante. Le blocage de corps flottants peut être un facteur aggravant. La présence d'un radier généralisé faisant seuil, outre les problèmes sur la migration des poissons qu'il peut générer à certaines périodes de l'année, peut également causer des problèmes d'affouillement en aval qui peuvent prendre une très grande importance et être cause de danger pour l'ouvrage.



Partie 3 - Figure 13 : affouillements provoqués par une culée (vue de dessus) – Source : fonds du MTETM - CETE Méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Figure 14 : affouillements provoqués par une pile (vue cavalière) – Source : fonds du MTEIM - CETE Méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Figure 15 : affouillements provoqués par une pile avec flottants bloqués (vue cavalière) – Source : fonds du MTEIM - CETE Méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

Au droit et en aval d'un ouvrage de franchissement de vallée, en sus de l'abaissement du plafond des fonds non perturbés généré par le rétrécissement de la largeur d'écoulement, des phénomènes de creusement supplémentaires peuvent intervenir pendant la crue autour des débords de culée en lit mineur et autour des piles.

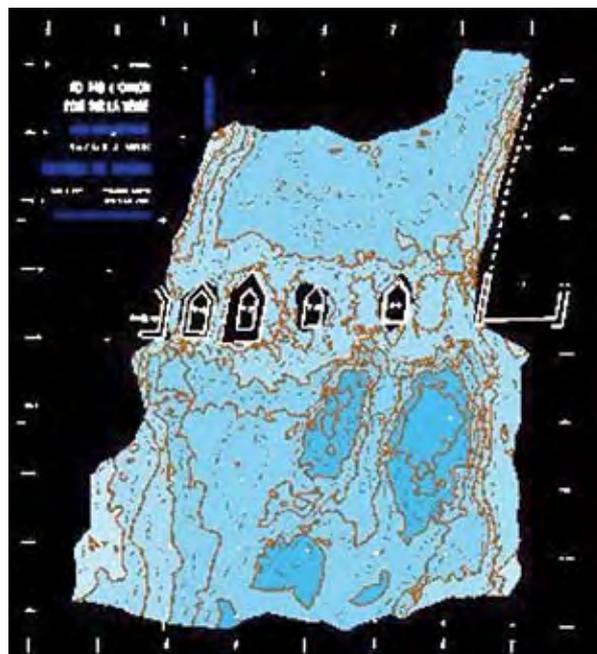
Ces phénomènes peuvent n'intervenir que pendant la crue et être masqués, ensuite, par une recomposition du fond grâce aux dépôts intervenant à la décrue. Si aucun désordre du pont n'est intervenu pendant la crue, il pourrait toutefois en survenir alors ensuite, les nouveaux fonds en place pouvant présenter des qualités géotechniques bien moindres que celles du sol initialement en place. Les fosses creusées pendant la crue peuvent aussi ne se combler que très partiellement à la décrue et perdurer, voire s'aggraver au cours du temps.

Des embâcles ou des corps flottants peuvent, également, venir se bloquer contre les appuis d'un pont pendant la crue. Outre le danger pour la tenue de l'ouvrage, l'importance de l'obstacle va croître, l'effet de blocage du courant augmenter et des creusements plus prononcés en résulter.

Exemple d'impacts d'ouvrages de franchissement sur la morphologie fluviale

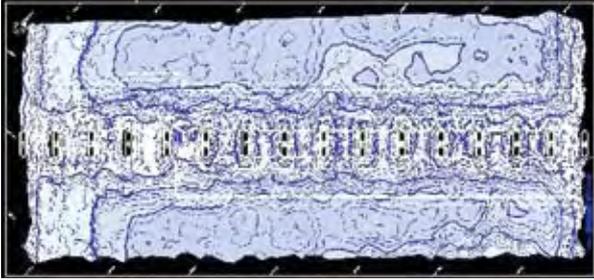
Effet de réduction du lit (ou effet de passe dans le cas d'un ouvrage de type pont) :

Un affouillement se crée à l'aval de l'ouvrage, là où les vitesses ont été accélérées dans la passe. Ces fosses peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur. Elles peuvent également se rejoindre latéralement et remonter en direction de l'amont (processus d'érosion régressive).



Partie 3 - Figure 16 : exemple d'affouillements liés à la réduction du lit - La Vienne à Chinon – Source : fonds du MTEIM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

Cas particulier : lorsque les courants s'inversent (influence des marées en zones côtières), ce phénomène est doublé. Des fosses sont alors observables à l'amont comme à l'aval de l'ouvrage.



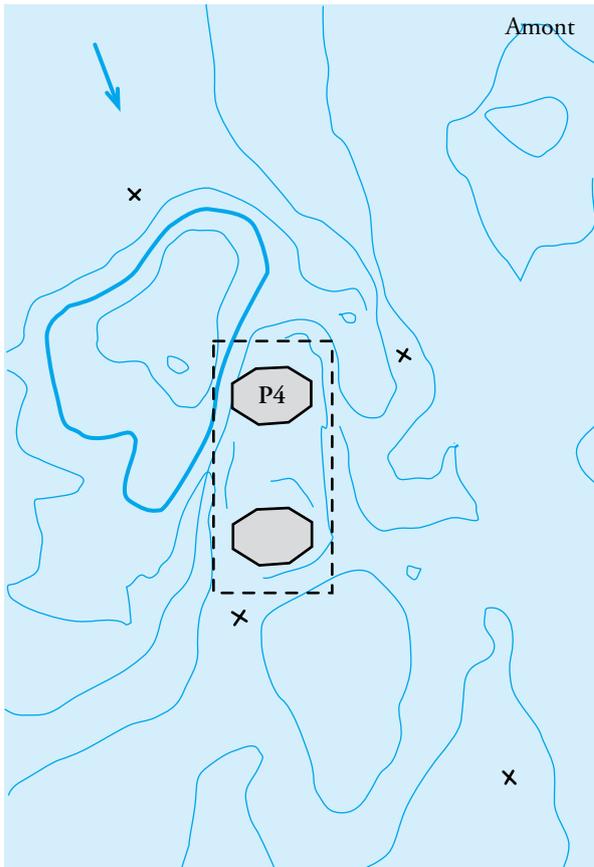
Partie 3 - Figure 17 : exemple d'aggravation des affouillements due à la marée – La Garonne à Bordeaux – Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

Effet dû à un obstacle ponctuel (cas d'une pile)

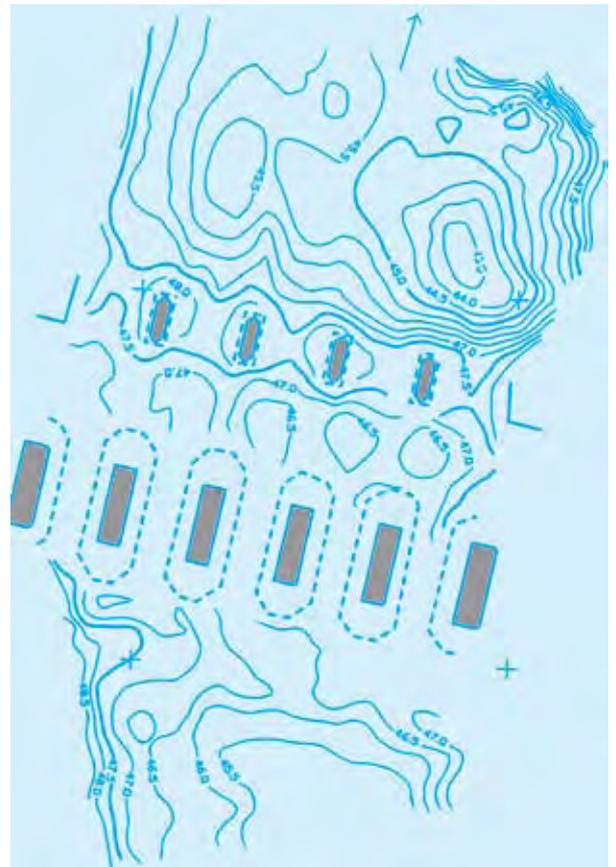
Dans le cas présent, l'obstacle est d'origine anthropique. Dans l'environnement immédiat de l'obstacle, un affouillement se forme à l'amont et un atterrissement à l'aval.

Effet des contre-courants

En présence d'un obstacle en rive (culée, épis...), des contre-courants s'amorcent en aval, juste derrière l'obstacle.



Partie 3 - Figure 18 : exemple d'affouillements liés à un obstacle ponctuel - Pont A10 sur la Loire à Tours – Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Figure 19 : exemple d'effet des contre-courants - Mont (ou Maison de l'éclusier) sur le Cher – Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

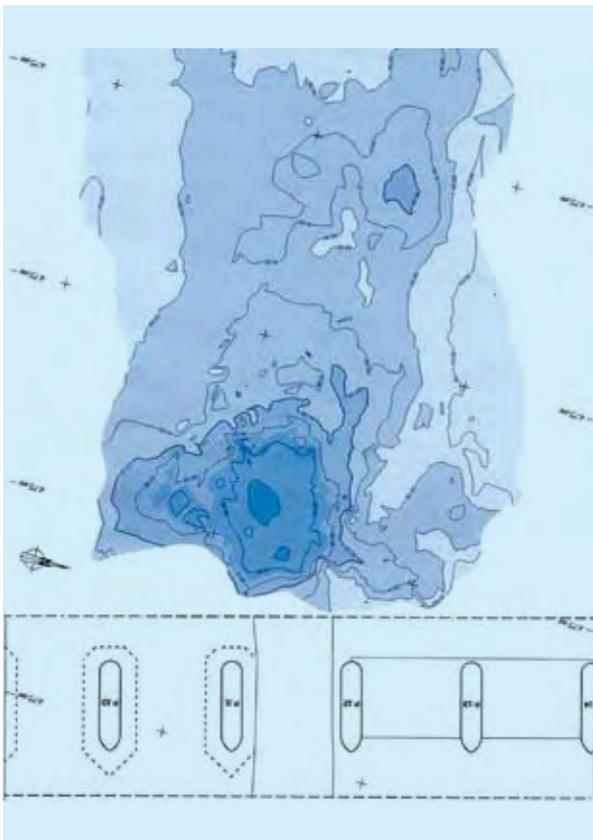
Effet d'un radier

La présence d'un radier induit une dénivellée entre le massif de fondation et le substratum. La chute d'eau induite par cette topographie entraîne des sédiments et crée des affouillements plus à l'aval.

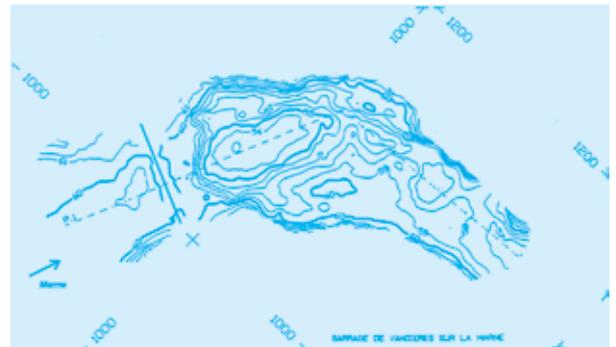
Ce phénomène peut se reproduire par une succession d'affouillements et d'atterrissements jusqu'à l'amortissement total de l'énergie dissipée par la chute d'eau. Par ailleurs, ces effets peuvent atteindre une telle ampleur, qu'ils deviennent visibles sur les rives.

Effets dus aux biefs limités par des seuils (barrages de faible hauteur, comme ceux utilisés pour la navigation)

Dans chaque bief, il se passe une vidange partielle ou totale des matériaux. Le phénomène est similaire à la présence de deux ou plusieurs seuils rocheux d'origine naturelle.



Partie 3 - Figure 20 : exemple d'effet de radier - Pont Wilson sur la Loire à Tours — Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Figure 21 : exemple d'effet de radier - Vandières sur la Marner — Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois



Partie 3 - Photo 2 : exemple d'effet d'un seuil - Sternay sur la Meuser — Source : fonds du MTETM - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

3.2.2 - Rivières au tracé en plan mobile

Dans le cas plus général de rivières pour lesquelles la mobilité des lits peut jouer dans toutes ses dimensions, les phénomènes exposés ci-dessus perdurent bien évidemment. Mais d'autres phénomènes viennent encore se rajouter.

Rivières aux méandres mobiles

Dans le cas des rivières aux méandres mobiles, deux phénomènes sont particulièrement à signaler (cf. Partie 3 - Figure 22) :

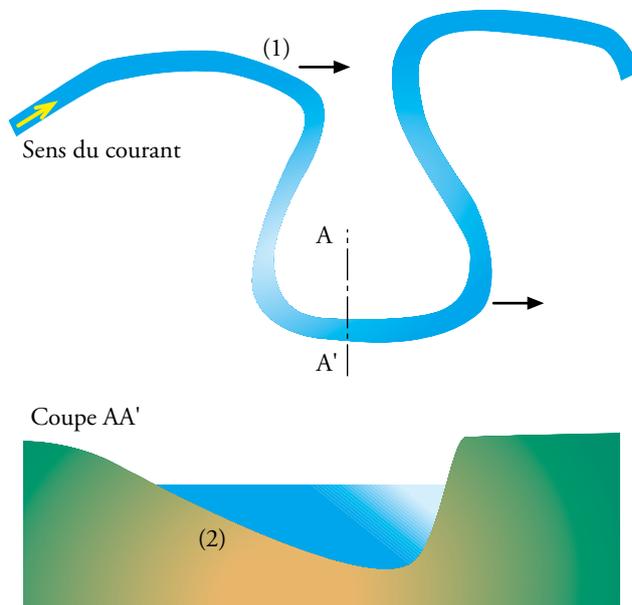
- la progression des méandres (1), pouvant générer naturellement des phénomènes de recoupement,
- le creusement sur l'extrados des méandres (2), soit une aggravation en pied de la rive externe des méandres de tous les phénomènes d'affouillement préalablement présentés.

Lits à chenaux divagants

Les lits à chenaux divagants peuvent se caractériser par une très grande instabilité des chenaux à l'intérieur d'un lit fixé uniquement aux limites du lit majeur.

Les phénomènes incidents sont les suivants :

- déplacement de chenaux,
- modification de l'angle d'attaque des courants sur



Partie 3 - Figure 22 : creusement (2) et progression (1) des méandres — Source : fonds du MTETM - CETE méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

les piles et les culées,

- agression des berges,
- réactivation de chenaux anciens...

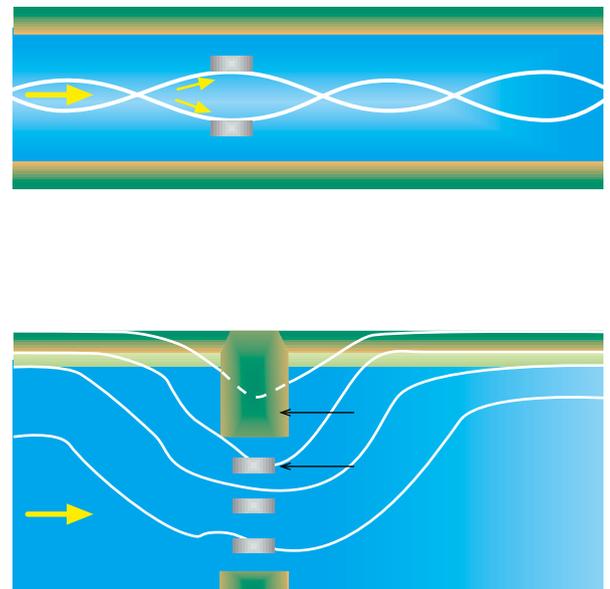
Les risques pour l'ouvrage, point dur dans l'espace de divagation du cours d'eau, sont alors fortement amplifiés :

- du fait d'une aggravation des risques d'érosion en pied d'appui qui peut résulter d'une autre incidence des courants que celle initialement envisagée (1) (à noter que les phénomènes d'érosion peuvent être les plus agressifs quand les chenaux fonctionnent à plein bord, plutôt que quand le débordement généralisé entre les berges du lit majeur se produit, avec un écoulement qui s'inscrit, alors, selon l'orientation générale de ces berges) ;
- par des phénomènes d'érosion de berge (2), d'attaque des remblais (3), voire de contournement de l'ouvrage (4) qui peuvent survenir.

Le blocage d'embâcles et de corps flottants peut également générer ou aggraver ces risques.

Quand un projet d'ouvrage de franchissement se trouve dans de tels cas de figures, il est impératif de recourir à une expertise poussée et à la modélisation, pour optimiser tout autant la sécurité de l'ouvrage que son coût de dimensionnement.

Le recours à la mise en place d'épis peut être envisagé (cf. l'étude de cas du Logone à Moundou en Annexe 3.1).



Partie 3 - Figure 23 : progression du creusement du lit actif et risques d'érosion pour l'ouvrage — Source : fonds du MTETM - CETE méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

3.2.3 - Autres types de cours d'eau

Torrents

Le phénomène très particulier des torrents qu'il importe de prendre en considération est celui des laves torrentielles. Outre le fait qu'une partie des fonds va être mise en mouvement, comme indiqué précédemment, le flot même du cours d'eau peut, dans certaines circonstances, charrier une telle quantité de matériaux, que la partie solide peut prendre le dessus sur la partie liquide dans l'écoulement.

En sus des problèmes mécaniques pour l'ouvrage que ceci peut générer, des accumulations de matériaux peuvent se produire en amont d'un pont et obturer complètement son débouché. Des débordements sur l'ouvrage, érosions de berges sévères, voire destructions de berges peuvent en résulter.

Les matériaux transportés par le torrent peuvent aussi venir s'accumuler dans le lit du cours d'eau qu'il rejoint et se stocker au niveau de la confluence, si le cours d'eau rejoint n'a pas la capacité de les reprendre. Ceci peut également être source de problème : surélévation des fonds, déviation des courants peuvent en résulter et des incidences se faire ressentir sur un ouvrage, ou sur les rives.

Dans le cas des torrents, une étude approfondie nécessite d'être conduite, notamment vis-à-vis du problème des transports solides.

Rivières à fonds cohérents ou rocheux

Il serait erroné de considérer que les rivières à fonds cohérents (vases naturelles, argiles ...) ou rocheux (schistes, micaschistes, gneiss altérés, calcaires ...) ne présentent pas de risque d'érosion.

En milieu cohésif, le début d'affouillement peut être brutal, avec des profondeurs d'affouillement comparables à celles constatées pour les milieux non cohérents. La fosse d'érosion peut également se développer très largement en aval de l'ouvrage.

Pour des fonds constitués de matériaux cohésifs, une étude approfondie des sols et des précautions à minima conservatoires sont donc indispensables.

Pour les sols rocheux, c'est principalement un phénomène d'abrasion par les matériaux transportés qui peut intervenir. Par exemple, pour le pont de Régereau (cf. Partie 3 - Figure 24) fondé sur le schiste, une érosion de l'ordre d'un cm par an a été observée, conduisant à des affouillements locaux atteignant des profondeurs de 0,80 m à 1,50 m moins d'un siècle après sa construction.

Pour les ouvrages construits sur fonds rocheux et pour des cours d'eau sur lesquels un transport solide agressif est à redouter, des protections des appuis résistant à l'érosion et à l'abrasion sont à mettre en place. Les risques liés à la dégradation naturelle des roches sont aussi à évaluer.

3.2.4 - Calculs et contrôles

Méthodes de calcul des affouillements

L'objet du présent guide n'est pas de détailler les méthodes de calcul existantes dont, en plus, l'apparente simplicité pourrait conduire à penser que leur emploi est aisé et universel. Il ne peut donc être ici recommandé que de faire un appel systématique à des experts, sans hésiter à recourir à la modélisation s'ils le jugent nécessaire, quand un cours d'eau présente de fortes caractéristiques de mobilité des fonds et du tracé.

On peut retenir qu'une école européenne s'est développée autour d'un mode de formulation des affouillements dont Breusers et al. (1977). Une autre synthèse, portant notamment sur les études conduites par l'école néo-zélandaise, a été réalisée par B. Melville et S. Colemans en 2000⁽³⁰⁾.

(30) Bruce W. Melville et Stephan E. Coleman - *Bridge scour - Water Resources Publications, LLC - 1999*

B.W. Melville - *Local scour at bridge abutments - Journal of Hydraulic Engineering (A.S.C.E. American Society of Civil Engineers), Vol. 118, N° 4 - Avril 1992, p. 615-631*

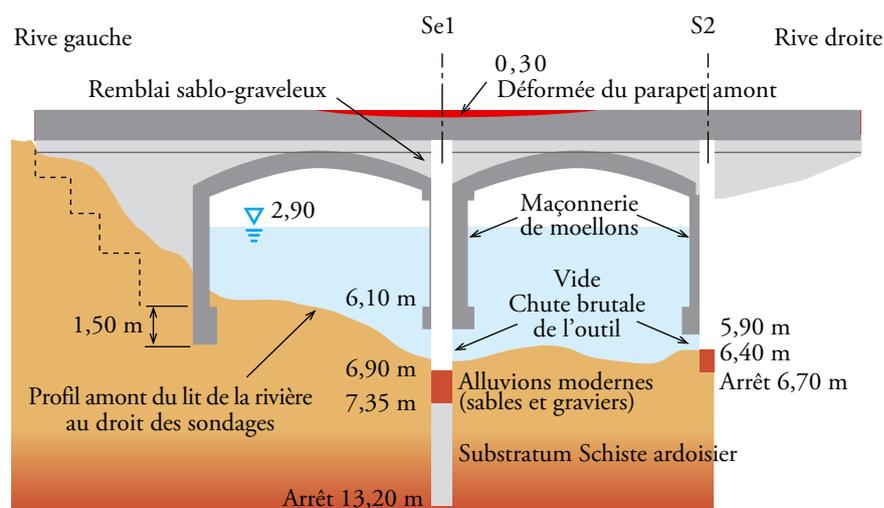
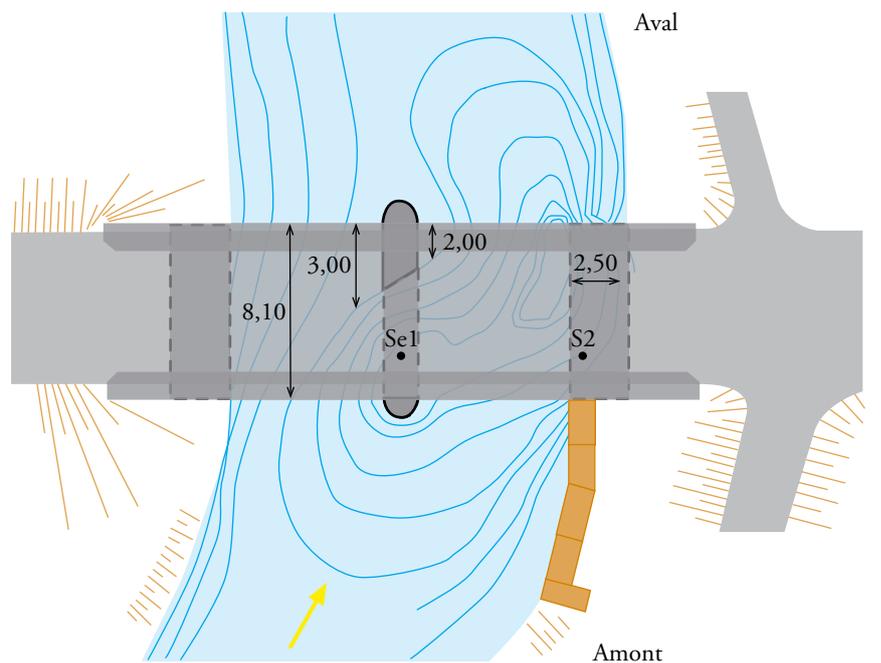
Passage en charge de l'écoulement sous l'ouvrage

Le passage en charge de l'écoulement sur un ouvrage, dont le risque doit être pris en compte pour la construction des superstructures, doit également être pris en considération pour celle des fondations. Ce phénomène, en effet, est de nature à aggraver les profondeurs d'affouillement constatées sous l'ouvrage en période de crue.

Si une telle éventualité doit être prise en considération, un coefficient de sécurité par rapport aux estimations faites pour un écoulement à surface libre doit être utilisé.

Inspection des fondations des ouvrages

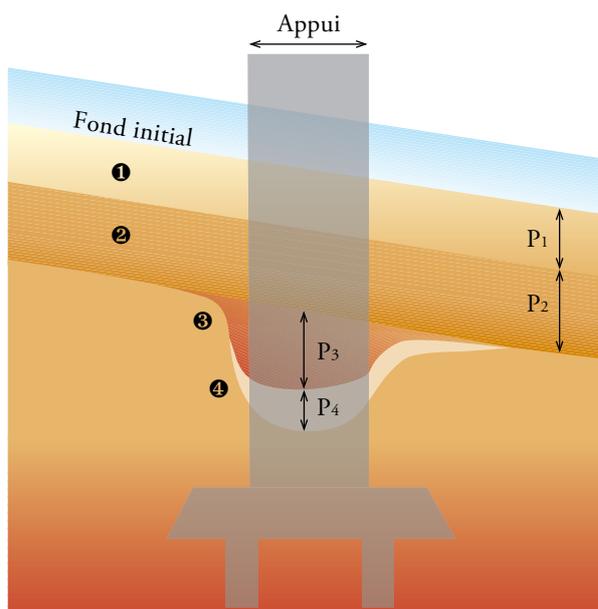
Quel que soit le type de sols sur lequel tout ouvrage est fondé et quelles qu'aient été les précautions constructives prises au niveau des appuis, des inspections régulières et détaillées des fondations des ouvrages sont à conduire un maximum de 5 ans entre deux visites est conseillé. Pour pouvoir les mener, les piles et culées doivent déjà avoir été débarrassées de tous les corps flottants qu'elles auraient pu arrêter. Mais l'inspection doit également prendre en considération que les sols ont pu être remaniés pendant les crues et que des désordres sous-jacents aux parties visibles des ouvrages ont pu se développer (le lecteur pourra se reporter à la partie 6 pour plus de détails).



Partie 3 - Figure 24 : pont de Régereau – Source : Séttra/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998

3.2.5 - Résumé sur les risques d'affouillement

En résumé, les risques d'affouillement à prendre en considération au droit d'un projet de franchissement de vallée sont la somme des risques d'évolution naturelle des fonds du cours d'eau, sur le long terme ou en crue, de l'impact d'aménagements anthropiques situés en amont ou en aval et de l'aggravation des phénomènes de creusement provoqués par la présence des appuis du pont (culées et piles).



- ❶ Tendance à long terme cumulée avec effets d'accompagnements amont ou aval (ici : creusement)
- ❷ Mobilisation du fond en crue (profondeur normale d'affouillement)
- ❸ Surcreusement généralisé sous le pont
- ❹ Surprofondeur d'affouillement en pied de l'appui

Partie 3 - Figure 25 : résumé des risques de creusement à prendre en considération au droit des appuis d'un pont – Source : fonds du MTEEM - CETE méditerranée - CETE Normandie-Centre - LRPC de Blois

3.3 - Protection des ouvrages contre l'érosion

Les fonds et tracé en plan des rivières avec transport solide évoluent lors des crues. Le fond du lit est mobilisé par le transport des matériaux granulaires et le tracé en plan du lit peut également être modifié. L'implantation des piles et culées d'un ouvrage accentue la profondeur d'affouillement du fond du lit. Enfin, les berges peuvent être sujettes à érosion ou glissement.

L'implantation d'un ouvrage doit donc prendre en compte ces phénomènes et le projet doit inclure les travaux nécessaires, de façon à ce que les écoulements empruntent les ouvertures correctement dimensionnées qui lui sont réservées (cf. chapitre 2). Dans ce cadre il convient également d'apporter une attention particulière à la stabilité des berges à l'amont et à l'aval de l'ouvrage. Pour éviter que l'érosion des berges ne mette en péril l'ouvrage et ses remblais, celles-ci devront être consolidées. En retour, l'incidence de cette consolidation sur l'équilibre morphodynamique du lit devra également être étudiée.

3.3.1 - Risques de contournement de l'ouvrage projeté

L'ouvrage et ses remblais peuvent être agressés par l'écoulement lorsque la direction de cet écoulement n'est pas maîtrisée. Par exemple, pour les lits à chenaux divagants (3.2.2), le remède consiste soit à créer un entonnement (en enrochements), soit à augmenter l'ouverture de l'ouvrage pour rendre sa liberté à la rivière. La première solution est à comparer économiquement avec la deuxième solution, sous réserve que l'étude hydraulique générale ait montré que le rétrécissement dû à l'ouvrage ne provoquait pas des perturbations irréversibles pour le transport solide (déséquilibre par atterrissements et enfoncement du lit). Dans tous les cas, l'augmentation de l'ouverture de l'ouvrage, pour rendre sa liberté à la rivière, est la solution à privilégier. La non-stabilité des berges peut également provoquer le contournement de l'ouvrage projeté. Il s'agit alors de consolider les parties de berges concernées.

3.3.2 - Protection des berges de cours d'eau

Indices aidant au diagnostic des causes de dégradation des berges

Les berges peuvent être, suivant leur nature, sujettes à déformation par glissement ou par érosion. Une berge cohérente (argile, limons) résistera à l'érosion mais peut glisser. Une berge non cohérente (gravier, sables grossiers sans fines) est sensible à l'érosion.

Techniques et leurs dimensionnements

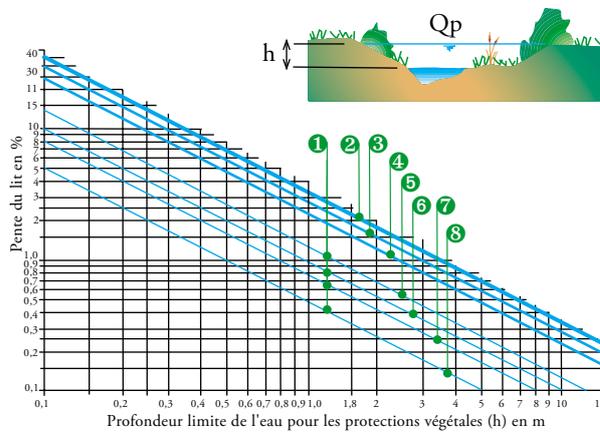
Lorsqu'une berge doit être consolidée le premier critère guidant le choix d'une technique est d'assurer la pérennité de l'aménagement. Avant toute protection contre l'érosion, la berge doit être talutée avec une pente lui permettant de résister au glissement. Pour

protéger une berge de l'érosion, dans toute la mesure du possible, les techniques végétales sont en général à privilégier, car elles s'intègrent mieux dans le paysage et participent à l'équilibre biologique par restructuration des habitats rivulaires. L'efficacité de la protection augmente avec le développement des végétaux.

Cependant, pour les protections de berges à proximité des ouvrages, les techniques de génie civil seront préférées.

Techniques végétales

En pratique, ce type de protection, qui demande un entretien soigné, est plutôt réservé aux rivières à pente faible ou moyenne, inférieure à environ 1 %. Cette technique n'est pas utilisable pour protéger les



- ① Valeurs moyennes généralement admises
- ② Enrochements et végétaux $T = 350 \text{ N/m}^2$ (zone montagne)
- ③ Couche de branches de saules $T = 300 \text{ N/m}^2$
- ④ Fascines en branches de saules $T = 250 \text{ N/m}^2$
- ⑤ Saules $T = 140 \text{ N/m}^2$
- ⑥ Saules (jeunes) $T = 100 \text{ N/m}^2$
- ⑦ Herbacées, graminées (bien adaptées) $T = 80 \text{ N/m}^2$
- ⑧ Herbacées (bien adaptées) $T = 50 \text{ N/m}^2$

Partie 3 - Figure 26 : domaine d'application des protections végétales sur les berges – Source : B. Lachat - Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales - Ministère de l'Environnement - 1994 - 143 p

coudes de rivières affouillables. L'abaque de la Partie 3 - Figure 26 permet de définir le domaine d'application des types de protections végétales sur les berges.

Dans certains cas il sera possible de consolider la berge par un géotextile (fibres naturelles ou artificielles). Le choix du géotextile doit répondre à des critères de tenue de berge et de développement de la végétation.

Suivant les cas, des techniques mixtes peuvent être utilisées : enrochement en pied pour consolider la berge par rapport au glissement et plantation en haut de berge pour assurer la protection contre l'érosion.

Le lecteur se reportera au document⁽³¹⁾ pour apprécier l'ensemble des critères entrant en jeu pour la protection des berges en techniques végétales.

La protection des berges par techniques végétales doit faire appel à des bureaux d'études spécialisés ayant une bonne connaissance du terrain.

Enrochements

Un revêtement en enrochements est de nature à s'adapter aux déformations des berges et aux affouillements.

Pour recevoir des enrochements, la pente des berges doit être inférieure à 3 de base pour 2 de haut (pente limite pour la sécurité au glissement). En cas de doute, il convient d'effectuer un calcul de stabilité avec hypothèse d'une décrue rapide.

Il convient également de bien protéger le pied de la berge pour faire face aux affouillements du fond, qu'ils soient locaux, généralisés ou accentués dans les coudes.

La taille d (en m) des enrochements à prévoir est fonction de la vitesse V (en m/s) du courant au voisinage de l'enrochement, des poids volumique de l'eau ρ et ρ' (en N/m^3) de l'enrochement, de l'inclinaison φ de la berge par rapport à l'horizontale et de l'angle θ , avec l'horizontale, du talus d'équilibre du matériau :

$$d = 0,7 \frac{\rho}{\rho - \rho'} \frac{V^2}{2g} \frac{1}{\lambda} ; \quad \lambda = \cos \varphi \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \varphi}{\text{tg}^2 \theta}} ;$$

pour $\varphi = 0$ (fond horizontal, $\lambda = 1$).

Il est préférable d'adopter une protection avec une blocométrie des enrochements étalée, pour une meilleure imbrication des blocs. Habituellement on conseille $d_{min} > 0,7 \times d$ et $d_{max} < 2 \times d$.

La vitesse V (en m/s) du courant au voisinage de l'enrochement est supérieure à la vitesse moyenne dans la section d'écoulement dans les coudes (1,1 fois supérieure pour les coudes faibles et jusqu'à 1,4 fois supérieure pour les coudes forts)⁽³²⁾.

Pour la pose en vrac ou appareillée des enrochements libres, l'épaisseur de la couche sera prise égale à deux fois le diamètre de l'enrochement préconisé. Pour la pose des enrochements liés, l'épaisseur peut être prise inférieure ou égale à deux fois le diamètre de l'enrochement préconisé.

(31) B. Lachat - Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales - Ministère de l'Environnement - 1994 - 143 p.

(32) C. Blanchet, E. Morin - Les affouillements et la protection des berges dans les coudes des rivières à fond mobile - Rapport de synthèse - Sogréah et Ministère de l'Équipement et du Logement - 1971 - 47 p.

Matelas Reno et gabions

Les gabions sont des structures formées de cages grillagées parallépipédique emplies de cailloux ou de galets. Les matelas Reno sont en fait des gabions de grande dimension et de faible épaisseur, spécialement destinés au revêtement de berges de rivières et de canaux, voire de parement de barrages en remblai.

Dans un matelas Reno ou un gabion, la présence du grillage qui tend à s'opposer au début des déplacements, augmente la vitesse limite de 20 à 50 %, par rapport à des enrochements libres. Lorsque l'épaisseur du matelas est supérieure ou égale à environ 2 fois le diamètre moyen des cailloux, la vitesse V (en m/s) du courant au voisinage des matelas Reno ou des gabions dépasse encore cette valeur limite.

Transition d'une protection en matériaux granulaires

A la décrue, les matériaux fins de la berge peuvent être entraînés à travers les enrochements ou les cailloux du matelas Reno ou des gabions. Ce risque existe si : $d_{85}(\text{berge}) < 0,2 \times d_{15}(\text{protection})$.

Une transition entre la berge et la protection, réalisée en matériau naturel de granulométrie intermédiaire doit respecter les trois règles suivantes :

$0,1 \text{ mm} < d_{15}(\text{transition}) < 5 \times d_{85}(\text{berge})$

$5 \times d_{50}(\text{transition}) < d_{50}(\text{protection}) < 10 \times d_{50}(\text{transition})$

$2 < d_{60}/d_{10}(\text{transition}) < 8$

La transition peut également être assurée par un géotextile, matériau devenu d'emploi courant en aménagement de cours d'eau. Le géotextile n'étant pas un simple substitut aux matériaux granulaires, le produit doit être choisi avec soin et la conception de la protection de berge doit impérativement être adaptée.

Epis

La protection des berges par des épis dans le lit mineur d'un cours d'eau est bien adaptée pour combler de grosses anses d'érosion. Ce type de protection convient mieux à des rivières ayant tendance à se remblayer ou à des rivières larges à chenaux divagants (cf. Annexe 3.3).

Palplanches, murs ou toute disposition similaire

La réalisation de rideaux de palplanches ou de murs en maçonnerie ou en béton permet également de protéger contre l'affouillement les appuis des ouvrages ou les berges des cours d'eau en milieu urbains ou des canaux de navigation.

Un soin particulier doit être attaché aux dispositifs de guidage des profilés en cours de battage et à l'étalement des rideaux. Les profils doivent être ancrés au-delà des profondeurs affouillables.

3.3.3 - Remblais en lit majeur

Les remblais en lit majeur peuvent être également soumis à des vitesses d'écoulement importantes en cas de crue débordant du lit mineur, en particulier au voisinage des culées des ouvrages de franchissement du lit mineur ou des ouvrages de décharge hydraulique ou de rétablissement divers situé dans le remblai en lit majeur. Des protections du remblai contre des risques d'érosions localisées peuvent donc s'avérer nécessaires.

3.3.4 - Protection des appuis des ouvrages

Protection des appuis par des tapis d'enrochement

Les tapis d'enrochement sont les dispositifs de protection contre les érosions locales (affouillements créés par les piles et les culées des ouvrages dans le cas des lits affouillables non cohésifs) les plus couramment employés, pour leur faible coût et leur facilité de mise en œuvre. Ils s'avèrent, à l'expérience, très efficaces. En outre, ils jouent le rôle de « sonnette d'alarme », moyennant des inspections régulières.

Pour éviter tout affouillement autour d'une pile circulaire, les dimensions du tapis à envisager sont, en plan, de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile, ce qui correspond à l'emprise totale de la fosse d'affouillement. En épaisseur, il est suggéré de prendre la plus grande des deux valeurs suivantes : la dimension de la pile ou le triple du diamètre des enrochements. La constitution d'un bon filtre est nécessaire pour éviter que les blocs ne s'enfoncent dans le lit. Il est aussi essentiel que les enrochements ne constituent pas au pied de chaque pile un monticule qui crée une obstruction importante à l'écoulement (cf. détails en Annexe 3.2).

L'abaque ci-après permet de déterminer directement le poids de l'enrochement capable de prévenir toute érosion.

Le poids est exprimé en fonction de la vitesse de début de charriage V_c par la formule d'Izbash.

$$V_c = 1,2 \sqrt{2g \frac{w_s - w}{w}} \sqrt{\Delta} \text{ système MKS}$$

dans laquelle $V_c = 2V_{max} = 2 \frac{Q}{S}$

soit avec $w_s = 15 \text{ kN/m}^3$ $\Delta \approx V^2_{max}/10$

Avec :

Q : débit de la crue

S : section mouillée sous l'ouvrage

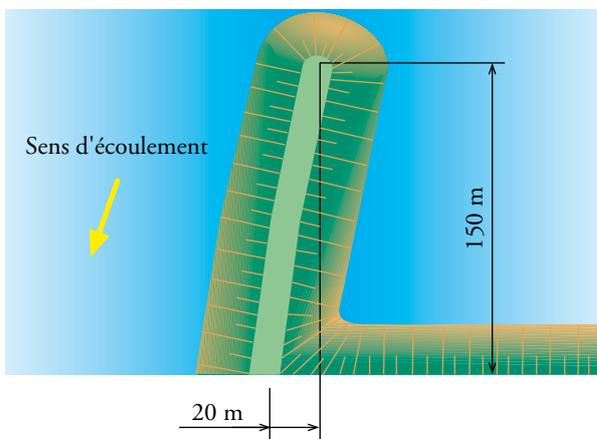
w_s et w : poids volumique des blocs et de l'eau

Δ : diamètre des blocs

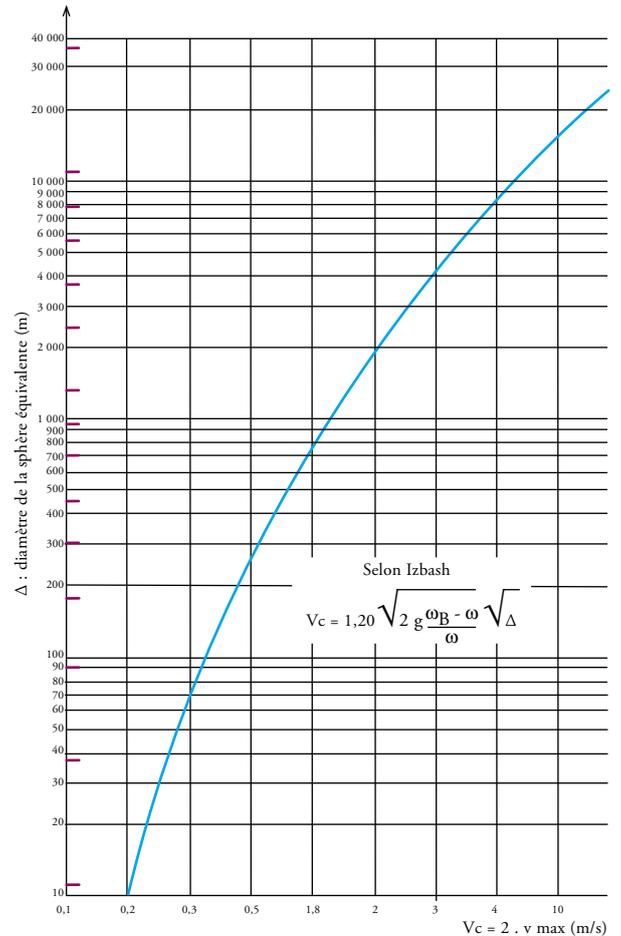
g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

Protection spécifique des culées : digues et murs guide-eaux

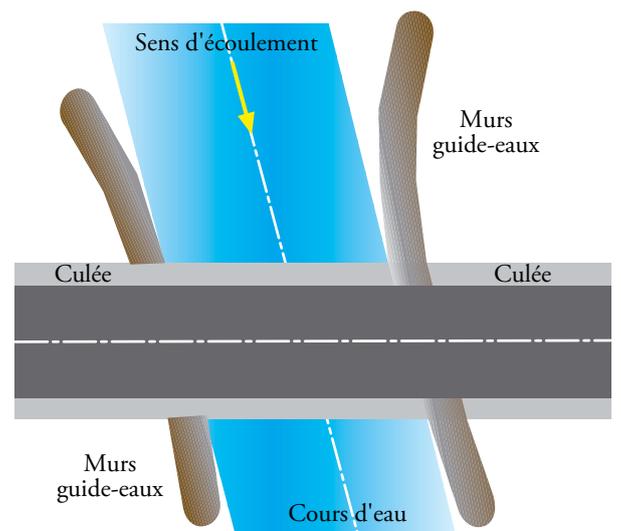
Les murs guide-eaux peuvent également être constitués par deux digues de forme arrondie, placées en amont des culées et s'y raccordant. Leur but est d'obliger l'écoulement à utiliser toute la section disponible en évitant les décollements. Les vitesses, et par conséquent les risques d'érosion, sont diminués dans la section rétrécie. Une méthode de dimensionnement a été proposée par le laboratoire national d'hydraulique de Chatou. Ces dispositifs présentent par ailleurs l'avantage de concentrer sans dommage dans le lit mineur une partie du débit du champ d'inondation. Leur emploi est également judicieux pour les ponts biais. Cet ouvrage doit présenter une forme arrondie (arc d'ellipse d'excentricité 2,5 et 3), son extrémité étant généralement protégée efficacement par des enrochements. Si les parements de la culée présentent une inclinaison, les talus du mur guide-eaux doivent avoir la même pente, pour bien épouser la forme de la culée et éviter tout décrochement. Enfin sa longueur ne devra pas dépasser 50 m avec, dans le cas d'un pont biais, des murs dissymétriques en amont et un petit mur en aval dit « stub-dike ».



Partie 3 - Figure 28 : digue guide-eaux – Source : Sétal/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998



Partie 3 - Figure 27 : abaque d'Izbash – Source : Sétal/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998



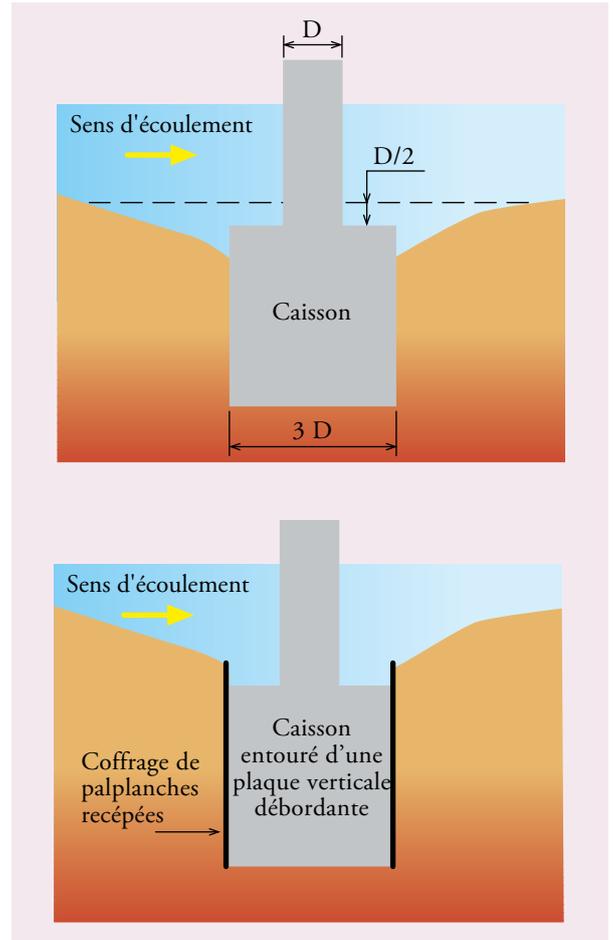
Partie 3 - Figure 29 : murs guide-eaux – Source : Sétal/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998

Protection spécifique des piles

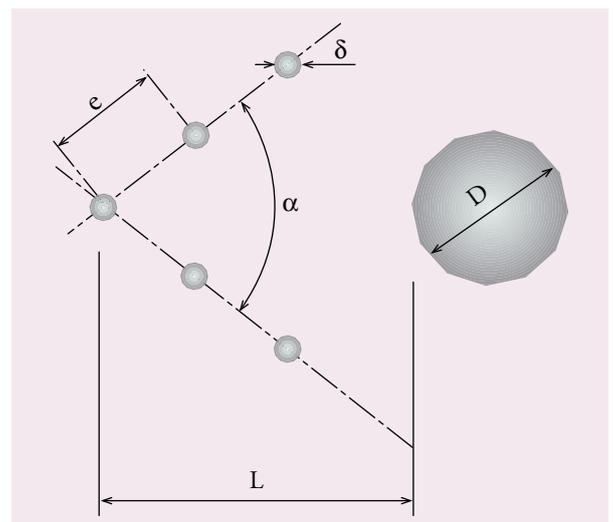
Pour empêcher les affouillements et par suite réduire la profondeur des fondations, on choisira une forme de pile permettant de minimiser les affouillements et un dispositif adapté de protection. Parmi les dispositifs de protection en usage, citons :

- les fondations superficielles ou profondes réalisées dans un batardeau de palplanches, avec le niveau supérieur de la semelle et le niveau de recépage des palplanches calés sous le niveau moyen des fonds. Ce type de protection peut également s'accompagner de la mise en oeuvre d'enrochements au droit des piles ;
- le caisson de fondation (solution peu classique) autour de la pile arasée sous le niveau moyen des fonds ;
- les structures additionnelles placées en amont (ou pilots).

Il n'existe aucune loi générale pour l'élaboration de cette structure, qui permet de réduire de 50 % les affouillements.



Partie 3 - Figure 30 : caisson de fondation – Source : Sétrel/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998

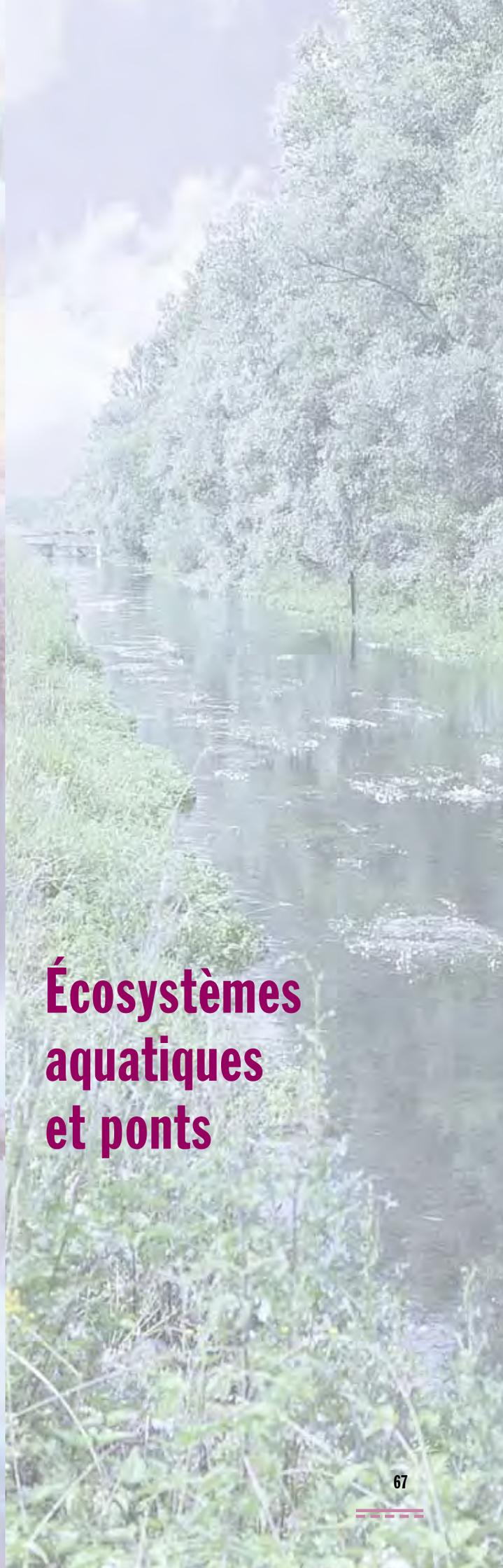


Partie 3 - Figure 31 : pilots – Source : Sétrel/CTOA - Ponts et rivières - Guide pour la prise en compte des cours d'eau dans la conception des ouvrages de franchissement - Première édition, janvier 1998



Partie 4

Écosystèmes aquatiques et ponts



4.1 - Notions générales d'hydroécologie

4.1.1 - Définitions réglementaires

Les zones humides : (article L. 211.1 du Code de l'environnement) « terrains, exploités ou non, habituellement inondés ou gorgés d'eau douce, salée ou saumâtre de façon permanente ou temporaire : la végétation, quand elle existe, y est dominée par des plantes hygrophiles pendant au moins une partie de l'année ».

Les cours d'eau : (circulaire DE/SDAGF du 2 mars 2005 publiée au bulletin officiel du ministère de l'Écologie et du Développement durable, direction de l'eau.) La qualification de cours d'eau est donnée par la jurisprudence et repose essentiellement sur les deux critères suivants :

- présence et permanence d'un lit naturel à l'origine (même s'il a été rendu artificiel par la main de l'homme) ;
- permanence d'un débit suffisant une majeure partie de l'année permettant une vie aquatique pérenne (apprécié au cas par cas en fonction des conditions climatiques et hydrologiques locales) ou inscrit dans des documents de référence tels que carte IGN, cadastre,...

4.1.2 - Définition d'un écosystème aquatique

Un écosystème est constitué par l'association dynamique de deux composantes en constante

interaction :

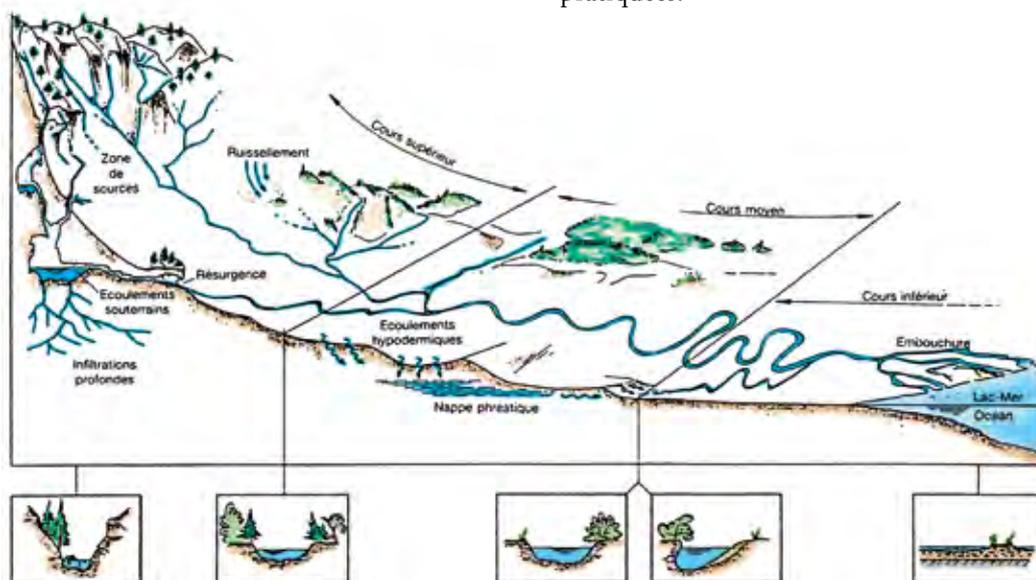
- un environnement « non vivant (abiotique) » caractérisé par les paramètres physico-chimiques, hydrologiques, géologiques et climatiques possédant une dimension spatio-temporelle appelé : le **biotope** ou **hydrosystème**,
- un ensemble d'organismes vivants caractéristiques : la **biocénose**, il forme une unité fonctionnelle douée d'une certaine stabilité. Cette notion intègre également les interactions des espèces entre elles et avec leur milieu de vie.

4.1.3 - Biotope ou hydrosystème

Description

C'est ce que l'on nomme couramment le « milieu aquatique ». Il peut être décrit selon les paramètres suivants :

- caractéristiques du bassin versant : superficie, pente moyenne, climat, urbanisation, occupation des sols, géologie ;
- régime hydrologique : mode d'alternance des crues et des étiages, débits correspondants caractéristiques, vitesses d'écoulement, hauteurs d'eau ;
- morphologie du milieu : nature du lit et des berges, faciès d'écoulements (plats, radiers, mouilles...) et typologie du lit (tresse, méandres...) pour les cours d'eau ; topographie et nature des sols pour les zones humides ;
- physico-chimie de l'eau : décrite selon différents paramètres mesurables (pH, conductivité, oxygène dissous, température, matières en suspension...) et influencés par la nature géologique du bassin versant ainsi que par les activités humaines qui y sont pratiquées.



Partie 4 - Figure 1 : la zonation longitudinale des cours d'eau – Source : B. Lachat - Le cours d'eau : conservation, entretien, aménagement

Les différentes combinaisons de ces paramètres créent localement ce que l'on appelle des **habitats**. La diversité des habitats dans les hydrosystèmes est à l'origine de la richesse biologique. Chaque espèce animale et végétale se répartit dans le milieu suivant son préférendum (ou optimum) écologique. Plus les habitats sont diversifiés, plus le nombre d'espèces qui peuvent y trouver des conditions de vie optimales sont nombreuses.

Zonations de l'hydrosystème

Dans l'espace, on peut distinguer trois zonations de l'hydrosystème :

La zonation longitudinale

Régies par les lois de la gravité, les eaux superficielles s'écoulent d'un point haut vers un point bas. Ainsi, selon un schéma classique, les cours d'eau prennent naissance au niveau d'une source située en altitude puis dévalent les montagnes sous forme de torrent et abordent une zone de transition (piémont) avant de s'étaler dans des plaines où leur cours se fait beaucoup plus lent pour finir dans les mers et océans au niveau d'un estuaire ou d'un delta. Au fur et à mesure de leur parcours, leur pente s'amoindrit, les écoulements deviennent plus lents et les températures de l'eau augmentent. Les caractéristiques du biotope et de la biocénose évoluent donc naturellement d'amont en aval (*cf.* Partie 4 - Figure 1). Cette évolution a d'ailleurs été à l'origine de nombreuses classifications de cours d'eau (typologie).

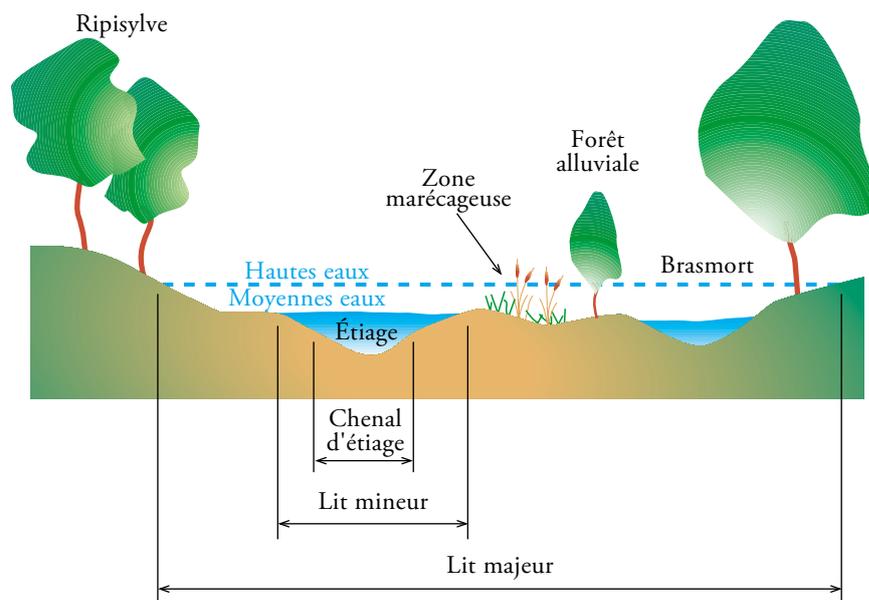
On peut citer par exemple la zonation de Illies & Botosaneanu (1963), basée sur la variabilité amont/

aval des paramètres physiques pente, température et couple substrat/vitesse. Elle distingue trois zones :

- zone amont : crénon, caractérisée par une température un courant vif et de gros blocs rocheux ;
- zone intermédiaire : rhitron, caractérisée par un écoulement moins rapide et un substrat plus fin (cailloux, sable) ;
- zone aval : potamon, caractérisée par un écoulement lent et un substrat fin vaseux.

La zonation transversale

Au point le plus bas de la vallée se trouve généralement l'axe d'écoulement des eaux superficielles (le « thalweg »), au sens commun « le cours d'eau ». L'espace situé entre les crêtes des deux berges est appelé lit mineur et contient les écoulements habituels jusqu'à la crue bisannuelle en moyenne. L'espace que les eaux peuvent occuper lors des plus grandes crues connues est quant à lui nommé lit majeur. Au sein de ce lit majeur, on peut rencontrer ce que l'on appelle des annexes hydrauliques qui sont des milieux en eau tout ou partie de l'année en fonction de l'hydrologie. Ces annexes peuvent être des bras morts, des prairies inondables ou des zones humides. Ce sont des milieux caractérisés par des écoulements beaucoup plus lents que ceux du lit mineur et par conséquent, leur morphologie et les habitats qu'elles génèrent sont substantiellement différents de ceux des eaux courantes. Enfin, précisons que cette description n'est pas figée en ce sens que lit mineur, lit majeur et annexes hydrauliques sont en évolution et en communication physique et biologique constante (*cf.* Partie 4 - Figure 2).



Partie 4 - Figure 2 : la zonation transversale des cours d'eau – Source : <http://www.syndic.rivieres.org/ecoloriv4.htm>

La zonation verticale

On ne peut pas parler des eaux de surface sans parler des échanges constants que l'on a entre les eaux de surface et les eaux souterraines, et en particulier de l'interdépendance entre les cours d'eau et leur nappe d'accompagnement. La partie visible par l'homme d'un écosystème aquatique est constituée par les eaux superficielles. Cependant, des masses d'eau souterraines leur sont le plus souvent associées. Ainsi, les nappes d'accompagnement des cours d'eau, présentes jusque sous les lits majeurs des cours d'eau, entretiennent des relations étroites avec les eaux superficielles aussi bien en terme d'échanges d'eau qu'en terme de communication biologique. De même, la présence d'une zone humide est liée à un engorgement des sols provoqué par l'affleurement d'une nappe. Les eaux souterraines conditionnent donc en partie la présence des eaux superficielles et façonnent par là même l'habitat aquatique.

4.1.4 - Biocénose

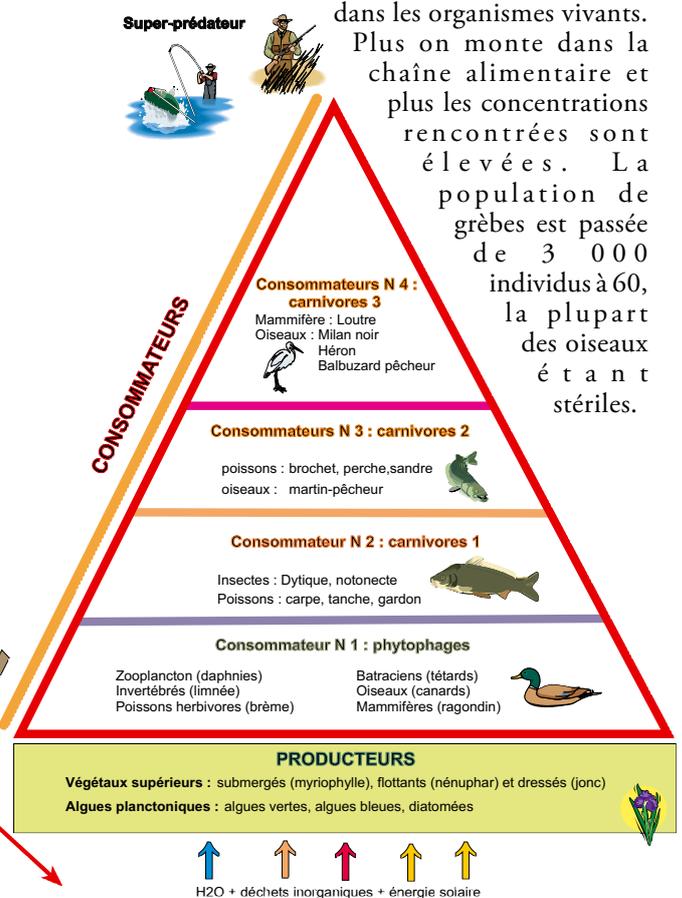
Ce sont les groupements d'êtres vivants (bactéries, champignons, plantes, animaux) se développant dans des conditions de milieu déterminées (le biotope) et unis par des liens d'interdépendance. En effet, les espèces végétales peuplant le biotope peuvent servir d'habitat pour les espèces animales mais aussi de source d'alimentation (notion de **chaîne alimentaire**). Plus précisément, il existe une cascade d'échanges trophiques (alimentaires) dans un milieu peuplé d'animaux et de végétaux, l'ensemble formant la biocénose. Chaque organisme est prédateur du maillon précédent et proie du maillon suivant. La boucle du cycle se referme schématiquement entre le dernier maillon prédateur et le premier maillon végétal par la décomposition de la matière organique (cadavres) en matière minérale qui est assurée par les détritivores et les bactéries.

Les étapes de la chaîne alimentaire (ou niveaux trophiques) permettent de mettre en évidence trois groupes d'organismes (cf. Partie 4 - Figure 3) :

- les **producteurs** : végétaux chlorophylliens, qui utilisent l'énergie solaire pour produire de la matière organique vivante à partir du CO₂ par photosynthèse. Ils constituent le premier maillon de la chaîne ;
- les **consommateurs** : animaux prédateurs herbivores pour le premier maillon, puis carnivores pour les suivants. Ce sont les maillons intermédiaires ;
- les **décomposeurs** : bactéries qui assurent la minéralisation de la matière organique. Elles représentent le dernier maillon de la chaîne.

Pour maintenir la qualité des peuplements et la pérennité d'une telle organisation biologique, chaque niveau doit être en équilibre avec le précédent. Ainsi, s'il y a trop de prédateurs par rapport aux proies, ceux-ci vont mourir de faim et leur population va se réduire. Si les producteurs sont en surabondance, le milieu produit trop de matières organiques qui, pour se décomposer vont nécessiter l'utilisation de l'oxygène dissous et entraîner la disparition des espèces les plus sensibles telles que les salmonidés (truites, corégones, ombles,...).

Cette chaîne d'échanges entre les différents « niveaux biologiques » des eaux est à l'origine de phénomènes de bio-concentrations de toxiques qui montrent l'importance de la prise en compte des milieux aquatiques dans la conception, la réalisation et l'exploitation d'ouvrages (cf. Partie 4 - Figure 4). En effet, le DDD (DichloroDiphénylDichlorométhane) est un produit de dégradation du DDT (DichloroDiphénylTrichloroéthane), insecticide développé dans les années 1940. Il est transporté par l'air et les eaux de ruissellement pour aboutir dans les eaux de surface. Le Clear Lake, zone de loisirs en Californie, du DDD a été pulvérisé pour lutter contre la prolifération d'un moucheron. Il a contaminé toute la chaîne alimentaire du lac en s'accumulant



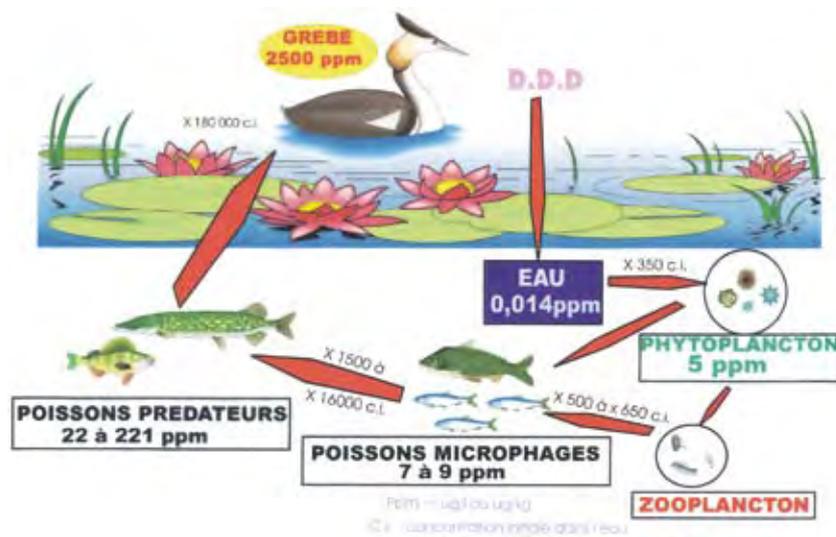
Partie 4 - Figure 3 : la pyramide écologique « des biomasses » dans les eaux douces – Source : Woodwell et Coll, in Ramde F, *Écologie appliquée*, Paris, Ediscience internationale, 1989, p 83

Faune inféodée aux milieux aquatiques

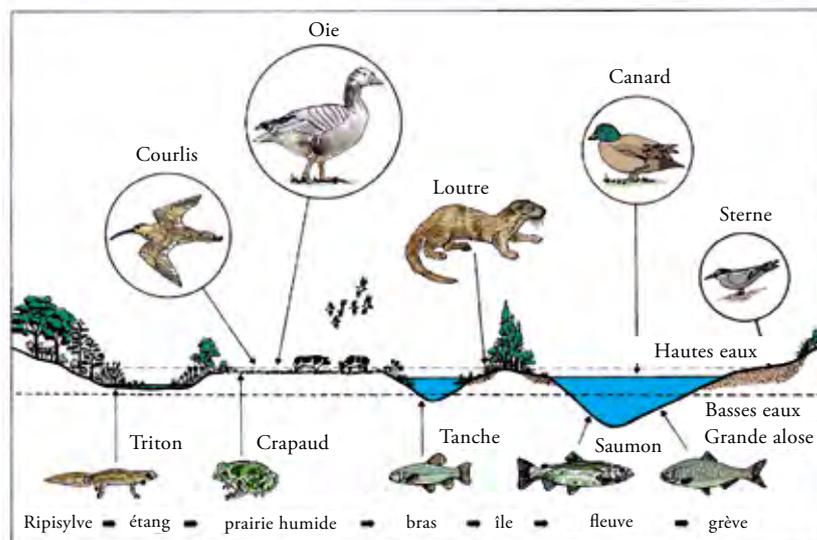
Nous nous contenterons de lister les principaux embranchements et classes du règne animal et d'en donner quelques exemples représentatifs des milieux aquatiques (cf. Partie 4 - Figure 5) :

- zooplancton : animaux ou larves d'animaux aquatiques de très petite taille (de quelques microns à quelques mm) qui flottent dans la masse d'eau et se déplacent au gré des courants. Exemples : copépodes, protozoaires... ;
- invertébrés : il s'agit le plus souvent d'insectes qui réalisent leur premier stade de vie sous forme de larve dans le milieu aquatique : éphémères, odonates, diptères. D'autres vivent en permanence dans ces milieux : moules d'eau douce, dytiques, nêpes, gyrins... ;

- batraciens : leur reproduction dépend de la présence de milieux aquatiques. Ils sont particulièrement inféodés aux annexes hydrauliques : crapauds, grenouilles, tritons, salamandres... ;
- reptiles : en général ils utilisent les milieux aquatiques comme terrain de chasse : lézards, tortues (cistude), serpents (couleuvres...) ;
- oiseaux : les milieux aquatiques peuvent être pour eux des lieux de vie ou des terrains de chasse : cincle plongeur, martin pêcheur, canards, hérons... ;
- poissons : par définition inféodés aux milieux aquatiques : truite, saumon, brochet, perche, carpe, gardon... ;
- mammifères : utilisent le milieu aquatique comme lieu de vie et terrain de chasse : musaraigne aquatique, castor, loutre...



Partie 4 - Figure 4 : exemple de bio-concentration d'un insecticide dans le « Clear Lake » aux Etats Unis – Source : Hunt et Bischff, 1960



Partie 4 - Figure 5 : la faune inféodée au milieu aquatiques – Source : Agir pour les zones humides, ministère de l'Environnement

Flore inféodée aux milieux aquatiques

Les principaux embranchements et classes du règne végétal représentatifs des milieux aquatiques sont les suivants (cf. partie 4 - Figure 6) :

- phytoplancton : algues microscopiques qui flottent dans la masse d'eau et se déplacent en fonction des courants. Exemples : diatomées, chlorophycées, cyanophycées... ;
- héliophytes : ces végétaux qui possèdent un système racinaire poussent dans la vase, sur les berges des cours d'eau et dans les annexes hydrauliques : carex, joncs, roseaux... ;
- hydrophytes : végétaux qui développent leur appareil végétatif dans la masse d'eau ou à la surface de celle-ci : myriophylles, nénuphars, callitriche, potamots... ;
- herbacées : sur les berges des cours d'eau et dans le lit majeur : ray grass, chiendent... ;
- ligneux : arbustes et arbres que l'on trouve sur les berges des cours d'eau et qui constituent la partie dominante de la ripisylve : fusain d'Europe, cornouiller sanguin, nerprun purgatif, saules, aulne glutineux, frênes...

Sur les bords des cours d'eau, les strates herbacée, arbustive et arborescente forment ce que l'on appelle la **ripisylve** qui joue un rôle très important, aussi bien au niveau physique (stabilisation de berges) que physico-chimique (épuration des eaux) ou écologique (corridor et habitat très important, en particulier pour l'avifaune). Dans le cas où la ripisylve s'étend jusque dans le lit majeur et devient plus étendue, elle se nomme **forêt alluviale**, et possède de plus une utilité dans le ralentissement et le laminage des crues.

Protection de la flore, de la faune et des milieux aquatiques

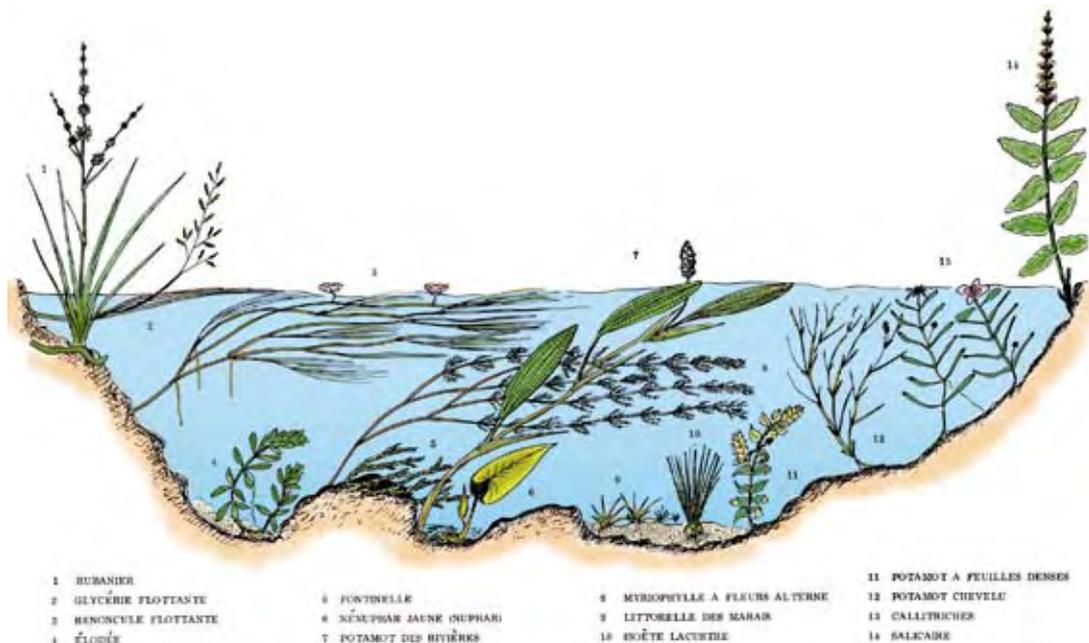
Depuis les années 1960, une conscience collective de la nécessité de protéger la nature et les milieux aquatiques en particulier s'est élevée, aussi bien au niveau national que continental.

En France, de nombreuses lois ont ainsi été votées :

- loi de 1964 créant les agences de l'eau et instaurant le principe pollueur-payeur ;
- loi de 1976 sur la protection de la nature fixant la liste des espèces protégées et créant les études d'impact ;
- loi « pêche » de 1984 créant les débits réservés ;
- loi sur l'eau de 1992 créant les SDAGE et les SAGE (Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux) et soumettant tout projet interférant avec les milieux aquatiques à une étude d'incidence.

En 2000, toutes ces lois ainsi que d'autres textes réglementaires ont été rassemblés dans le Code de l'environnement dont sont extraits les passages suivants :

- « Les espèces animales et végétales, et les équilibres biologiques auxquels ils participent font partie du patrimoine commun de la nation (C. envir., art. L. 110-1, I) ».
- « Leur protection, leur mise en valeur, leur restauration, leur remise en état et leur gestion sont d'intérêt général (C. envir., art. L. 110-1, II) ».
- « Lorsqu'un intérêt scientifique particulier ou les nécessités de la préservation du patrimoine biologique



Partie 4 - Figure 6 : schéma de répartition de la végétation aquatique dans une rivière à cours rapide – Source : Duvigneau et données de divers auteurs suédois, in Ramade F, *Écologie appliquée*, Édiscience international, 1989, P 292

national justifient la conservation d'espèces animales non domestiques ou végétales non cultivées, toute destruction des espèces ou de leur milieu est interdite et lorsqu'un même intérêt ou une même nécessité le justifient, la perturbation intentionnelle, la détention et l'achat d'espèces animales non domestiques ou végétales non cultivées sont désormais interdits. Ces nouvelles dispositions ne s'appliquent pas sur les spécimens détenus régulièrement lors de l'entrée en vigueur de l'interdiction relative à l'espèce à laquelle ils appartiennent (C. envir., art. L. 411-1-I) ».

• « Pour assurer cette conservation, certaines espèces peuvent faire l'objet de mesures strictes de conservation et des territoires peuvent être protégés ».

• « En application de l'article L. 411-2 du Code de l'environnement, le Code rural (C. rur., art. R. 211-2) détermine les conditions dans lesquelles sont établies les listes d'espèces ainsi protégées ».

• « De nombreuses espèces animales et végétales des milieux aquatiques font l'objet de mesures de protection ».

Le Code de l'environnement introduit la notion de « risques juridiques » en cas de non-respect :

• « La construction ou l'exploitation d'ouvrages sans autorisation est punie d'une amende de 18 000 euros et 2 ans de prison. En cas de récidive, l'amende est portée à 150 000 euros. Défaut de déclaration de travaux : contravention de 5^{ème} classe (1 500 euros). Défaut d'autorisation pour travaux en lit mineur de cours d'eau : 18 000 euros d'amende ».

• Article L. 432-2 du Code de l'environnement :

« Le fait de jeter, déverser ou laisser s'écouler dans les eaux mentionnées à l'article L. 431-3, directement ou indirectement, une ou des substances quelconques dont l'action ou les réactions ont détruit le poisson ou nuit à sa nutrition, sa reproduction ou sa valeur alimentaire, est puni de 2 ans d'emprisonnement et de 18 000 euros d'amende ».

• Article L. 432-3 :

« Lorsqu'ils sont de nature à détruire les frayères, les zones de croissance ou les zones d'alimentation ou de réserve de nourriture de la faune piscicole, l'installation ou l'aménagement d'ouvrages, ainsi que l'exécution de travaux dans le lit d'un cours d'eau sont soumis à autorisation. Le défaut d'autorisation est puni de 18 000 euros d'amende.

L'autorisation délivrée en application du présent article fixe des mesures compensatoires visant à remettre en état le milieu naturel aquatique ».

• Article L. 432-5 :

« Tout ouvrage à construire dans le lit d'un cours d'eau doit comporter des dispositifs maintenant dans ce lit un débit minimal garantissant en permanence la vie, la circulation et la reproduction des espèces qui peuplent les eaux au moment de l'installation de l'ouvrage ».

• Article L. 432-6 :

« Poissons migrateurs: tout ouvrage doit comporter des dispositifs assurant la circulation des poissons migrateurs. L'exploitant de l'ouvrage est tenu d'assurer le fonctionnement et l'entretien de ces dispositifs ».

• Article L. 432-8 :

« Le fait de ne pas respecter les dispositions des articles L. 432-5 et L. 432-6 est puni de 12 000 euros d'amende ».

« L'infraction peut être constatée par tout agent assermenté : agents de l'ONEMA (Office national de l'eau et des Milieux Aquatiques), policiers, gendarmes, ... Sur les chantiers, ce sont essentiellement les agents de l'ONEMA qui veillent au respect des mesures de protection et de conservation des milieux aquatiques et (ou) des milieux humides. »

De même, les arrêtés suivants sont très importants pour ce qui concerne la conservation des espèces animales et des milieux dont elles dépendent :

• arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 22 juillet 1993 fixant la liste des amphibiens et reptiles protégés sur l'ensemble du territoire. Il étend également la protection aux milieux de vie de ces espèces. (protection de nombreuses espèces de salamandres, tritons, crapauds, grenouilles, protection de la cistude d'Europe, de nombreuses espèces de couleuvres,...) ;

• aArrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 22 juillet 1993 fixant la liste des insectes protégés sur l'ensemble du territoire national (protection du grand dytique par exemple). Il étend également la protection aux milieux de vie de ces espèces ;

• arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 17 avril 1981 fixant la liste des mammifères protégés sur l'ensemble du territoire (exemple du castor ou de la loutre) ;

• arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 7 octobre 1992 fixant la liste des mollusques protégés sur l'ensemble du territoire métropolitain : protection des moules d'eau douce : margaritifera margaritifera, unio crassus).

Au niveau européen, des directives sont votées par l'Union et les plus marquantes concernant les milieux aquatiques sont les suivantes :

• directive oiseaux de 1979 fixant les modalités de conservation des populations avicoles ;

• directive habitats de 1992 fixant les modalités de préservations des habitats naturels d'intérêt communautaire ;

• directive cadre sur l'eau (DCE) de 2000 fixant à l'horizon 2015-2020 l'atteinte du « bon état écologique » des milieux aquatiques européens.

La directive habitats jette les bases d'un réseau européen de sites protégés où résident des espèces d'intérêt communautaire : Natura 2000. Ce réseau est à l'heure actuelle en train de se mettre en place dans toute l'Europe et une fois que toutes les procédures seront achevées, tout projet qui interférera avec un site Natura 2000 sera soumis à la rédaction d'une notice d'incidence Natura 2000 examinée par les services de l'Etat. La protection des milieux naturels aquatiques imposée par Natura 2000 est importante si bien qu'il est considéré que seule la santé humaine prime sur la conservation des espèces et des milieux naturels d'intérêt communautaire. Le lecteur voulant en savoir plus à propos du réseau Natura 2000 (zonages, état d'avancement des procédures, description des espèces et des espaces protégés...) pourra consulter le site internet des DIREN : http://www.ecologie.gouv.fr/article.php3?id_article=1294.

4.2 - Perturbations apportées par les ponts aux écosystèmes aquatiques

Les perturbations engendrées par le franchissement d'un écosystème aquatique par un pont peuvent être appréhendées et en partie corrigées ou compensées au stade de :

- la conception de l'ouvrage,
- la phase travaux,
- l'exploitation de l'ouvrage.

Pour chacun des trois stades précédemment cités, les perturbations et les mesures permettant de les corriger et de les compenser seront énumérées sous forme de fiches de cas avec des schémas explicatifs ainsi que des exemples et contre exemples concrets.

Précisons également que l'on traitera ici uniquement du cas des ouvrages de type portique ouvert ou viaduc, ne nécessitant pas d'autres travaux en lit mineur que les appuis (culées et piles) puisque les problématiques relatives aux petits ouvrages (buses, ouvrages préfabriqués) ont déjà été traitées dans le guide technique « assainissement routier » du Sétra (octobre 2006) auquel le lecteur est invité à se référer.

4.2.1 - Conception de l'ouvrage

C'est une phase déterminante dans la réalisation d'un ouvrage et elle ne doit pas être négligée. Elle est l'occasion de se livrer à une analyse de la sensibilité du milieu aquatique basée sur les paramètres suivants :

- taille du milieu aquatique qui sera franchi : largeur du lit mineur du cours d'eau, de son lit majeur, des annexes hydrauliques qui lui sont associées et avec lesquelles il entretient des relations d'interdépendance,
- valeur patrimoniale du milieu aquatique, du corridor biologique qui lui est associé et des annexes hydrauliques ; activités et usages qui lui sont associés.

Cette analyse devra s'appuyer sur les données fournies par les DDAF (Directions Départementales de l'Agriculture et de la Forêt), les DIREN (Directions Régionales de l'Environnement) et par les associations de protection de la nature ainsi que sur des relevés de terrain et des enquêtes. Un hydrogéologue peut également parfois être associé (en cas de captage d'eau potable à proximité par exemple).

À l'issue de cette phase préparatoire, on pourra décider du type d'ouvrage à construire. Ainsi, on pourra choisir d'implanter une pile dans le lit mineur ou non et de même, le choix entre un ouvrage barrant une

vallée avec des remblais, un viaduc de grande portée assurant une transparence quasi totale ou un ouvrage moins important assurant une transparence minimale pour la faune et (ou) les pêcheurs pourra être effectué. Il est essentiel de bien vérifier la compatibilité du choix de l'ouvrage et l'ensemble des enjeux identifiés, et en particulier des fonctions à rétablir. Ainsi, on évitera de mettre en œuvre un ouvrage de type « buse-arche » si l'on doit, en même temps que la fonction hydraulique, assurer le passage de piétons ou de pêcheurs le long du cours d'eau.



Partie 4 - Photo 1 : exemple d'incompatibilité ouvrage/passage pêcheurs (désordres hydrauliques engendrés par passage pêcheur rajouté à l'ouvrage) – Source : M. Gigleux (CETE de l'Est)

Dans ce choix intervient, en plus des critères purement dimensionnels, la notion « paysagère » et architecturale associée à tout ouvrage d'art.

Positionnement de l'ouvrage

Impacts

Parmi les enjeux environnementaux, il est nécessaire de porter une attention particulière à toutes les zones faisant l'objet d'un inventaire du patrimoine naturel ou de protections spécifiques : locales, départementales, régionales, nationales et européennes (ZNIEFF - Zones Naturelles d'Intérêt Ecologique Faunistique et Floristique, ZICO - Zone d'Importance pour la Conservation des Oiseaux, réserves naturelles, arrêté préfectoral de protection de biotope, site Natura 2000).

La traversée de sites naturels abritant des espèces protégées sera toujours délicate en raison d'une obligation « d'autorisation préalable » de déplacement des espèces protégées. L'installation d'un ouvrage dans/ou à proximité d'un site classé au titre de Natura 2000 fera peser des contraintes d'ordre technique et administratif sur le dossier et le chantier (justification argumentée du choix d'implantation de l'ouvrage, dossier d'incidence spécifique à produire, précautions spécifiques en phase chantier et exploitation).

Parmi les enjeux environnementaux liés aux cours d'eau, on retrouve fréquemment les captages d'alimentation en eau potable avec leurs périmètres de protection éloignée et rapprochée. Ces enjeux doivent être pris en compte dans le positionnement de l'ouvrage, car la mise en œuvre d'un ouvrage s'accompagne obligatoirement d'une phase chantier, de remblais plus ou moins importants qui peuvent présenter des impacts sur les ressources en eau (risques de pollution, risques d'impact sur les circulations d'eaux souterraines). Certaines réglementations à l'intérieur des périmètres de captage interdisent les remblais, d'autres tous travaux de terrassement ou toute construction susceptible de porter atteinte à la qualité des eaux.

Mesures

- Recenser ou faire recenser par des spécialistes les enjeux environnementaux des sites d'implantation retenus pour l'installation de l'ouvrage.
- Réaliser une carte des enjeux environnementaux et localiser les sites qui devront être évités ou protégés lors du chantier.
- Identifier, d'après les enjeux et la technique de construction de l'ouvrage, le positionnement « optimisé » des installations et des pistes de chantier.
- Éviter les sites les plus contraints et si cela n'est pas possible, argumenter le choix et rechercher des mesures de réduction-suppression des impacts et éventuellement de compensation.
- Vérifier que le choix est « possible », que la réglementation ou les demandes de compensation ne sont pas rédhibitoires pour le projet (achat d'une zone naturelle hors emprise, gestion d'un site privé, déplacements d'espèces protégées dans un autre site acquis par le maître d'ouvrage, ...).

Positionnement des piles et des culées

Impacts

La présence d'une pile dans le lit mineur va occasionner la suppression d'une certaine surface du fond du lit du cours d'eau. Du point de vue de l'écosystème, cet impact sera sensible si le milieu concerné présente une richesse « spécifique » (présence d'espèces animales ou végétales protégées) ou un enjeu piscicole fort (frayère).

En plus de cet impact d'emprise, il ne faut pas ignorer les modifications des conditions locales d'écoulement et donc la nature des habitats sous influence « hydraulique » de l'aménagement. La réduction de la section du lit mineur par l'aménagement d'une pile peut entraîner la mise en vitesse de l'écoulement des eaux et perturber la remontée du poisson vers ses lieux de reproduction ou de nourrissage, voire détruire une zone de croissance des alevins. L'important est de bien peser le pour et le contre. Par exemple, la mise

en place provisoire d'un batardeau en palplanches est une solution qui, si elle peut engendrer des désordres hydrauliques, permet, lors de la construction des appuis, d'éviter de polluer le cours d'eau par le coulis de béton. Au point de vue impact environnemental, celui-ci est négligeable (sauf si l'ouvrage est positionné sur une zone de frayère ou réduit de manière importante la section hydraulique) compte tenu du peu d'emprise qu'il représente et de l'absence de pollution générée par cet aménagement.

Si les culées viennent s'appuyer jusque sur la crête de la berge, elles risquent d'entraver la circulation des pêcheurs ou promeneurs, de la faune aquatique ou terrestre, en particulier de la loutre qui réclame pour ses déplacements des cheminements libres hors d'eau.

Mesures

- Identification des zones de frayère afin que le projet puisse les éviter.
- Conception de l'ouvrage avec comme objectif la transparence hydraulique et le remous minimum.
- Ré-aménagement de frayère afin de leur redonner leurs caractéristiques originelles.



Partie 4 - Photo 2 : battage de palplanches en retrait de la berge afin de maintenir une berge végétalisée « naturelle » et un cheminement libre le long de la rivière – Source : M. Gigueux (CETE de l'Est)



Partie 4 - Photo 3 : un ouvrage provisoire pour accéder à la pile du pont générera moins d'impact qu'un remblai partiel du lit mineur – Source : M. Gigueux (CETE de l'Est)

- Création d'une nouvelle frayère.
- Suivi de la fonctionnalité de la frayère suite à la mise en place du pont.
- Retrait des appuis afin de maintenir un cheminement libre le long des berges.

Présence de remblais en lit majeur

Impacts

La présence de remblais d'accès à l'ouvrage au droit d'une zone humide peut provoquer, outre la suppression de la surface sous les remblais, une modification des écoulements d'eau dans la zone humide qui occasionnerait un changement du degré d'hydromorphie des terrains (des zones seraient asséchées et d'autres s'engorgeraient). Les caractéristiques physiques de la zone humide pourraient être modifiées et des répercussions se feraient sentir sur la faune et la flore associées.

Si les remblais se situent dans une zone humide où sont présents des batraciens, ces derniers risquent d'être perturbés dans leurs déplacements et particulièrement lors de la période de reproduction où ils doivent aller pondre dans un point d'eau bien précis.

Les remblais risquent de provoquer la destruction d'une surface de ripisylve mais aussi rompre sa continuité.

Mesures

- Financement de la gestion d'un milieu naturel aquatique extérieur au projet (mesure compensatoire) par le maître d'ouvrage.
- Pose de remblais drainants afin de rétablir une partie des écoulements souterrains et de surface.
- Pose de traversées hydrauliques sous les remblais pour rétablir les écoulements préférentiels de surface.
- Suivi naturaliste de la qualité du milieu aquatique suite à la mise en place de l'ouvrage.
- Suivi des niveaux d'eau dans les zones humides.
- Mise en place de batrachoducs sous les remblais ou aménagement de mares de substitution pour les amphibiens.
- Réhabilitation des berges en amont et aval immédiat de l'ouvrage par des techniques végétales pour rétablir la continuité de la ripisylve, combattre l'érosion et augmenter le potentiel biologique du site.



Partie 4 - Photo 4 : le strict respect des emprises et la pose de traversées hydrauliques sous le remblai ont permis de sauvegarder une surface maximale de zone humide ainsi que son fonctionnement hydrologique — Source : D. Legleye (CETE de Lyon)

Gabarit de l'ouvrage

Impacts

La conception de l'ouvrage doit lui permettre de s'intégrer dans le paysage, mais elle doit aussi prendre en compte les fonctions qui devront être rétablies en plus de la fonction hydraulique.

Ainsi, la hauteur de l'ouverture sous-ouvrage doit être déterminée par la hauteur du tirant hydraulique nécessaire et par la hauteur minimale de l'ouverture pour rétablir les fonctions identifiées : passage piéton, cycliste, cavaliers, bétail, grande faune, chemins agricoles ou forestiers.

Mesures

- Prise en compte de l'ensemble des enjeux dans la conception de l'ouvrage, identification des fonctions à rétablir. Le gabarit de l'ouvrage est déterminé par la fonction hydraulique, le résultat est comparé avec les hauteurs minimales à respecter pour les circulations à rétablir (si nécessaire). La plus grande dimension (hydraulique-autres fonctions) sera retenue.

Les hauteurs indicatives à respecter sont données dans le tableau ci-contre.

- Aménagement de type banquette calée à la crue biennale pour le passage de la loutre.



Partie 4 - Figure 7 : représentation schématique de la hauteur libre sous ouvrage (par rapport aux cheminements aménagés) – Source : D. Legleye (CETE de Lyon)

Fonction à rétablir	Hauteur libre minimale
Petite faune *	0,70 m
Piétons, pêcheurs, bétail	2,00 m
Cyclistes	2,50 m
Chevreuil, sanglier, cavaliers **	3,50 m
Cerf, daim **	4,00 m
Agricole, forestier	4,60 m

Partie 4 - Tableau 1 : hauteurs à respecter dans les ouvrages selon la fonction à rétablir

* : guide technique « aménagement et mesures pour la petite faune ». Sétra, août 2005 (p 120)

** : guide technique « passages pour la grande faune ». Sétra, décembre 1993 (p 10)



Partie 4 - Photo 5 : à droite, les marches servent pour le passage de la loutre en période de hautes eaux ; à gauche, le boîtier vert contient un appareil photo infrarouge à thermoluminescence qui prend des photos de loutre automatiquement la nuit – Source : D. Legleye (CETE de Lyon)

Prise en compte des risques de pollution routière

Impacts

Altération de la qualité de l'eau et par conséquent départ des espèces faunistiques et floristiques les plus sensibles consécutivement aux rejets des eaux de plate forme (pollution chronique), contamination du milieu par les métaux.

Modification de l'équilibre physico-chimique des eaux suite aux apports de sel dans les milieux aquatiques lors des salages hivernaux.

Altération de la qualité des eaux pouvant être très aiguë lors d'une pollution accidentelle.

Mesures

- Collecte systématique des eaux de ruissellement sur l'ouvrage afin d'éviter tout rejet direct au milieu aquatique. Le niveau de traitement et le débit de rejet seront adaptés à la sensibilité du milieu aquatique récepteur.
- Mise en place d'un dispositif permanent de piégeage de la pollution accidentelle. À ce titre, la fermeture du tablier peut s'avérer être une solution. On notera qu'elle a pour but d'éviter l'écoulement direct des eaux de ruissellement et de limiter la projection d'eaux ou de polluants dans le milieu traversé. Il n'est pas nécessaire que cette couverture soit totalement étanche.



Partie 4 - Photo 6 : corniche-caniveau sur un pont, recueille et évacue les eaux de ruissellement de l'ouvrage vers un système de traitement adapté – Source : M. Gigeux (CETE de l'Est)

- Mise en place systématique de systèmes de maintien des véhicules sur la chaussée en cas d'accident (bordure béton, glissières, barrières de sécurité...).
- Élaboration d'une procédure d'intervention d'urgence en cas de pollution accidentelle.
- Suivi de la qualité du milieu aquatique suite à la construction du pont (analyses physico-chimiques et hydrobiologiques).

4.2.2 - Phase travaux

C'est cette phase qui présente le plus de danger pour le milieu naturel en raison des risques de pollution ou de destruction des milieux sensibles.

Atteinte à la faune locale

Perturbations

- Perturbation des déplacements de la faune piscicole.
- Perturbation des déplacements des batraciens et reptiles.
- Dérangement de la faune ripicole (vivant dans la ripisylve), avifaune essentiellement.
- Perturbation de la qualité de l'eau potable (turbidité, apport de matières en suspension).



Partie 4 - Photo 7 : exemple de perturbation d'un milieu aquatique en phase travaux : traversée à gué d'un ruisseau à truites par les engins de chantier – Source : M. Gigeux (CETE de l'Est)

Mesures

- Pêche de sauvegarde avant le début des travaux afin de protéger la population piscicole. À ce titre, une association avec l'ONEMA (Office national de l'eau et des Milieux Aquatiques), est souhaitable. Celle-ci pourra également être poursuivie pendant toute la durée des travaux pour la surveillance environnementale, en partenariat avec le responsable environnement du chantier.
- Phasage des travaux en fonction des périodes de reproduction des espèces patrimoniales présentes sur le site : éviter la période novembre-mars pour les salmonidés et le printemps pour les cyprinidés, batraciens et oiseaux.
- Mise en place de passages pour batraciens, de mares de substitution pour protéger les amphibiens ou déplacement des populations concernées vers des biotopes équivalents.
- Élaboration, lors de la rédaction du DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) et en collaboration avec la DDAF, d'une notice environnementale pour limiter les dérangements infligés à la faune et imposer le strict respect des emprises. En phase chantier, l'entreprise

rédige un PAE (Plan d'Assurance Environnement) sur la base de cette notice. Le contrôleur vérifie la bonne application des mesures listées dans le PAE.

Atteinte à la flore locale

Perturbations

- Suppression d'une station d'une plante protégée.
- Intrusion d'espèces végétales invasives par le biais des remblais (ambroisie, renouée du Japon...) ou exportation d'espèces invasives vers d'autres milieux par les déblais.

Mesures

- Recensement puis déplacement de tous les pieds sur une station similaire.
- Surveillance du phénomène de colonisation par les indésirables et arrachage si nécessaire. Pour une bonne mise en œuvre, cette mesure sera intégrée au PAE du chantier. La surveillance de la colonisation par les espèces indésirables devra également être poursuivie tout au long de la phase exploitation de l'ouvrage.



Partie 4 - Photo 8 : préservation de la ripisylve sous l'ouvrage
— Source : M. Gigeux (CETE de l'Est)



Partie 4 - Photo 9 : berges de la Moselle envahies par la renouée du Japon, dans les Vosges — Source : M. Gigeux (CETE de l'Est)



Partie 4 - Photo 10 : perturbation en phase travaux : entraînement de matières en suspension d'un chantier routier dans un plan d'eau
— Source : M. Gigeux (CETE de l'Est)

Atteinte à la qualité des habitats

Perturbations

- Colmatage des habitats aquatiques et plus particulièrement des frayères suite au relargage de fines (cf. Partie 4 - Photo 10).

Mesures

- Mise en place de dispositifs permettant de capter les fines avant leur relargage dans le milieu aquatique (fossé de collecte, bassin de rétention, filtre à paille...) (cf. Partie 4 - Photo 11).

Risque de pollution

Perturbations

- Pollution organique chronique par les rejets des engins et installations de chantier.
- Pollution accidentelle par hydrocarbures ou produit chimique.

Mesures

- Mise en place de dispositif de récupération ou de traitement des effluents des engins et installations de chantier.
- Élaboration, lors de la rédaction du DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) et en collaboration avec la DDAF, d'une notice environnementale pour limiter tout risque de pollution (stockage des produits) et création d'une procédure d'intervention en cas d'urgence (kits antipollution, intervention des services spécialisés). En phase chantier, l'entreprise rédige le PAE sur la base de cette notice. Le contrôleur vérifie la bonne application des mesures listées dans le PAE.



Partie 4 - Photo 11 : filtre à paille à l'exutoire d'un fossé permettant de retenir une partie des fines avant rejet au milieu récepteur

— Source : D. Legleye (CETE de Lyon)



Partie 4 - Photo 12 : mini station d'épuration des eaux usées (boues activées) pour traiter les effluents d'une aire de vie sur un chantier

— Source : D. Legleye (CETE de Lyon)



Partie 4 - Photo 13 : bassin de stockage des eaux de rinçage des toupies de béton

— Source : M. Gigueux (CETE de l'Est)

4.2.3 - Phase exploitation

Pollution liée à l'entretien de l'ouvrage

Perturbations

- Apport de polluants (amiante, métaux lourds, solvants...) au milieu aquatique suite à des opérations de nettoyage, décapage, peinture, étanchéité, sablage... On notera que l'amiante n'est plus utilisée actuellement. Si de l'amiante est présente sur les chantiers, principalement les chantiers de rénovation, elle doit être traitée avec un équipement adapté et les rejets au milieu naturel évités. L'amiante ne paraît pas à première vue, constituer un enjeu environnemental du fait de la réglementation la concernant.

Mesures

- Réalisation d'une étude préalable à la remise en peinture selon les préconisations du fascicule n° 56 du CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales).
- Respecter les bonnes pratiques lors des travaux : mise en place d'un platelage jointif provisoire sous l'ouvrage et recouvert d'une géomembrane (cf. Partie 4 - Photo 14), confinement des zones de travail à l'aide de bâches (cf. Partie 4 - Photo 15), récupération de tous les déchets, interception de tous les ruissellements susceptibles d'atteindre le cours d'eau.
- Élaboration d'une notice environnementale décrivant les modalités de récupération des déchets de sablage (rédigée conjointement avec la DDAF) (cf. Partie 4 - Photos 14 et 15).

Érosion des berges et affouillement des piles suite à la mise en place du pont

Perturbations

- L'implantation d'une pile dans le lit mineur crée un

point dur qui peut déclencher une érosion régressive susceptible d'affecter les berges. De même, si les culées du pont plongent jusque dans le lit mineur, le linéaire de berge situé immédiatement en amont et en aval peut s'éroder.

- Un affouillement des piles peut se produire et, à terme, mettre en péril la stabilité de l'ouvrage.

Mesures

- Les berges érodées devront être restaurées de préférence à l'aide de techniques douces (génie végétal). Les techniques mixtes (type pied de berge enroché et haut de berge végétalisé) pourront également être utilisées si les contraintes hydrodynamiques l'imposent. In fine, on essaiera tant que possible d'éviter d'avoir recours aux techniques minérales exclusives qui sont traumatisantes pour la biodiversité aquatique. On notera que l'utilisation de palplanches doit être limitée aux cas les plus contraignants. Dans la mesure du possible, les palplanches doivent être battues en retrait des berges afin de favoriser la reconstitution de berges « naturelles ». Elles peuvent par contre être utilisées pour la protection de piles en rivières car elles n'y prennent pas la place de berges naturelles.
- Surveillance des phénomènes d'affouillement des piles par bathymétrie et enrochement des fosses d'érosion.

Risque de pollution

Perturbations

- Pollution accidentelle par hydrocarbures ou produits chimiques.

Mesures

- Mise en place de dispositifs de récupération et de traitement des eaux de chaussée.
- Élaboration d'une procédure d'intervention d'urgence.



Partie 4 - Photo 14 : mise en place d'un platelage jointif – Source : M. Le Moine (DDE de l'Eure)



Partie 4 - Photo 15 : confinement des zones de travail – Source : M. Le Moine (DDE de l'Eure)



Partie 5



Navigation fluviale et ponts

Dans ce chapitre sont abordées les spécificités de la conception d'un pont enjambant une voie navigable, c'est-à-dire classée dans le DPFN (Domaine Public Fluvial Navigable). Cette voie peut être soit un cours d'eau (rivière, fleuve), soit un canal, et par là-même ce chapitre se distingue donc des autres qui abordent principalement le cas des ponts enjambant des rivières et fleuves.

Une première partie est consacrée à la définition de certaines notions liées à la navigation, qui aboutit à la deuxième partie résumant l'influence de la présence d'un pont sur la navigation. Enfin, la troisième partie présente l'influence de la présence de navigation sur la conception du pont.

Remarques relatives aux autres voies naviguées :

Cas des voies naviguées non DPFN

Certains fleuves et rivières, bien que ne faisant pas partie du DPFN, sont en fait utilisés pour la navigation des canoës, kayaks, et autres embarcations de loisirs (la Loire est un exemple connu). Ce peut-être le cas de rivières domaniales (DPF) ou non (déclassées ou n'ayant jamais été domaniales). Ces rivières ne sont pas directement traitées dans ce chapitre consacré aux voies navigables, à vocation commerciale à l'origine.

Cependant, la présence de ces embarcations doit être reconnue par le projet de pont, car elle peut influencer certaines dispositions constructives. Si la rivière est utilisée, elle peut l'être par différents types de bateaux : uniquement canoës, kayaks ou barques, ou des bateaux plus importants permettant par exemple des petites croisières familiales (« pénichettes »).

Dans le premier cas, la rivière peut accueillir plusieurs niveaux de pratiquants (débutants à sportifs), faire partie d'un circuit touristique balisé ou non... À noter que la loi sur l'eau de 1992 précise que la navigation d'engins nautiques de loisirs non motorisés doit être libre sur toutes les rivières (domaniales ou non) qui ne font pas l'objet d'un schéma d'aménagement et de gestion approuvé (cas général, art L. 214-12 du Code de l'environnement). Ce schéma, ou un arrêté du préfet, peut réglementer la navigation. Le projeteur peut se rapprocher de la fédération française de canoë-kayak et de ses comités régionaux et départementaux pour obtenir renseignements et recommandations. Les principales contraintes sont :

- la présence, position ou conception de piles induisant des courants dangereux (entraînant vers les berges ou les piles elles-mêmes) : le courant principal doit se trouver au milieu de la passe ;
- la hauteur sous l'intrados (minimum 1,5 m au-dessus de la cote haute en cas de marnage) ;
- la visibilité et/ou signalisation des piles et culées ;
- abolir les éléments en saillie dangereux tant dans

la partie émergée que dans la partie immergée (par exemple boulons, restes de palplanches du batardeau de construction, armatures de béton armé...).

Dans le deuxième cas, il s'agit vraisemblablement d'une ancienne voie navigable, restée dans le domaine public fluvial (mais non navigable). Son propriétaire ou son gestionnaire (État ou collectivité territoriale) aura voulu développer le tourisme sur cette voie, et l'aura réouverte à la navigation en remettant par exemple en service les ouvrages de navigation (écluses...). Le projeteur pourra s'adresser à ce gestionnaire pour connaître les contraintes liées à cette navigation sous le pont (gabarit, visibilité...). Des exemples connus sont le Lot, la Baïse...

Cas des estuaires

Outre les contraintes liées à l'hydraulique, à la salinité et aux écosystèmes particuliers (qui sont évoqués dans les autres chapitres), les estuaires et embouchures de fleuves peuvent supporter de la navigation fluvio-maritime voire maritime. Dans ce cas, les dimensions des bateaux décrites ci-après ne s'appliquent pas, les navires étant souvent de dimensions bien plus grandes (jusqu'à 40 m de large et 400 m de longueur). Nous recommandons alors au projeteur de consulter les ports situés sur l'estuaire, afin de connaître la nature de leur trafic, son évolution probable, et leurs contraintes en général, tant en phase chantier qu'en phase définitive.

5.1 - Notions sur la navigation

5.1.1 - Gabarits

Il existe en France plusieurs types de bateaux, qui historiquement se sont adaptés aux gabarits des voies existantes. Par conséquent, on classe les voies selon les dimensions du plus grand bateau pouvant y naviguer.

Deux classifications sont utilisées en France : la classification française, issue de la circulaire ministérielle (équipement) n°76-38 de 1976⁽³³⁾ et la classification européenne, dite CEMT, issue de la conférence européenne des ministres des transports relative aux voies navigables de 1992⁽³⁴⁾. De plus en plus, c'est à cette dernière qu'il est fait référence, notamment parce qu'elle prend en compte des

(33) Circulaire 76-38 du 1er Mars 1976 relative aux caractéristiques des voies navigables, modifiée par la circulaire 95-86 du 6 novembre 1995, disponibles sur le site du Cetmef www.cetmef.equipement.gouv.fr (rubrique « projets », ouvrages et équipements « documents utiles pour les ouvrages de navigation intérieure »)

(34) Résolution CEMT 92/2 relative à la nouvelle classification des voies navigables, 1992, disponible au <http://www1.occéderom.org/cem/resoll/waterway/wat922f.pdf>

gabarits de bateaux beaucoup plus grands qui se sont développés plus récemment.

Classification française : circulaire 76-38 modifiée par la circulaire 95-86

Il existe 7 classes numérotées de 0 à VI (voir le tableau 1 ci-dessous).

Les classes 0 et I sont dites « petit gabarit », la classe II correspond aux dimensions d'un type de bateau belge, qui circule encore beaucoup en Belgique et dans le nord de la France, la classe III est très spécifique au canal du Nord (« gabarit moyen »), les classes IV à VI correspondent au « grand gabarit ». On distingue aussi les automoteurs (bateaux incorporant le système de propulsion), dont les dimensions atteignent la classe IV, des convois poussés (composés d'un pousseur contenant le système de propulsion et d'une ou plusieurs barges) à partir de la classe IV. Les « péniches » sont une autre appellation des automoteurs Freycinet.

Classification CEMT

Elle définit 10 classes de bateaux, numérotées de I à VII (avec sous classes).

Le tableau 2 ci-dessous donne uniquement les classes correspondant aux bateaux susceptibles de naviguer en France.

À partir de ces classes de bateaux, sont définies des caractéristiques dimensionnelles minimales des chenaux et ouvrages des voies navigables. Les différents termes utilisés sont explicités dans la Partie 5 - Figure 1 ci-après.

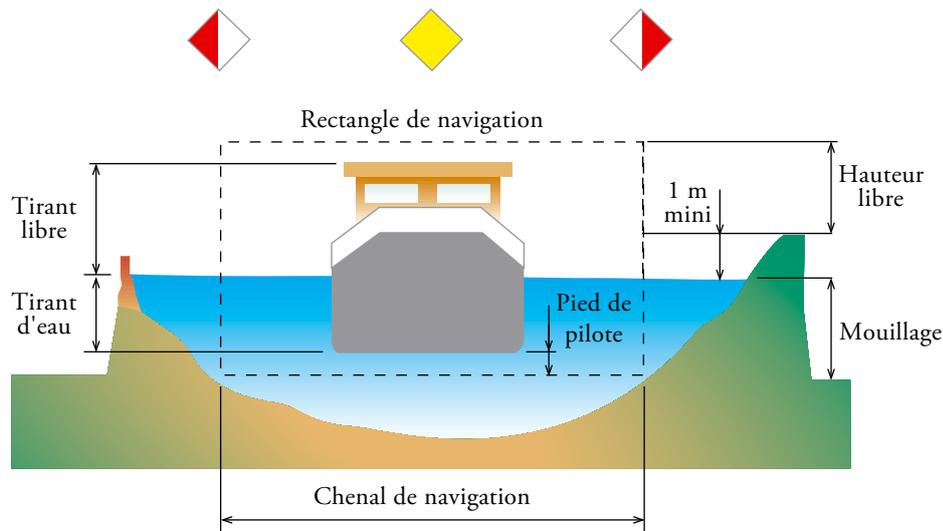
Les chemins de service (« chemins de halage ») ne sont pas indiqués sur la Partie 5 - Figure 1. Ils doivent cependant être présents tout le long d'un côté de la voie navigable, et donc en particulier ne pas être interrompus par le pont. Souvent, un autre chemin de l'autre côté est présent, appelé « chemin de contre-halage ».

Classe	Port en lourd (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)	Commentaire
0	50 à 250	-	-	-	Par exemple Canal du Midi
I	250 à 400	38,5	5,05	2,2 ou 2,5	Gabarit Freycinet
II	400 à 650	50	6,6	2,5	Gabarit Campinois
III	650 à 1000	90	5,7	2,2 ou 2,5	Gabarit Canal du nord
IV	1000 à 1500	105	11,4	2,5 ou 3,0	Pousseur + 1 barge
V	1500 à 3000	180	11,4	2,5	Pousseur + 2 barges en flèche
VI	3000 à 5000	180	11,4	3	

Partie 5 - Tableau 1

Classe	Tonnage (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)	Equivalent classe française
I	250 à 400	38,5	5,05	1,8 à 2,2	I
II	400 à 650	50 à 55	6,6	2,5	II
Va	1600 à 3000	95 à 110	11,4	2,5 à 4,5	IV
Vb	3200 à 6000	172 à 185	11,4	2,5 à 4,5	V et VI

Partie 5 - Tableau 2



Partie 5 - Figure 1 : définition des dimensions du bateau et de la voie navigable – Source : petit guide de la voie d'eau (VNF)

Les dimensions de la voie navigable sont déterminées à partir de considérations de sécurité et de confort de la navigation ainsi que d'économie de construction et d'entretien de la voie. Ainsi sont pris en compte plusieurs facteurs dont la vitesse du bateau, sa manœuvrabilité, la position du poste de conduite, ainsi que la vitesse du courant et du vent dominant.

Les différentes dimensions définies par la circulaire 76-38 modifiée par la circulaire 95-86 sont :

- longueur utile, largeur utile et mouillage des écluses,
- largeur, hauteur libre et hauteur au-dessus du plan d'eau des chemins de services,
- caractéristiques de la section mouillée : surface, largeur au plafond (selon pente des berges), mouillage,
- caractéristiques du rectangle de navigation : largeur et profondeur,

et surtout pour ce qui nous intéresse :

- hauteur libre et ouverture libre des ponts,
- rayon des courbes et surlargeurs associées (dont l'ouverture libre des ponts doit tenir compte).

Ces dimensions ont été déterminées par optimisation économique des caractéristiques nécessaires pour la sécurité et le confort de la navigation, et sont donc considérées comme des minima à respecter. Toute dérogation doit être justifiée en particulier auprès des professionnels de la batellerie, et même, si c'est possible, à partir de simulations de navigation, numériques et/ou physiques. Cependant, la géométrie même des bateaux définit des minima absolus :

- Hauteur libre = tirant d'air + 30 cm (dus aux mouvements du plan d'eau)

- Mouillage = tirant d'eau + 50 cm pour le petit gabarit, tirant d'eau + 1 m pour le grand gabarit (pied de pilote + mouvements du plan d'eau + sédimentation)

La circulaire précise également les conditions de passage d'une section à une autre section de dimensions différentes.

La circulaire 76-38 énonce ensuite la classe attribuée à chaque voie navigable française. Ainsi, même si une voie présente des sections ne respectant pas les dimensions associées à sa classe (pour des raisons historiques), les transformations d'ouvrages ou les nouveaux ouvrages devront les respecter.

5.1.2 - Administration des voies navigables

Les voies navigables françaises font partie du domaine public fluvial navigable, et sont gérées par différentes entités administratives. Il peut s'agir de Voies Navigables de France (qui gère environ 90 % du réseau), de la Compagnie Nationale du Rhône (qui gère le Rhône), de collectivités territoriales (par exemple la région Bretagne est propriétaire et gère le canal de Nantes à Brest), ou de l'État directement (Sèvre Niortaise par exemple). Lorsqu'il s'agit de voies gérées par VNF ou l'État, c'est le Service Navigation ou la Direction Départementale de l'Équipement aussi qui est l'interlocuteur local.

Nous invitons le projeteur à se rapprocher du gestionnaire local de la voie pour connaître au mieux les contraintes dues à la navigation et éventuellement à les associer au projet le plus tôt possible.

5.1.3 - Vitesses et courants

Dans ce paragraphe ne sont pas traités les courants dus à la rivière, qui sont traités largement dans d'autres parties. Cependant, la circulation d'un bateau s'accompagne de différents phénomènes physiques qui d'une part vont engendrer des perturbations du plan d'eau, et d'autre part vont limiter la vitesse maximale que pourra atteindre le bateau. Ces phénomènes sont bien décrits dans la littérature, et le lecteur pourra trouver une bonne synthèse dans le rapport du CETMEF⁽³⁵⁾.

Ces mouvements d'eau créés par la navigation proviennent du déplacement même du bateau. L'ensemble des phénomènes est regroupé sous le terme de batillage, qui se décompose en plusieurs types de mouvements d'eau.

En effet, le bateau pour avancer doit déplacer un volume d'eau. Ce volume, d'abord poussé vers l'avant mais ne pouvant s'y accumuler, revient vers l'arrière du bateau en créant ce qu'on appelle le courant de retour, considéré comme étant l'une des sollicitations les plus dommageables pour les berges et le fond des canaux. Cette accélération locale de l'eau provoque un abaissement brusque du plan d'eau au niveau du bateau, tandis que le volume poussé forme le bourrelet de proue. Des ondes secondaires sont ensuite créées à l'arrière du bateau, souvent appelées ondes de batillage. Enfin, le bateau se déplace grâce à une ou plusieurs hélices, qui elles aussi créent un courant, c'est le jet d'hélice.

Les photos et figures ci-contre illustrent ces phénomènes.

Un bateau provoque donc quatre grands types de mouvements d'eau :

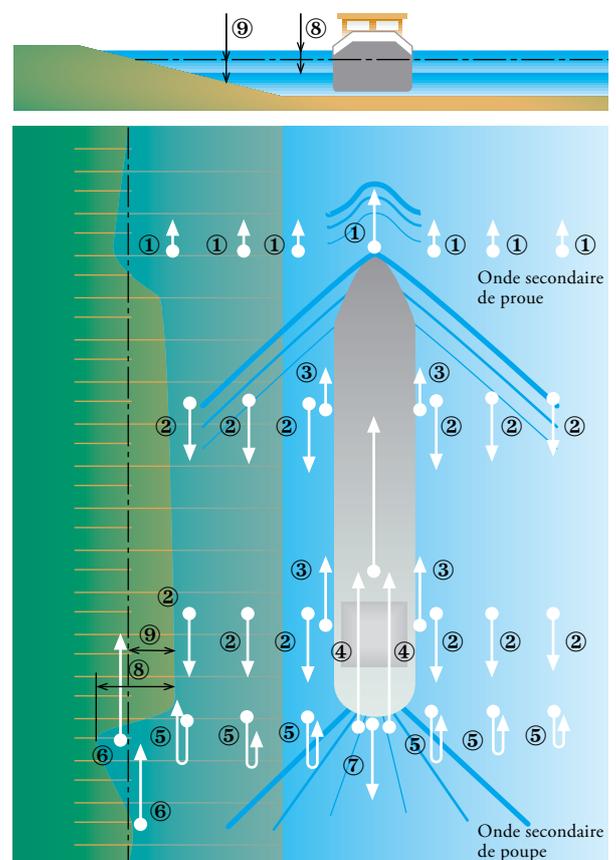
- le courant de retour,
- l'abaissement du plan d'eau,
- le batillage,
- le jet d'hélice.

La suite donne des méthodes simples d'évaluation de ces phénomènes, dont il faudra tenir compte dans la conception du pont, puisqu'ils peuvent augmenter les courants et sollicitations sur le pont ainsi que sur le fond et les berges (érosion). Si les estimations auxquelles aboutit le concepteur paraissent trop farfelues (valeurs trop importantes d'affouillement...), un recours à des méthodes plus précises, voire à de la modélisation physique ou numérique, peut s'avérer utile.

(35) Sollicitations hydrodynamiques du talus sous fluvial des berges – Étude bibliographique, notice CETMEF STC.VN n°87-2, octobre 1987.



Partie 5 - Photo 1 : mouvements du plan d'eau au passage d'un bateau – Source : CETMEF



- ① Bourrelet de proue
- ② Courant de retour
- ③ Vitesse de la couche limite
- ④ Appel de débit derrière le bateau
- ⑤ Zone où les directions de vitesses varient beaucoup entre fond et surface
- ⑥ Creux d'appel de débit
- ⑦ Jet d'hélice
- ⑧ Onde transversale de poupe
- ⑨ Abaissement du plan d'eau

Partie 5 - Figure 2 : phénomènes hydrauliques au passage d'un bateau dans une voie navigable – Source : CETMEF

Courant de retour et abaissement du plan d'eau

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour évaluer ces phénomènes. La plus utilisée est la méthode des énergies, dite méthode de Schijf⁽³⁶⁾.

Un abaque est constitué (cf. Partie 5 - Figure 3) à partir des équations de continuité et de l'équation de Bernoulli, et en adoptant les hypothèses d'assiette nulle du bateau, d'une répartition uniforme du courant de retour sur la section et de frottements négligeables sur la coque et le fond.

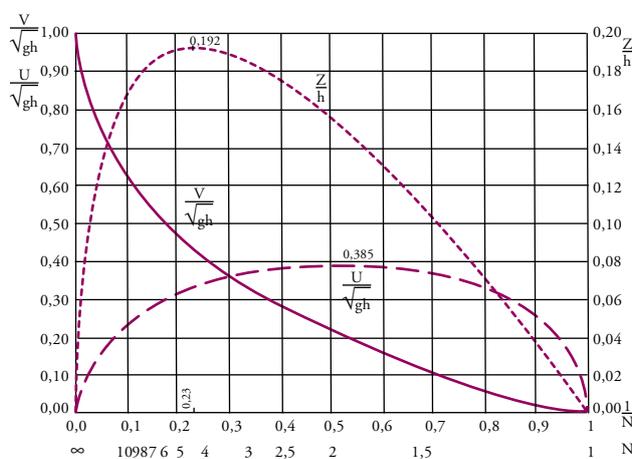
Celui-ci donne en fonction du paramètre N, défini ci-après, la vitesse limite du bateau, l'abaissement du plan d'eau et la vitesse du courant de retour. N est le rapport de la section transversale droite du canal (pour un canal rectangulaire il s'agit de la largeur du canal multipliée par sa profondeur) à la section transversale droite mouillée du bateau (pour un bateau rectangulaire il s'agit de la largeur multipliée par son tirant d'eau ; elle est appelée aussi maître-couple).

Cet abaque a été vérifié sur modèles réduits et correspondant au domaine de validité suivant :

2 < largeur de la voie à la flottaison / largeur du bateau < 12.

Une autre méthode utilisée est celle développée par la CNR (Compagnie Nationale du Rhône), qui prend en compte les équations de conservation de masse et de quantité de mouvement ainsi que les frottements. Une résolution manuelle est alors impossible, mais le logiciel DELHBAT de la CNR. peut être utilisé. Cette méthode est évidemment meilleure que celle de Schijf, puisqu'elle repose sur moins d'hypothèses réductrices, et a le même domaine de validité. De plus, il existe des corrections pour tenir compte de l'excentricité de la trajectoire du bateau.

(36) Rapport, Ph. Jansen et J.B. Schijf, S. I. C. 1, 18^{ème} congrès AIPCN, Rome, 1953.



Partie 5 - Figure 3 : abaque de Schijf – Source : CETMEF

Batillage

Dans le langage courant, ce sont en fait les ondes secondaires créées par le passage du bateau, et se dirigeant du bateau vers les berges. Elles ont été peu étudiées en fluvial, mais Havelock⁽³⁷⁾ a déterminé la formule suivante à partir de la théorie de Kelvin :

$$H = a_1 \cdot h \cdot (D/h)^{-1/3} \cdot (V/\sqrt{gh})^4$$

Avec :

H = hauteur des vagues secondaires (m)

a_1 = coefficient correcteur (égal à 1 pour des convois chargés, inférieur sinon)

h = hauteur d'eau dans le canal (m)

V = vitesse du bateau (m/s)

D = distance de la vague au bateau (m)

g = 9,81 m/s²

À titre d'exemple, pour un convoi chargé enfoncé à 3 m navigant à 7 km/h sur un canal profond de 4 m et passant à 5 m de la berge, la hauteur des vagues secondaires atteignant la berge est de 3,5 cm.

Jet d'hélice

Ce thème a été l'objet de peu de recherches. Une publication du STCPMVN (Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables, devenu CETMEF depuis) de 1985 reprend les principaux résultats⁽³⁸⁾, et recommande surtout les méthodes exposées par Blaauw et Van de Kaa⁽³⁹⁾. La méthode de calcul des sollicitations, exposée en annexe, permet, à partir du type d'hélice et de sa puissance, de calculer le diamètre des enrochements de protection du fond et des berges. Cependant, les effets des jets d'hélice ne sont prépondérants que dans des zones de manœuvres, où le pilote utilise toute la puissance de ses moteurs : sortie d'ouvrage, zone de virement...

5.1.4 - Vitesse réglementaire

Comme indiqué plus haut, il existe une vitesse limite à l'avancement d'un bateau, fonction du bateau et de la section du canal. En pratique, la vitesse possible d'un bateau est d'environ 85 % de cette vitesse limite (au-delà, l'augmentation de la puissance nécessaire à l'augmentation de la vitesse est trop grande).

(37) Ship waves and the stability of armour layers protecting slopes, H.J. Verhey et M.P. Bogaerts, publication n°428, Laboratoire Hydraulique de Delft, présentée au 9^{ème} congrès international « Harbour International Congress », Anvers, Belgique, juin 1989, disponible au www.wldelft.nl

(38) Effets érosifs des jets d'hélice de bateaux sur les fonds et les talus des voies navigables, notice Cetmef ER.VN n°85.1, novembre 1985

(39) Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw race of manœuvring ships, H.G. Blaauw et E.J. Van de Kaa, publication n°202, Laboratoire Hydraulique de Delft, 1978

De plus, pour des raisons de sécurité de la navigation et de conservation des berges, la vitesse des bateaux est limitée voie par voie, un peu comme sur les routes... C'est « l'avis à la batellerie n°1 », édité par VNF par bassin ou voie annuellement qui donne cette vitesse limite. À titre d'indication, la vitesse limite sur la plupart des canaux à gabarit Freycinet est de 6 km/h, tandis qu'elle est de 18 km/h sur la Seine aval (à l'aval de Paris).

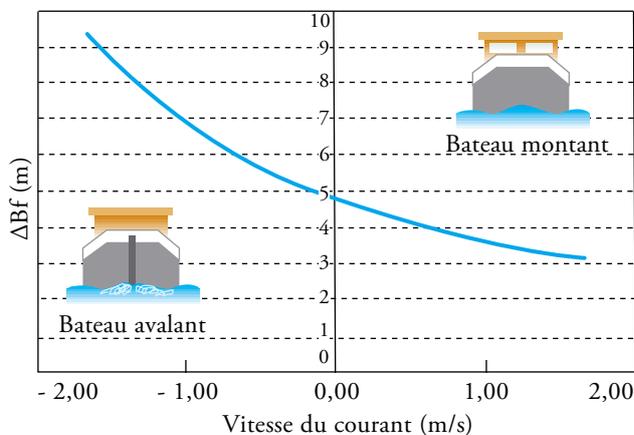
5.1.5 - Ouvrages de navigation

Des ouvrages spécifiques à la navigation sont nécessaires sur la voie navigable. Il s'agit des écluses, barrages ou seuils, tunnels-canaux, ponts-canaux. Ces ouvrages induisent eux-mêmes des contraintes sur la navigation : modification ou création de courants (barrages, seuils), limitation de vitesse (écluses, ponts-canaux et tunnels-canaux), trajectoires imposées et/ou difficiles.

5.1.6 - Notion de manœuvrabilité

Cette notion est évidemment difficilement quantifiable. C'est la capacité d'un bateau à choisir sa direction d'avancement, et à ne pas subir les phénomènes hydrauliques présents autour de lui (courant de la rivière, remous, vagues...). En effet, un bateau, même en ligne droite, navigue dans une certaine bande plus ou moins large selon les conditions de courants et de vent et ses propres réponses à ces sollicitations extérieures. Ce phénomène est appelé louvoisement.

Le phénomène principal qui conditionne la manœuvrabilité d'un bateau est la différence de vitesse entre le bateau et le courant. Plus cette différence est grande, plus le bateau sera manœuvrable. Ainsi, un bateau avalant (allant vers l'aval) aura moins d'aisance à changer de cap qu'un bateau montant (allant vers l'amont).



Partie 5 - Figure 4 : évolution de la largeur de la zone de manœuvre avec le courant – Source : CETMEF

Plusieurs études ont tenté de définir la « zone de manœuvre » en ligne droite d'un bateau. Il s'agit de la zone dans laquelle un bateau peut corriger de petites embardées. Cette zone varie selon les auteurs de 1,6 à 3 fois la largeur du bateau, et varie selon la vitesse du bateau, le système de pilotage et son temps de réponse, du vent, des courants, de l'élan du bateau (le rapport entre sa longueur et sa largeur), de la forme de sa coque, et bien-sûr du pilote.

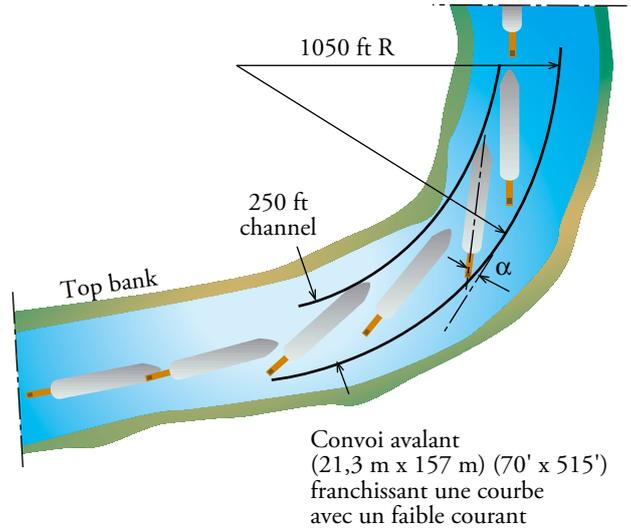
La Partie 5 - Figure 4 montre la variation de la largeur de cette zone de manœuvre ΔB_f en fonction de la vitesse du courant pour un convoi de 185 m x 11,4 m x 2,5 m navigant entre 12 et 14 km/h⁽⁴⁰⁾ (et issu de mesures en nature). Elle montre clairement que la bande balayée par le bateau est plus importante pour un bateau avalant que montant, et qu'elle augmente quand la différence de vitesse entre bateau et courant diminue (dans la Partie 5 - Figure 4, le signe négatif de la vitesse est une convention d'écriture qui indique que la vitesse relative du bateau à l'eau est obtenue par soustraction de la vitesse du courant à la vitesse du bateau).

À cette zone de manœuvre s'ajoute une surlargeur en courbe correspondant à la zone balayée par le bateau en cours de virement. En supposant que le bateau reste tangent à sa trajectoire en point situé au milieu de sa longueur, cette surlargeur est géométriquement égale à $L^2/8R$ où L est la longueur du bateau et R le rayon de la courbe décrite par le bateau. En réalité, le bateau « glisse » sur sa trajectoire ; il existe donc en plus une dérive, c'est-à-dire l'angle que fait le bateau avec sa trajectoire, qui augmente d'autant la bande balayée par le bateau. Cette dérive est proportionnelle à la vitesse du bateau et inversement proportionnelle au rayon de la trajectoire, mais dépend d'autres facteurs (notamment le vent). Souvent la prise en compte de la dérive conduit à considérer que le point de tangence du bateau avec sa trajectoire n'est plus au milieu du bateau, mais décalé vers l'arrière. Plusieurs auteurs conseillent de situer ce point à une distance égale à $\sqrt{2}/2 \cdot L$ de la proue du bateau, ce qui donne une surlargeur de $L^2/4R$. La surlargeur doit être doublée pour les chenaux à double sens de circulation. C'est ce raisonnement qui a guidé les auteurs de la circulaire 76-38, et les valeurs de surlargeur données sont calculées ainsi.

(40) *Fahrdynamik von Binnenschiffen*, Verein für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen e.V., novembre 1992

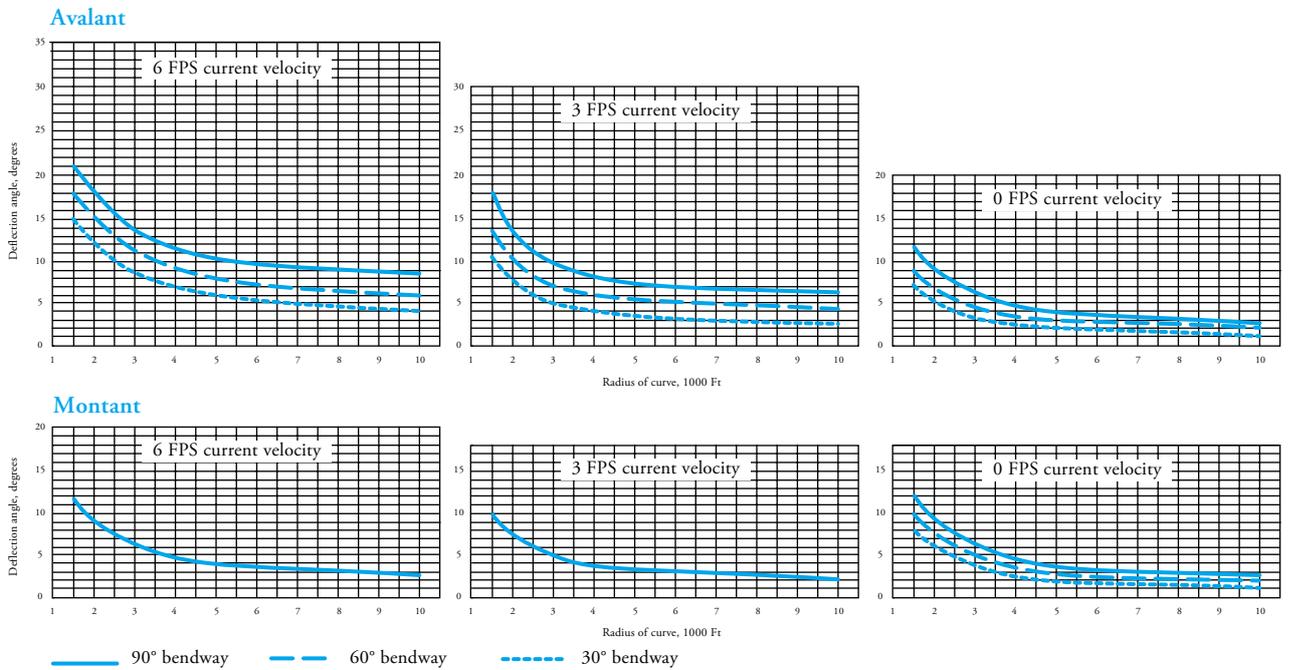
Des mesures en nature allemandes ainsi que des tests sur modèle de l'US Army Corps of Engineers ont tenté de définir les zones de manœuvre en courbe. Ils montrent d'une part que la zone balayée ainsi que l'angle de dérive sont plus importants pour des bateaux avalants, et d'autre part que la zone où le bateau est le plus en travers de sa trajectoire est située en entrée, en sortie et au milieu de la courbe (bateau montant et avalant)^{(41), (42)}.

Par exemple, pour les convois grand gabarit (11,4 m x 185 m), on peut se rapprocher des convois nord américains mesurant 10,6 m x 208 m (35 pieds x 685 pieds). Des tests sur modèles avec des convois poussés ayant la puissance minimum montrent que, pour ce type de convois, l'angle de dérive dans une courbe de rayon extérieur 974 m (3 000 pieds) est de 10,2°, et que la largeur de la bande balayée est alors de 47,5 m (156 pieds) (pour une vitesse de courant de 0,91 m/s, soit 3 pieds/s). La figure 6 montre les abaques obtenus avec ce modèle pour ce type de bateau pour différentes vitesses de courant et différentes longueurs de courbes (angle de l'arc de 30, 60 et 90°).



Partie 5 - Figure 5 : positions d'un convoi avalant dans une courbe
 — Source : tiré de *Inland navigation and canalization*, M. S. Petersen, USACE Engineer Pamphlet n°EP-1110-2-14, 1997, disponible d'après *Layout and design of shallow draft waterways*, USACE Engineer Manual n°EM-1110-2-1611, 1980

(41) *Layout and design of shallow draft waterways*, USACE Engineer Manual n°EM-1110-2-1611, 1980, disponible sur www.usace.army.mil/publications/
 (42) *Inland navigation and canalization*, M. S. Petersen, USACE Engineer Pamphlet n°EP-1110-2-14, 1997, disponible sur www.usace.army.mil/publications/



Partie 5 - Figure 6 : angle de dérive pour des convois poussés dans des courbes uniformes — Source : tiré de *Inland navigation and canalization*, M. S. Petersen, USACE Engineer Pamphlet n°EP-1110-2-14, 1997, disponible d'après *Layout and design of shallow draft waterways*, USACE Engineer Manual n°EM-1110-2-1611, 1981

5.2 - Incidence du pont sur la navigation

Le pont provoque en général une section singulière sur le parcours d'un bateau parce qu'il réduit souvent les distances entre bateau et berges et amène une hauteur libre limitée.

Les principales conséquences possibles de la présence d'un pont enjambant une voie navigable sont :

- réduction de la hauteur libre,
- réduction de la largeur de la voie navigable,
- réduction de la largeur du chenal,
- augmentation ou déviation des courants,
- modification de la trajectoire imposée au bateau,
- présence d'un alternat,
- réduction de la visibilité,
- risque de choc sur pile.

Rappelons que le pont ne doit en aucun cas réduire le rectangle de navigation.

En général, l'incidence du pont sera différente selon que la voie navigable est une rivière ou un canal :

- dans le cas d'un canal, il est souvent aisé de réduire la largeur du plan d'eau, et la section mouillée. En effet, il n'existe généralement pas de débouché hydraulique à respecter, de crues à laisser passer⁽⁴³⁾... Que la section du canal soit trapézoïdale ou non, l'économie du projet de pont tendra à rapprocher les culées des berges, et même souvent à confondre une culée avec la berge, les berges devenant à cette occasion verticales. Il faut cependant non seulement respecter le rectangle de navigation, mais aussi permettre au bateau de conserver sa vitesse, donc conserver le rapport N cité plus haut, ce qui nécessite d'approfondir localement le canal. Dans ce cas, des contrôles de la sédimentation doivent être prévus sous le pont, un point bas « attirant » toujours les sédiments. De plus, la réduction de largeur au miroir (c'est à dire à la surface de l'eau) doit être amenée par des transitions douces pour guider le pilote afin d'éviter les chocs avec les berges. Ces transitions sont idéalement effectuées sur 10 fois la longueur du plus grand bateau circulant sur le canal, mais on peut réduire jusqu'à 2 fois la longueur du plus grand bateau ;
- dans une rivière, la réduction de la section mouillée n'est souvent pas acceptable, et la réduction de largeur

(43) Cependant, de plus en plus les canaux sont considérés comme des chenaux d'évacuation des crues possibles, et on voit fleurir des projets de réduction des inondations utilisant le canal proche, latéral à la rivière le plus souvent, pour contourner une ville à protéger et diriger les eaux d'une crue plus en aval. Dans ce cas, un débouché hydraulique minimal est à conserver, mais celui-ci sera vraisemblablement et théoriquement inférieur au rectangle de navigation. En effet, dans le cas contraire, les flux seraient tels que les ouvrages du canal devraient être renforcés. De tels projets impliquent de plus une révision de protection des berges, et l'étude de l'incidence sur la navigation (en canal, des vitesses supérieures à 1 m/s ne sont pas envisageables).

possible est faible. Pour de grandes largeurs de rivière, ou un biais de l'ouvrage d'art important par rapport à la rivière, il est donc souvent envisagé de placer des piles en rivière. Ces piles constituent un danger réel pour la navigation, et il convient de les signaler correctement (c'est-à-dire au moins remplacer par une signalisation lumineuse et radar pour la navigation de nuit et par temps de brouillard, cf. la section 5.4), de les concevoir ou de les protéger contre les chocs.

Il faut aussi intégrer l'environnement du pont lié à la navigation. Si d'autres ouvrages de navigation existent (barrage, écluse, pont-canal, tunnel-canal, port ou quai), le pont viendra ajouter des contraintes sur la navigation. En particulier si des piles se trouvent en rivière, les courants induits viennent se superposer à la modification des courants due à ces ouvrages. Un autre exemple est la modification du tracé du chenal : il faut que celle-ci soit compatible avec des points de passage obligés (entrée d'écluse, de tunnel...). Les distances à considérer pour l'examen de l'environnement du pont sont de deux fois les distances mentionnées par la circulaire n°76-38 pour la visibilité du pilote, soit six fois la longueur du bateau le plus long navigant sur la voie, avec un minimum de 400 m, en amont comme en aval.

Ces conséquences ont une influence sur un linéaire qui dépasse largement celui du pont. C'est pourquoi il faut intégrer ces aspects dès le début de la conception de la voie portée, et ne pas attendre la définition du pont lui-même.

5.3 - Incidence de la navigation sur la conception des ponts

L'idéal est que le pont n'ait aucune influence sur la navigation : pas de réduction de largeur au miroir (c'est-à-dire à la surface de l'eau), de modification du profil en travers de la voie navigable, de pile en rivière... Il est souvent difficile d'atteindre cet objectif.

Les sections précédentes ont détaillé les interactions entre le pont et la navigation. Cette section résume les moyens et recommandations pour réduire ces interactions ou pour en tenir compte dès la conception de la voie portée.

5.3.1 - Dimensions obligatoires

La circulaire 76-38 modifiée par la circulaire 95-86 donne les dimensions minimales à respecter par les ponts. Rappelons qu'elles sont issues d'une optimisation économique des caractéristiques nécessaires à la sécurité et au confort de navigation

(vitesse de navigation, distances de sécurité...). Ces dimensions sont confortables dans des conditions normales, mais les risques associés ne sont pas négligeables par conditions dégradées (notamment vent et/ou courant forts, brouillards).

En canal, elles sont résumées ci-après (cf. Partie 5 - Tableau 3).

Les valeurs d'ouverture libre normale et minimale s'entendent pour un pont situé au-dessus du chenal en ligne droite. Pour un pont enjambant un chenal en courbe, afin de prendre en compte la zone balayée par le bateau, il faut ajouter la valeur de la surlargeur donnée en dernière colonne dans le cas d'une passe navigable, les deux-tiers de cette surlargeur pour chaque passe dans le cas de deux passes navigables (à titre d'information, ces valeurs sont issues de la formule $L^2/2R$, où L est la longueur du bateau considéré, R est le rayon décrit par le chenal).

La circulaire précise que l'ouverture minimale ne doit être prévue que dans les cas particulièrement difficiles, et doit faire l'objet de justifications. Dans les classes V et VI, elle est égale à la largeur du rectangle de

navigation, les piles devront donc être dimensionnées pour résister au choc d'un bateau.

En rivière, ces valeurs doivent être augmentées pour tenir compte des courants. La hauteur libre est déterminée par rapport au niveau des plus hautes eaux navigables, excepté pour les classes V et VI où elle est déterminée par rapport à une LER (Ligne d'Eau de Référence) dont la cote au droit du pont est égale à la moyenne des niveaux caractéristiques annuels calculée sur les vingt dernières années. Le niveau caractéristique annuel représente le niveau le plus élevé atteint chaque année pendant cinq jours consécutifs hors crue de périodicité décennale ou supérieure.

Les valeurs recommandées par la circulaire sont résumées ci-après (cf. Partie 5 - Tableau 4).

Dans le cas où une étude de manœuvre est conduite pour déterminer l'ouverture libre d'un pont située au-dessus d'une courbe, elle sera égale à la plus grande largeur de la bande balayée par les bateaux aux PHEN, prise sur une longueur de bateau au droit du pont, et augmentée de 10 m (pour toutes les classes).

Classe	Hauteur libre (m)	Une passe navigable		Deux passes navigables		Surlargeur
		Ouverture libre normale (m)	Ouverture libre minimale (m)	Ouverture libre minimale (m)	Ouverture libre normale (m)	Courbe de rayon R
0	-	-	-	-	-	-
I	3,70	34	25	15	23	800/R
II	4,10	39	30	-	-	-
III	4,10	39	30	20	24	3 600/R
IV	5,25	45	36	24	30	5 500/R
V	7,00	45	36	24	30	16 000/R
VI	7,00	47	38	24	32	16 000/R

Partie 5 - Tableau 3

Classe	Hauteur libre / ligne d'eau	Ouverture libre	
		Une passe navigable	2 passes navigables
I	3,70 / PHEN	25	16
II	4,10 / PHEN	25	16
III	4,10 / PHEN	30	20
IV	5,25 / PHEN	40	25
V	7,00 / LER et 5,25 / PHEN	40	25
VI	7,00 / LER et 5,25 / PHEN	42	25
	Surlargeur en courbe	Étude particulière de manœuvre aux PHEN ou Surlargeur normale Deux tiers de la surlargeur normale	

Partie 5 - Tableau 4

De plus, le pont doit ménager le passage du chemin de service, de largeur 3,5 m et de hauteur 3,5 m.

5.3.2 - Positionnement de l'ouvrage sur la voie navigable

Bien avant la conception du pont lui-même, le tracé en plan de la voie portée aura une influence sur la position du pont, et donc une influence à la fois sur sa conception et sur les interactions avec la navigation. Si une modification de ce tracé en plan est possible visant une réduction des interactions avec la navigation, il est probable que des réductions de coûts s'ensuivront. Par exemple, éloigner le pont d'un complexe barrage - écluse où généralement la rivière a été élargie permettra de réduire la portée, ou même de supprimer une pile, et facilitera le choix de la trajectoire des bateaux entrant et sortant de l'écluse ; ceci est vrai aussi à proximité d'autres ponts, ou d'autres ouvrages de navigation.

Pour des raisons de manœuvrabilité, il est recommandé de ne pas placer un pont réduisant la section de la voie navigable en aval d'un méandre ou d'une courbe, car un bateau avalant aura plus de difficultés à s'aligner puisqu'il doit d'abord passer le premier obstacle (la courbe) puis aborder la section réduite du pont, tout en étant faiblement manœuvrant et en ayant une visibilité moins bonne de la trajectoire à suivre. L'idéal est donc de placer le pont en partie rectiligne de la voie navigable, ou, si cela n'est pas possible, de le placer à l'amont d'une courbe. Cela est bien-sûr vrai en rivière, mais aussi en canal, des courants pouvant apparaître à cause des éclusées.

De plus, il est souhaitable qu'un tel pont soit visible par le pilote depuis une certaine distance ; la circulaire n°76-38 demande à ce que cette distance soit égale à trois fois la longueur du plus grand bateau navigant sur la voie, avec un minimum de 200 m.

Pour de grandes largeurs de rivière (ou un biais important), des piles sont souvent prévues dans la rivière. Elles devront être parallèles à l'axe du chenal. Dans ce cas deux possibilités sont offertes, selon la position du chenal dans la rivière (il n'est pas toujours au milieu de la rivière) et de celle du pont :

- les bateaux passent dans les deux sens sous une même passe (une passe navigable),
- les bateaux montants et avalants empruntent des passes différentes (deux passes navigables).

La circulaire recommande en canal comme en rivière de conserver une seule passe navigable. Cependant, la deuxième option peut être préférée lorsque le pont est proche d'une courbe ou même en courbe. En effet, compte-tenu de la surlargeur, la largeur nécessaire de la passe commune est souvent incompatible avec

la conception même du pont, ou trop onéreuse. On préfère alors séparer les deux sens de circulation, et faire passer les bateaux avalants sur l'intérieur de la courbe (où les courants sont plus faibles), si cela est compatible avec le chenal.

Si l'ouvrage est situé à proximité d'un barrage de navigation ou d'une écluse, certaines précautions particulières sont à ces ouvrages modifient le régime normal des courants de la rivière, et peuvent donc avoir une influence sur les affouillements prévisibles des piles et culées. Dans ce cas, une étude plus poussée de ces courants par une modélisation numérique ou physique est recommandée ;

- la proximité de dangers différents pour les bateaux augmente les risques en cas de problème au passage de l'un ou l'autre des ouvrages. En effet, le passage normal est rendu plus délicat, et un problème sur le passage de l'un augmentera la probabilité de choc du bateau sur l'autre.

5.3.3 - Conception de l'ouvrage

Phénomènes hydrauliques

- le passage d'un bateau induit des sollicitations à prendre en compte lors de la conception du pont ;
- l'abaissement du plan d'eau rapproche l'hélice du fond et augmente son effet sur l'affouillement ;
- l'abaissement du plan d'eau du côté d'une pile où le bateau passe peut induire de la flexion dans celle-ci, le plan d'eau de l'autre côté n'étant pas affecté ;
- le courant de retour peut s'ajouter au courant de la rivière, ou en créer un dans un canal ;
- le batillage augmente les efforts à prendre en compte pour les protections des berges entourant les culées.

Il faut noter que la méthode de Schijf exposée plus haut suppose une section constante, une longueur infinie de la voie navigable, et la présence d'un seul bateau. Dans le cas d'une réduction de la section due au pont, et a fortiori pour les cas où le croisement ou trématage (dépassement) est possible, les phénomènes hydrauliques sont complexes, et l'abaissement prévu par la théorie de Schijf peut sous estimer le véritable abaissement du plan d'eau.

Pour évaluer plus précisément ces sollicitations, et connaître les critères de dimensionnement de protection en enrochement et par palplanches, le projeteur peut consulter la notice CETMEF « Sollicitations hydrodynamiques du talus sous fluvial des berges »⁽⁴⁴⁾.

« Le catalogue des défenses de berges » du CETMEF devrait être prochainement actualisé, et en particulier

⁽⁴⁴⁾ Sollicitations hydrodynamiques du talus sous fluvial des berges – Étude bibliographique, notice Cetmef STC.VN n°87-2, octobre 1987.

intégrer les défenses végétales. L'Annexe 5.1 donne les méthodes de dimensionnement des protections contre les jets d'hélice⁽⁴⁵⁾.

Il faut cependant relativiser avec les autres sollicitations auxquelles le pont est soumis. En effet, il est probable que dans une rivière ou un fleuve, les affouillements et l'érosion des berges dus aux crues sont bien plus grands que ceux dus à la navigation. Sur un canal, leur faible largeur en France permet de supposer que le pont n'offrira pas de réduction supplémentaire de la section, mais les sollicitations citées ci-dessus devront être prises en compte.

Choc des bateaux

Le dimensionnement des ponts vis-à-vis des chocs de bateaux est prescrit par la circulaire 76-38, et renvoie aux règlements en vigueur pour la méthode.

Actuellement, c'est le fascicule 61 titre II (BAEL 91 modifié 99) qui indique les efforts statiques équivalents à prendre en compte sur les piles de ponts par un choc avec des bateaux (fluviaux) selon leur gabarit (cf. Partie 5 - Tableau 5).

La valeur du choc frontal est prise pour les parties d'ouvrage perpendiculaires au chenal de navigation, celle du choc latéral pour les parties d'ouvrage parallèles au chenal. Ces efforts sont à appliquer au niveau des PHEN (Plus Hautes Eaux Navigables).

Cependant, l'entrée en application des Eurocodes va modifier à la fois ces valeurs et la manière de les prendre en compte. L'approche probabiliste des Eurocodes peut conduire à effectuer une analyse de la probabilité de différents scénarios de choc en fonction du type de bateau et des conditions de navigation (débit de la rivière...), et ainsi évaluer la force à reprendre selon la probabilité d'occurrence que le maître d'ouvrage accepte.

C'est l'Eurocode 1 partie 1-7 (pr EN 1991-1-7) qui traite des sollicitations accidentelles, chocs et explosions. Il n'en est pas encore à sa version définitive, les valeurs citées ci-après sont donc susceptibles de changer, et nous renvoyons le lecteur à la version qu'il aura alors à sa disposition.

L'Eurocode 1.1-7 préconise différentes méthodes permettant de déterminer les forces dues au choc d'un bateau de masse et de vitesse déterminées par le scénario de choc dont la probabilité est acceptée par le maître d'ouvrage. La vitesse du bateau doit prendre en compte la vitesse de la rivière.

Pour les classes CEMT, et pour des conditions dites « standards », il donne les valeurs suivantes des forces statiques à prendre en compte (cf. Partie 5 - Tableau 6), qu'on peut appliquer à défaut de l'étude de risque mentionnée ci-dessus⁽⁴⁶⁾:

La hauteur de l'impact doit être déterminée de telle manière qu'elle soit le plus défavorable. En général,

(45) Effets érosifs des jets d'hélice de bateaux sur les fonds et les talus des voies navigables, notice Cemef/ER.VN n°85.1, novembre 1985

(46) prEN 1991-1-7 : Eurocode 1 - Actions on structures, Part 1-7: General Actions - Accidental actions

	Choc frontal	Choc latéral
Petit gabarit	1,20 MN	0,24 MN
Grand gabarit	10 MN	2 MN

Partie 5 - Tableau 5

Classe de bateau (CEMT)	Force nominale normale (kN)	Force nominale tangentielle (kN)	Frottement associé à la force tangentielle
I	2 000	1 000	0,4 * Ft
II	3 000	1 500	
III	4 000	2 000	
IV	5 000	2 500	
Va	8 000	3 500	
Vb et Via	10 000	4 000	
Vib	14 000	5 000	
Vic	17 000	8 000	
VII	20 000	10 000	

Partie 5 - Tableau 6

la hauteur d'eau considérée est celle des PHEN, la hauteur du point d'impact dépendant ensuite de l'état chargé ou lége du bateau. L'Eurocode considère qu'en l'absence de plus d'information, le choc a lieu 1,5 m au-dessus de la hauteur d'eau définie. Il définit aussi l'aire du choc (largeur pile * 0,5m pour un choc frontal, 1m*0,5m pour un choc latéral), et un coefficient d'amplification dynamique en l'absence d'analyse dynamique plus fine (1,3 pour un choc frontal, 1,7 pour un choc latéral).

Pour des conditions non standard, l'Eurocode 1.1-7 donne dans ses annexes des méthodes de calcul des forces statiques et dynamiques dues au choc dont l'énergie est donnée.

Le lecteur pourra aussi se référer au cédérom ROSA 2000 édité par le CETMEF⁽⁴⁷⁾, pour l'application des principes des Eurocodes aux ouvrages en site aquatique, et plus spécifiquement sur les chocs de bateaux (à noter que les forces à prendre en compte données dans ROSA 2000 diffèrent légèrement de celles données dans la version provisoire de l'Eurocode 1.1-7, car fondées sur des versions antérieures de celui-ci).

D'autre part, il peut être important de considérer le choc sur le tablier du pont, en particulier lorsque le trafic comprend des convois porte-conteneurs qui peuvent être lourds (donc de grande énergie cinétique) et hauts. L'Eurocode 1 partie 1-7 prescrit une force minimale de 1 MN, ROSA 2000 recommande 10 à 20 % des efforts frontaux.

Les incidences sur la conception du pont, et en particulier des exemples de justifications et de calcul, sont fournies dans le bulletin technique n°10 du Sétra « Choc de bateau sur une pile de pont »⁽⁴⁸⁾. Les principales vérifications à entreprendre portent sur les conditions de glissement et de renversement de la pile, la tenue du béton dans la zone de choc, la tenue dynamique des différentes parties du pont, et, pour le choc contre le tablier, le glissement de l'ensemble et la déformation d'éventuelles sous-poutres.

Dispositifs de guidage, protection des piles

Dans certains cas difficiles où le pont constitue un obstacle à la navigation (probabilité élevée de choc), par exemple parce qu'il est placé dans une forte courbe ou à proximité immédiate d'une écluse, on peut envisager d'adjoindre un dispositif de guidage. Sa longueur devrait être d'environ deux tiers du plus long bateau. Il est généralement constitué de ducs d'Albe (pieux fichés en rivière) et d'une lisse. Ces pieux et cette lisse devront alors aussi être dimensionnés

contre les chocs de bateaux, mais alors le concepteur pourra choisir d'utiliser leur plasticité pour reprendre les efforts du choc (« choc mou »). Les forces données ci-dessus ne sont alors plus applicables (puisque dues à un choc « dur », contre un obstacle rigide). L'énergie du choc doit être déterminée. Là encore, les Eurocodes et ROSA 2000 (partie consacrée aux ducs d'Albe) donnent des clefs de dimensionnement.

Dans le même esprit, des dispositifs de protection des piles sont possibles. Qu'il s'agisse d'une île artificielle, de ducs d'Albe ou d'autres systèmes, le dimensionnement devra prévoir la déformation de la protection due au choc de bateau. Si la déformation est telle que la protection vient frapper les piles ou interagir avec leur fondation, ceci devra être pris en compte dans leur dimensionnement.

Transitions longitudinales à la voie navigable

Comme indiqué dans la partie 5.2, si la présence du pont modifie les caractéristiques géométriques de la voie navigable (pente des berges, largeur au « miroir »), des transitions douces (réductions de 1 m pour 10 m en plan au minimum) devront être construites de part et d'autre du pont. Elles devront être intégrées au projet de pont.

De même, dans le cas d'une rivière, l'accélération locale des courants due à la réduction de section mouillée (en régime normal et en crue), nécessite l'installation de protection des berges jouxtant le pont. Ces protections protègent en fait les culées des affouillements, et doivent être construites et entretenues sur un linéaire à déterminer en fonction des courants locaux. Des protections plus « légères » que des palplanches ou enrochements, par génie végétal, peuvent être envisagées pour ces transitions. Bien que de plus en plus souvent utilisées, elles ne sont pas encore suffisamment expérimentées et documentées pour être dimensionnées par des méthodes éprouvées. Cependant, VNF a publié un catalogue⁽⁴⁹⁾, que le projeteur peut consulter. Le retour d'expérience actuel conclut à la difficulté, voire l'impossibilité, d'utiliser ce type de protection pour les voies à grand gabarit.

Relèvement

Il est important de connaître les projets de modification de la voie navigable. Par exemple, un passage à une classe supérieure prévu peut amener à reconsidérer la conception du pont :

- soit par une hauteur libre supérieure ;
- soit une ouverture libre supérieure ;

(47) Cédérom-Rom ROSA 2000 « Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique », CETMEF, 2001, renseignements sur le site Internet du CETMEF

(48) Choc de bateau sur une pile de pont - Bulletin technique n°10, Sétra, Novembre 1970

(49) Guide des techniques végétales, VNF, 2003, Sur demande auprès du département de l'eau et de l'environnement de VNF, producteur du guide (03.21.63.24.60).

- soit un positionnement différent ;
- soit une conception des piles, culées et tablier tel qu'un relèvement ultérieur soit facilité et moins coûteux (ponts sur la Moselle).

Pont-mobile

Dans certains cas, par exemple si la voie navigable a un faible trafic demandant la hauteur libre maximale, ou si la voie portée autorise l'interruption de son trafic de manière ponctuelle, ou encore si la hauteur libre demandée est impossible à atteindre, on peut envisager de rendre mobile le tablier du pont. Il existe de nombreux types de ponts mobiles, chacun ayant leurs avantages et inconvénients. Dans les villes portuaires par exemple, les ponts routiers enjambant les chenaux d'accès au port sont ouverts uniquement lorsqu'un navire veut y entrer ou en sortir. Les modalités précises d'exploitation de ce pont-mobile doivent alors être négociées avec le gestionnaire de la voie navigable.

5.3.4 - Dispositions de chantier

Le chantier étant une phase transitoire, des contraintes plus importantes sur la navigation peuvent être envisagées. On peut, outre choisir les largeurs minimales présentées ci-dessus, prescrire des restrictions de navigation (vitesse réduite, alternat) soit pendant toute la durée du chantier, soit pendant les phases critiques. Dans ce cas, il faut demander à Voies Navigables de France d'émettre un avis à la batellerie particulier :

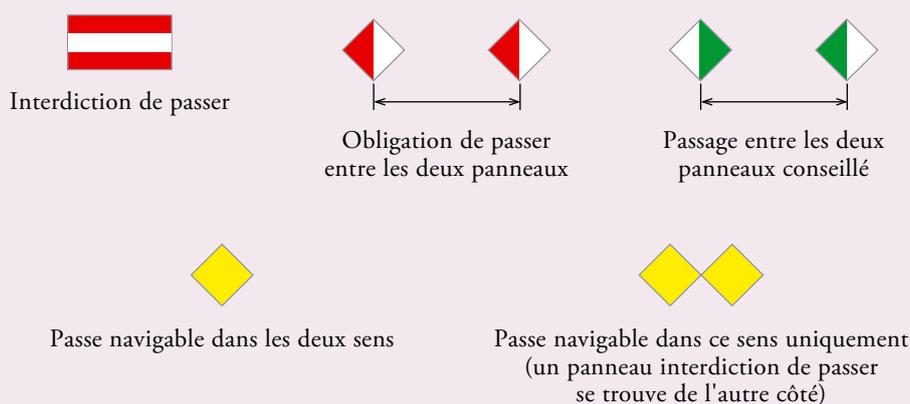
limitation de vitesse autorisée localement, alternat, limitation de l'enfoncement ou du tirant d'air... Il faut voir avec le Service Navigation dont dépend la voie pour les délais et les modalités de mise en place de ces avis. Si ces phases sont particulièrement restrictives et de courte durée, il peut être envisageable d'arrêter la navigation, ou de profiter des périodes de chômage de la voie navigable (périodes déterminées annuellement, consultables sur le site de VNF). Dans le cas de voies gérées par d'autres organismes, il convient de se renseigner auprès d'eux.

Certains procédés de construction permettent de limiter la gêne à la navigation : lançage...

En outre, il peut être nécessaire de protéger des appuis provisoires du pont en cours de construction (cas de ripage par exemple). En effet, dans ce cas, calculer les appuis provisoires au choc de bateau n'est pas envisageable. Des ducs d'Albe supportant des lisses de guidage peuvent être alors installés, reprenant les mêmes dispositions que pour les protections définitives. Cependant, compte-tenu de la durée du chantier, l'impact de projet peut être diminué en fonction de la probabilité de choc qui sera plus faible.

5.3.5 - Dérogations

Dans de très rares cas où les prescriptions ci-dessus ne sont pas réalisables (ouverture ou hauteur libre, calcul au choc de bateau, protection), la demande de dérogation doit être adressée à la direction des



Partie 5 - Figure 7 : principales signalisations des passes – Source : CETMEF

transports terrestres du ministère des transports, en concertation avec le gestionnaire de la voie d'eau (Voies Navigables de France, Compagnie Nationale du Rhône ou autre). Cette demande doit être justifiée par une étude technico-économique, et expliciter les gênes à la navigation et les restrictions entraînées, ainsi éventuellement que les conditions dans lesquelles ces gênes se produisent :

- vitesses réduites,
- alternat imposé,
- hauteur libre réduite...

Elle doit aussi présenter les mesures compensant ces gênes : information aux bateaux, protection des piles, mise en place de gabarits fixes...

Par exemple un pont ne présentant pas une ouverture libre suffisante augmente les risques de choc. Si l'augmentation du risque est faible en période normale, elle est grande aux PHEN et plus encore en cas de forts vents. La justification pour obtenir la dérogation doit donc comporter une étude du risque de choc en fonction de la rose des vents et en particulier du vent dominant, du courant, et bien-sûr du trafic prévisible. Les mesures conservatoires peuvent inclure l'installation d'une éolienne sur le pont détectant un vent trop fort, ainsi que celle d'une information rapide et sûre aux bateaux sur les conditions de navigation (vent, courants).

Si la dérogation porte sur la hauteur libre (par exemple parce que les autres ponts de la voie n'offrent pas encore la hauteur libre réglementaire), la conception

doit alors inclure des dispositions facilitant le relèvement ultérieur.

5.4 - Signalisation

La circulaire ministérielle (équipement) n° 2001-2 précise le balisage des voies navigables (lacs, plans d'eau, rivières et canaux)⁽⁵⁰⁾. Elle présente en particulier les panneaux et les déflecteurs radars qui peuvent être placés aux piles de ponts, ainsi que les bouées délimitant le chenal de navigation.

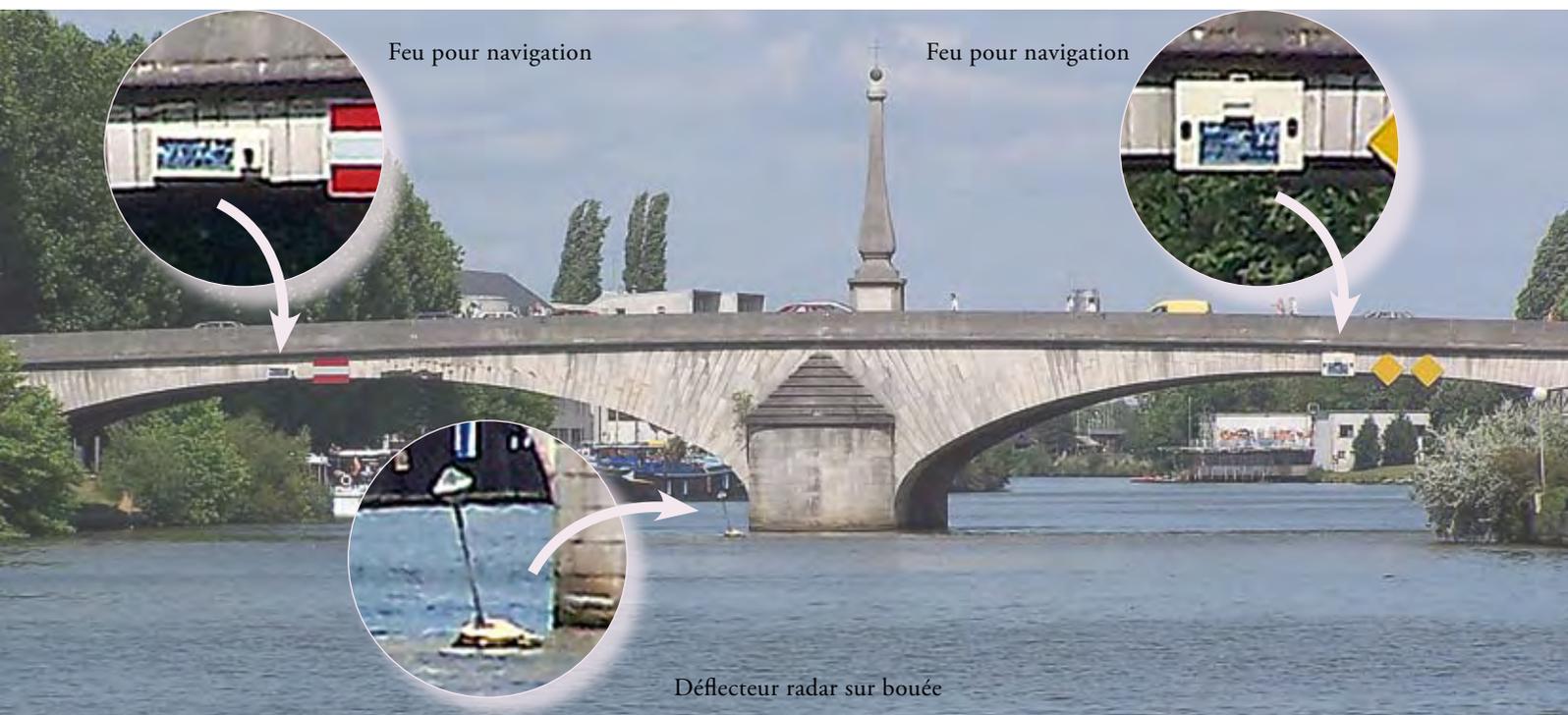
D'autre part, le Code Européen des Voies de Navigation Intérieure (CEVNI)⁽⁵¹⁾ présente les panneaux susceptibles d'être placés sur les ponts, pour conseiller, autoriser ou interdire le passage sous les passes du pont (cf. Partie 5 - Figure 7).

Ces panneaux sont complétés par des feux et radars pour la navigation de nuit ou de brouillard (CEVNI)⁵¹ (cf. Partie 5 - Figure 8).

Cette signalisation s'applique également lors du chantier de construction (ou de réhabilitation) du pont.

(50) Circulaire 2001-2 relative au guide du balisage des voies de navigation intérieure NOR : EQU0110007C, Ministère de l'équipement, 17 janvier 2001, disponible sur www.equipement.gouv.fr

(51) Code européen des voies de navigation intérieure, révision 2, Nations Unies - Commission économique pour l'Europe - Comité des transports intérieurs - Groupe de travail des transports par voies navigables, 2002, disponible sur www.unece.org/trans/doc/finaldocs/sc3/TRANS-SC3-115r2f.pdf



Partie 5 - Figure 8 : pont Solferino à Compiègne (Oise) : deux passes navigables, déflecteur radar sur bouée – Source : CETMEF

5.5 - Exemples

Mulhouse

La ville de Mulhouse prolonge une voie routière à fort trafic, sorte de périphérique. Le passage au-dessus du canal du Rhône au Rhin nécessitait le dégagement d'une hauteur libre de 3,7 m (voie de classe 1). Cependant, les contraintes d'urbanisme rendaient très difficile la construction des rampes d'accès à ce pont. La ville a alors décidé de « déplacer » l'écluse n° 41 proche du futur pont (350 m), afin de franchir le canal non plus au-dessus du bief amont de celle-ci, mais au niveau du bief aval. Il s'agit en fait de la construction d'une nouvelle écluse 400 m à l'amont de l'actuelle, et du bief les reliant. Le pont enjambe alors le canal au niveau de la partie aval de la nouvelle écluse (appelée tête aval) et son tablier est au niveau du terrain naturel. Ses culées se confondent avec la tête aval de l'écluse. Des estacades de guidages permettent de réduire la probabilité et les forces des chocs sur les culées.

Cet exemple montre l'imbrication des projets de ponts et d'ouvrages de navigation. Le Service Navigation a été associé très tôt pour définir les exigences dimensionnelles et fonctionnelles du nouvel ouvrage. Le pont étant situé sur la tête de l'écluse, sa portée n'est que de 5,70 m, alors qu'elle aurait été de 18 m environ en franchissant le canal.

Richemont

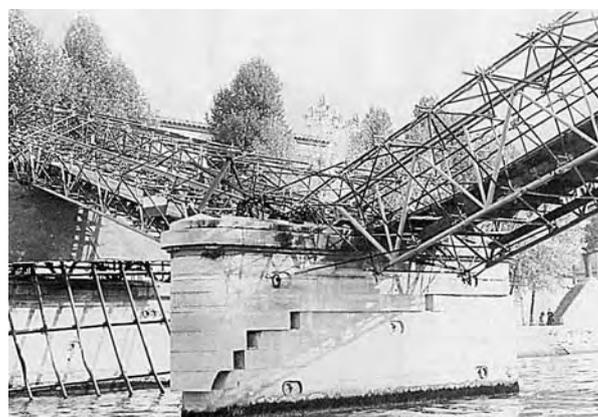
L'exemple détaillé en annexe est celui du calcul au choc de bateau d'une lisse de guidage faisant protection d'appuis provisoires pour la rénovation du viaduc de Richemont sur l'autoroute A31 enjambant la Moselle. Ce viaduc est composé de deux dalles orthotropes sur 2 piles et 2 culées.

Le changement du tablier amont nécessitait le ripage du nouveau tablier à partir d'appuis provisoires. Ce pont se situe à l'aval immédiat d'une écluse terminant un canal de dérivation de la Moselle, à grand gabarit. Comme le calcul au choc de bateau des appuis provisoires était rédhibitoire, la cellule Ouvrages d'art du CETE de l'Est avait donc envisagé de protéger ces appuis par des lisses de guidage sur des ducs d'Albe, tout en imposant des restrictions de navigation (modification du chenal, alternat facilement mis en place grâce à la proximité de l'écluse). Leur note de calcul est reprise en Annexe 5.2.

Finalement, compte-tenu du surcoût engendré par ces protections, un autre mode opératoire a été choisi : le tablier a été monté par barges sur ses appuis définitifs. Des arrêts de navigation ont été nécessaires durant les phases critiques (construction en 2005).

Passerelle des Arts⁽⁵²⁾

La passerelle des Arts à Paris fut victime en octobre 1979 d'un choc contre une pile, par un convoi d'une barge légère (vide) avalant. La passerelle avait déjà subi de nombreux chocs, et était fermée depuis 1977. Sous ce nouveau choc, la partie supérieure de la pile en maçonnerie s'est reculée de 30 cm environ, entraînant l'effondrement des travées en treillis de tubes en fonte adjacentes (cf. Partie 5 - Photo 2). Elle a été totalement détruite puis reconstruite presque à l'identique (mise en service en 1984) : elle a deux arches en moins, des piles en béton armé recouvertes de pierres et alignées sur les piles du pont neuf. Sa structure métallique est en acier au lieu d'être en fonte.



Partie 5 - Photo 2 : vue de l'aval de la pile de la passerelle des Arts après le choc – Source : Ponts et Chaussées avec autorisation d'A. le marinier

(52) Fluvial n°149, éditions de l'Écluse, février 2005



Partie 6



Prise en compte du cours d'eau, du projet à l'exploitation



6.1 - Réglementation et recommandations pour la prise en compte du cours d'eau dans l'étude d'un ouvrage d'art

6.1.1 - Rappel du cadre réglementaire et législatif

Le domaine de l'eau est le point de rencontre de quatre polices spéciales : eau, énergie, installations classées et pêche, auxquelles s'ajoute la police générale exercée au titre de la sécurité et de la salubrité publiques.

Les articles L. 214-1 à L. 214-6 du Code de l'environnement (ancien article 10 de la loi n° 92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992) ont réformé le droit de l'eau.

Le Code de l'environnement établit ainsi une procédure d'autorisation ou de déclaration pour tous les IOTA (Installations, Ouvrages, Travaux et Aménagements), lorsqu'ils entraînent :

- des prélèvements restitués ou non dans les eaux superficielles ou souterraines, des modifications de niveau ou du mode d'écoulement des eaux, et des déversements, écoulements, rejets ou dépôts directs ou indirects, chroniques ou épisodiques, même non polluant ;
- des travaux d'assèchement, des remblais, des épandages, des stockages souterrains de produits chimiques et d'hydrocarbures, des forages...

Cette police de l'eau s'applique à toutes les eaux superficielles, souterraines, domaniales ou non domaniales, aux eaux maritimes littorales ainsi qu'aux milieux humides.

Nomenclature

La liste des IOTA relevant de la déclaration ou de l'autorisation est fixée par le décret n° 93-743 du 29 mars 1993 modifié. Un même projet peut relever de plusieurs rubriques (cf. Partie 6 - Tableau 1).

Par exemple pour la rubrique 2.1.5.0 sur le rejet d'eaux pluviales dans les eaux douces superficielles ou sur le sol ou dans le sous-sol. Si la surface contribuant aux rejets est supérieure à 1 ha, le projet passe en déclaration. Si cette surface est supérieure à 20 ha, le projet passe alors en autorisation.

Lorsque le projet est soumis à déclaration par une rubrique, et au régime d'autorisation selon une autre rubrique, on retient alors le régime de l'autorisation pour la procédure.

Par ailleurs, les travaux soumis au régime de déclaration au titre de la nomenclature relèvent du régime d'autorisation dans les cas suivants :

- les travaux sont situés à l'intérieur d'un périmètre de protection rapproché d'un captage d'eau potable ou des sources d'eaux minérales déclarées d'utilité publique ;
- les travaux situés dans les zones de croissance, d'alimentation ou de réserve de nourriture de la faune piscicole, prévus par l'article L. 432-3 du Code de l'environnement (il faut alors contacter la police de la pêche pour connaître l'emplacement précis de ces zones).

Attention, les rubriques commençant par 5... sont indiquées pour information, mais ne relèvent pas de la procédure loi sur l'eau : elles sont régies par des dispositions particulières.

Dans la pratique, la quasi-totalité des projets routiers est ainsi soumise au régime d'autorisation administrative et doit donc faire l'objet d'une enquête publique de police de l'eau⁽⁵³⁾.

(53) Attention, même si les projets font le plus souvent l'objet d'une procédure de déclaration d'utilité publique et d'une étude d'impact, l'obtention de la DUP ne dispense pas d'obtenir les autres autorisations administratives notamment au titre de la police de l'eau.

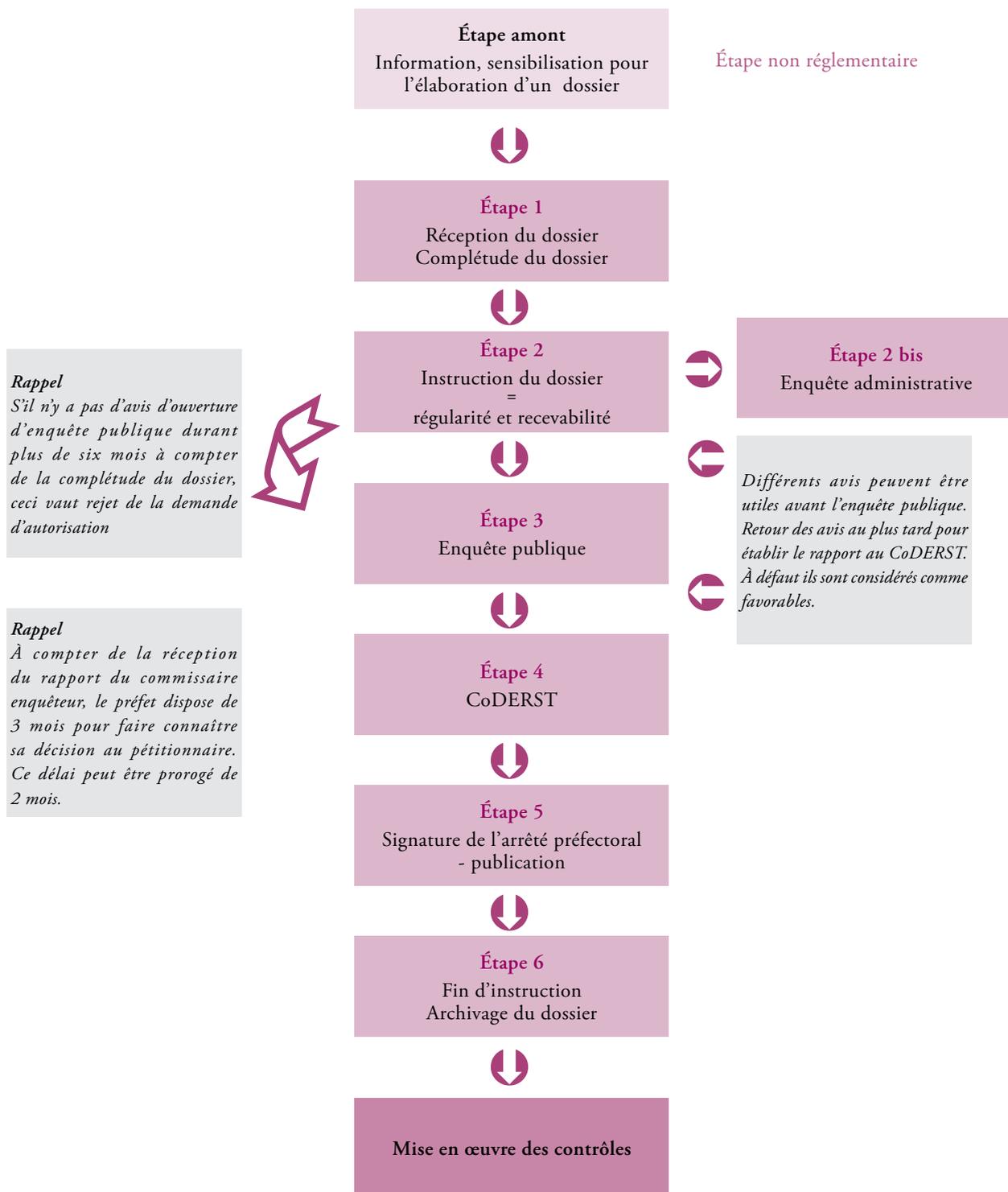
Rubrique	Objet	IOTA (exemples)
1.1.1.0 } 1.1.2.0 }	Forage, sondage, prélèvement dans un système aquifère.	Prélèvement d'eau pour le chantier.
1.2.1.0	Prélèvement dans les eaux superficielles.	Prélèvement d'eau pour le chantier.
1.3.1.0	Prélèvement dans zone avec mesures de répartition quantitative.	
5.1.1.0	Ré-injection dans la même nappe.	Prélèvement d'eau pour chantier.
3.1.1.0	Installation, ouvrages, remblais et épis.	Busage, plateforme...
3.1.2.0	Modification du profil (en long ou en travers).	Idem.
3.1.3.0	Réduction de la luminosité.	Travaux au niveau des ouvrages d'art, buses...
3.2.2.0	IOTA en lit majeur.	
3.1.4.0	Consolidation ou protection des berges.	
3.3.1.0	Travaux en zone humide ou marais.	
2.2.1.0	Rejet dans les eaux superficielles (modification du régime des eaux).	Rejet d'eaux pluviales, d'eaux usées (lavages...).
2.2.3.0	Rejet dans les eaux superficielles (flux de pollution), hors eaux pluviales.	Rejet d'eaux usées provenant des installations de chantier.
2.2.4.0	Rejet de sels dissous.	Viabilité hivernale des chaussées.
2.1.5.0	Rejet d'eaux pluviales.	Interception de bassin versant naturel, rétablissement des écoulements naturels, drainage de plate forme,...
3.2.3.0	Création d'étangs ou de plan d'eau.	Bassin routier, ouvrage technique d'assainissement : elle ne concerne l'ouvrage d'art qu'indirectement si les eaux de plateforme sont traitées par un bassin de décantation.
3.2.4.0	Vidanges d'étangs ou de plan d'eau.	

Partie 6 - Tableau 1 : Rubriques de la nomenclature susceptibles de concerner les ouvrages d'art

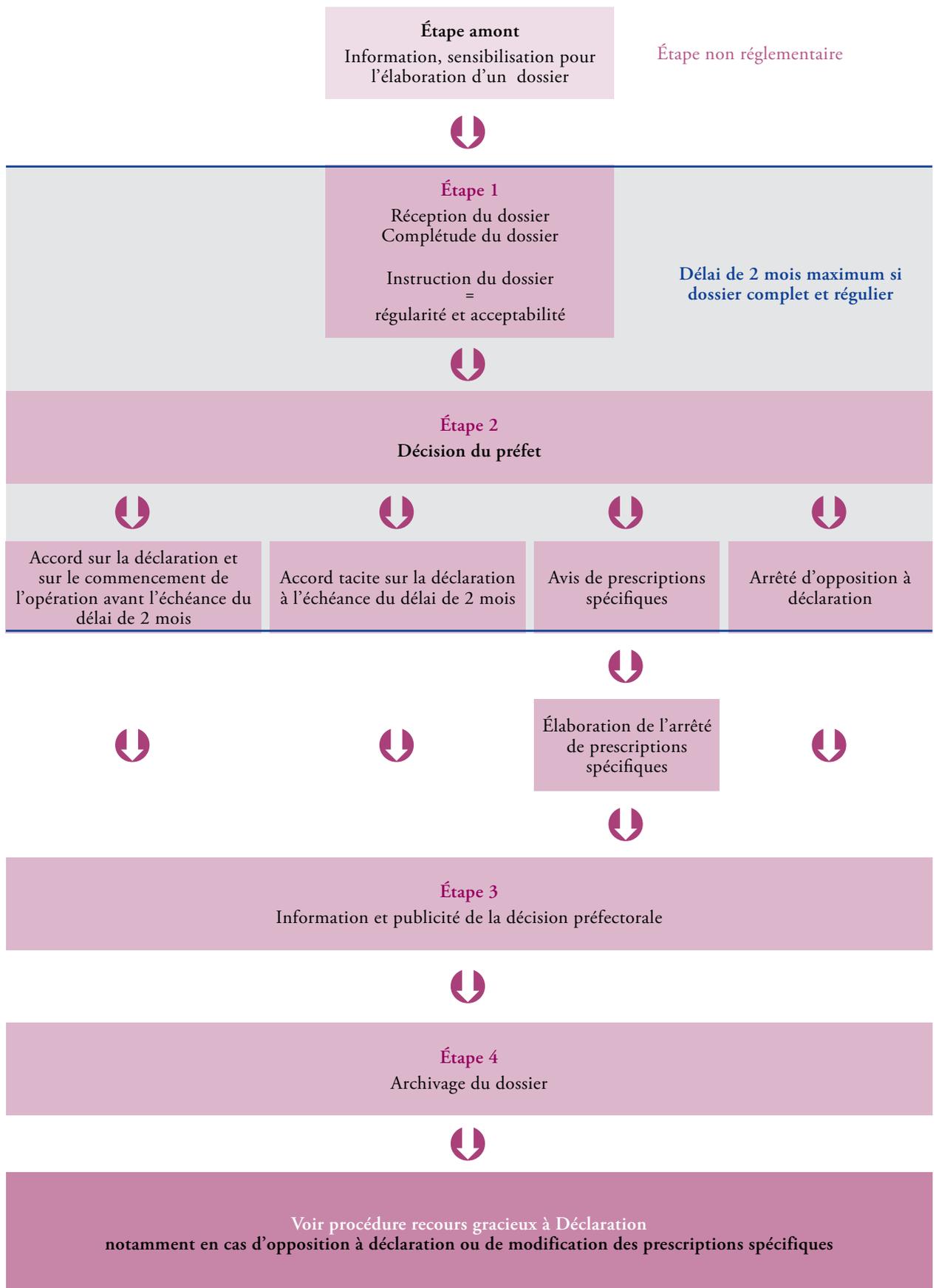
Procédure

La procédure et le niveau d'exigence des études préalables ne dépendent pas de l'importance financière du chantier mais de ses effets prévisibles sur l'eau et le milieu aquatique et de leur sensibilité.

Les ouvrages d'art sont traités dans le cadre du « dossier police de l'eau » global du projet, sauf pour les ouvrages provisoires (pistes par exemple) qui peuvent faire l'objet d'un dossier temporaire d'autorisation (6 mois, renouvelable une fois).



Partie 6 - Figure 2 : logigramme autorisation



Partie 6 - Figure 3 : logigramme déclaration

Présentation formelle :

Les dossiers de demande sont à adresser au préfet du département concerné (en trois exemplaires pour une demande de déclaration, et en 7 exemplaires pour une demande d'autorisation).

Les dossiers de police de l'eau sont destinés :

- essentiellement aux services instructeurs de l'État s'il s'agit d'une déclaration ; toutefois, les dossiers de déclaration constituent des documents communicables à toute personne qui en fait la demande ;
- aux services instructeurs de l'État et au public pour les opérations soumises à autorisation.

Ils intègrent autant que possible une synthèse ou résumé non technique et accessible à tout public.

Les dossiers doivent répondre aux exigences des articles 2 (autorisation) et 29 (déclaration) du décret 93.742 dont les différents points doivent être identifiables. Leur contenu pour les déclarations doit être quasiment aussi complet que pour les autorisations.

Ils doivent s'attacher à définir :

- l'origine des incidences chroniques, épisodiques, accidentelles et liées à la phase travaux ;
- les effets directs, indirects, en terme de quantité de la ressource en eau, qualité des eaux superficielles, souterraines et de ruissellement ainsi que du milieu aquatique ;
- l'impact sur les autres activités concernées (usages de l'eau) ;
- les mesures compensatoires ou correctives concernant la conception, l'usage, l'entretien ou le milieu ;
- la compatibilité avec les SAGE, SDAGE, objectifs de qualité, l'objectif de bon état écologique des rivières en 2015 défini par la directive cadre eau du 23 octobre 2000 ;
- l'exploitation et le suivi, lorsque le projet est de nature à affecter de façon notable un site Natura 2000, l'évaluation de ses incidences au regard des objectifs de conservation du site.

Le dossier doit expliciter les moyens de surveillance et d'intervention ainsi que d'entretien. Un dossier qui n'aborderait pas l'entretien serait considéré comme incomplet.

Une fois la procédure d'autorisation terminée, on dispose d'un **arrêté préfectoral** autorisant les ouvrages redevables de la loi sur l'eau : celui-ci précise les prescriptions techniques (éloignement de l'ouvrage, valeurs limites de rejet, période de réalisation, débit réservé en aval) et les moyens prévus d'analyse, d'auto-surveillance et de suivi des opérations.

Pour le régime de déclaration, la fin de la procédure est sanctionnée par un récépissé de déclaration et

éventuellement un arrêté fixant des prescriptions générales et/ou particulières, fixées par le Comité départemental d'hygiène.

En cas de modification substantielle par rapport à celles-ci, une nouvelle demande devra être déposée, ce qui impose à l'amont des études suffisamment discriminantes pour ne pas y revenir.

6.1.2 - Autres réglementations et documents à prendre en compte

Directive cadre eau⁽⁵⁴⁾

Les objectifs environnementaux de la directive cadre eau sont :

- assurer la continuité écologique sur les cours d'eau (annexe V) qui est en lien direct avec le bon état écologique et le bon potentiel écologique ;
- ne pas détériorer l'existant (qui s'entend comme le non-changement de classe d'état) ;
- atteindre toutes les normes et objectifs en zones protégées⁽⁵⁵⁾ au plus tard en 2015 (sauf disposition contraire) ;
- supprimer les rejets de substances dangereuses prioritaires et réduire ceux des substances prioritaires.

Ces objectifs seront transcrits dans les SDAGE d'ici à 2008. De 2005 à 2007, les services instructeurs devront cependant tenir compte des objectifs de la directive cadre eau⁽⁵⁶⁾.

Outils de planification

Les SDAGE et SAGE, lorsqu'ils existent, sont des documents opposables aux tiers. Le dossier loi sur l'eau doit être compatible avec le SDAGE et le ou les SAGE s'appliquant dans le ou les bassins versants que le projet traverse. Les SDAGE sont disponibles auprès des différentes agences de l'eau.

Les plans de prévention des risques inondation : le PPRi (Plan de Prévention des Risques inondation) effectue un zonage (zone rouge et zone bleue), où les projets qui augmentent d'une manière ou d'une autre le risque d'inondation (augmentation des surfaces

⁽⁵⁴⁾ Directive européenne 2000/60/DCE du 23 octobre 2000

⁽⁵⁵⁾ Les zones protégées sont : les zones de captage d'eau potable, les zones désignées pour la protection des espèces aquatiques importantes du point de vue économique, les masses d'eau désignées en tant qu'eaux de plaisance, y compris les eaux de baignade, les zones sensibles aux nutriments, les zones de sensibilité aux nitrates, ... les zones désignées comme zone de protection des habitats et espèces, et où le maintien ou l'amélioration de l'état des eaux constitue un facteur important de cette protection.

⁽⁵⁶⁾ Circulaire DCE 2005/12 relative à la définition du « bon état » et à la constitution des référentiels pour les eaux douces de surface (cours d'eau, plans d'eau), en application de la directive européenne 2000/60/DCE du 23 octobre 2000, ainsi qu'à la démarche à adopter pendant la phase transitoire (2005-2007)

imperméabilisées, création de nouveaux remblais) sont, soit proscrits, soit soumis à des prescriptions techniques. Dans tous les cas, il faudra vérifier que la zone traversée par le projet n'est pas concernée par un PPRi, et lorsque c'est le cas, veiller à ce que la création de l'infrastructure n'est pas interdite par celui-ci. Dans tous les cas, le dossier loi sur l'eau doit respecter le Plan de Prévention des Risques inondation. La liste des Plans de Prévention des Risques inondation est disponible en DIREN.

Prise en compte des milieux naturels

Il faudra également veiller à ce que les modifications apportées aux masses d'eau par le projet (rejets, modifications de l'hydromorphologie des cours d'eau, ...) soient compatibles avec la sensibilité du milieu récepteur. Il sera donc apporté une attention particulière lorsqu'un milieu à haute qualité biologique sera identifié dans l'étude d'impact :

- un parc naturel régional ou national, une réserve naturelle, une zone de conservation de biotopes aquatiques, une ZNIEFF concernant les milieux aquatiques, un site remarquable au titre de l'article L. 146-6 du Code de l'urbanisme issu de la loi littoral du 3 janvier 1986 ;
- une zone désignée comme étant à vocation piscicole au sens de la directive CEE n° 78/659 du 18 juillet 1978 ;
- une Zone d'Importance pour la Conservation des Oiseaux (ZICO) concernant des espèces utilisant les milieux aquatiques, proposition de sites d'intérêt communautaire, une zone de protection spéciale au sens de la directive CEE n° 92/43 du 21 mai 1992 (zone dite Natura 2000) ;
- la présence d'une zone soumise à un arrêté préfectoral de protection du biotope ;
- la présence d'une espèce concernée par une directive européenne (habitat, oiseau).

Une carte de ces enjeux environnementaux est disponible en DIREN.

Application de la police de la pêche

Depuis la fusion de la police de la pêche et de la police de l'eau, la procédure de police de pêche est comprise dans les dossiers polices de l'eau (rubrique 3.1.5.0 de la nomenclature).

De plus, des dispositifs de franchissement pour les poissons seront à prévoir systématiquement lorsqu'un ouvrage occasionnera un obstacle à la montaison ou dévalaison de la faune piscicole, particulièrement sur les cours d'eau classés au titre de l'article L. 432-6 du Code de l'environnement. Son exploitant est tenu d'assurer le fonctionnement et l'entretien de ce dispositif. Si le classement est suivi d'un arrêté ministériel fixant les espèces concernées,

les propriétaires des ouvrages existants ont un délai de 5 années pour mettre en place un tel dispositif de franchissement.

En tout état de cause, et pour les cours d'eau non domaniaux, les IOTA non couverts par la nomenclature, peuvent être concernés par les articles L. 215-7 et L. 215-9 du Code de l'environnement, de portée très générale. Ils offrent à l'autorité administrative la possibilité d'intervenir pour réglementer ou prescrire, dès lors que le libre cours des eaux n'est plus assuré ou que les droits des tiers sont menacés

Autres réglementations

La loi 76-629 qui impose une évaluation de l'impact sur l'environnement de différents projets, notamment les projets d'infrastructures.

La directive « plans et programmes » 2001-42 du 27 juin 2001, transposée en droit français par l'ordonnance 2004-489 du 3 juin 2004, et les décrets du 27 mai 2005. Tous les plans et programmes susceptibles d'avoir une incidence sur l'environnement doivent faire l'objet d'une évaluation environnementale.

L'article L. 432-5 du Code de l'environnement fixant un débit minimal en aval des ouvrages construits dans le lit d'un cours d'eau.

Les articles L. 215-7 et L. 215-9 du Code de l'environnement assurant le libre cours des eaux.

La réglementation des Installations Classées : elle peut concerner l'ouvrage d'art dans la mesure où certaines des installations nécessaires à sa réalisation peuvent être soumises à la réglementation concernant les ICPE (Installations Classées pour la Protection de l'Environnement) (art L. 511-1 et L. 511-2 du Code de l'environnement), par exemple : centrales à bétons, d'enrobées, installations de concassage.

La réglementation des Installations Classées : elle peut concerner l'ouvrage d'art dans la mesure où certaines des installations nécessaires à sa réalisation peuvent être soumises à la réglementation concernant les ICPE (art L. 511-1 et L. 511-2 du Code de l'environnement) par exemple: centrales à bétons, d'enrobées, installations de concassage.

La réglementation relative :

- aux sites classés : loi du 2 mai 1930 ;
- au patrimoine architectural: lois du 31 décembre 1913 et du 7 janvier 1983 ;
- au patrimoine archéologique: lois du 31 décembre 1913 du 27 septembre 1941, circulaire du 7 novembre 1995.
- au paysage :
 - lois 85-30 du 9 janvier 1985, du 3 janvier 1986, 93-24 du janvier 1993, dite « loi paysage ».

Plans municipaux départementaux d'environnement

(PME et PDE) (Comité interministériel à la qualité de vie, 18 avril 1989, 29 mars 1990, 14 mai 1991 ; circulaire 91-67 du 24 juin 1991 du ministère de l'environnement).

Les articles 640 et 641 du Code civil sur la régulation des débits.

Les périmètres rapprochés des captages (article L 1321-2 du Code de la santé publique).

Les circulaires Équipement 76-38 (modifiée 95-86) et 2001-2 relatives aux voies navigables et à leur balisage.

Autorisations annexes

Autorisation de défrichement : DDAF, ONF (Office National des Forêts) et CRPF (Centre Régional de la Propriété Forestière) (Code forestier).

Affouillements ou exhaussements du sol : si la surface est supérieure à 100 m² et que la hauteur ou la profondeur est supérieure à 2 m, il faut demander une autorisation au maire : Plans locaux d'urbanisme et Code de l'urbanisme.

Risques juridiques

La réalisation d'un IOTA sans autorisation, est punie de 2 ans d'emprisonnement et de 18 000 euros d'amende et de 150 000 euros en cas de récidive (**article L. 216-8 du Code de l'environnement**).

« Le fait de jeter, déverser ou laisser s'écouler dans les eaux superficielles, souterraines ou les eaux de la mer dans la limite des eaux territoriales, directement ou indirectement, une ou des substances quelconques dont l'action ou les réactions entraînent, même provisoirement, des effets nuisibles sur la santé ou des dommages à la flore ou à la faune, [...] ou des modifications significatives du régime normal d'alimentation en eau ou des limitations d'usage des zones de baignade, est puni de deux ans d'emprisonnement et de 75 000 euros d'amende. Lorsque l'opération de rejet est autorisée par arrêté, les dispositions de cet alinéa ne s'appliquent que si les prescriptions de cet arrêté ne sont pas respectées. » (**Article L. 216-6 du Code de l'environnement**).

« Le fait de jeter, déverser ou laisser s'écouler dans les eaux mentionnées à l'article L. 431-3, directement ou indirectement, une ou des substances quelconques dont l'action ou les réactions ont détruit le poisson ou nui à sa nutrition, sa reproduction ou sa valeur alimentaire, est puni de 2 ans d'emprisonnement et de 18 000 euros d'amende » (**article L. 432-2 du Code de l'environnement**).

En cas de défaut d'autorisation pour travaux en rivière, la responsabilité pénale de l'entreprise qui a réalisé les travaux pourra être recherchée au même titre que celle du maître d'ouvrage.

6.1.3 - Prise en compte de la loi sur l'eau et des milieux aquatiques, des études APOA (Avant Projet d'Ouvrage d'Art) au projet

Il est fortement conseillé aux maîtres d'ouvrage de consulter la MISE (Mission Inter Services de l'Eau) le plus en amont possible (au moins dès le niveau APS - Avant Projet Sommaire) afin d'identifier complètement tous les enjeux du milieu et les risques d'inondation (rappel de « prise en compte de la loi sur l'eau lors de la réalisation de chantiers », octobre 2004, Sétra).

Phasage du projet avec le dossier loi sur l'eau

Généralement, pour un ouvrage d'art courant, le dossier police de l'eau est réalisé à l'étape Projet. (toutes les options d'assainissement/rejets sont prises). Pour un ouvrage d'art non-courant, le dossier police de l'eau est réalisé au niveau du projet d'ouvrage d'art. Dans les cas où l'ouvrage est figé dès le début des études (ce qui arrive lorsque le projet concerne l'aménagement d'un ouvrage existant, comme par exemple la rectification d'un virage), le maître d'ouvrage dispose alors d'une connaissance suffisante du terrain pour réaliser le dossier police de l'eau dès le niveau de l'APS : on effectue alors la procédure de DUP (déclaration d'Utilité Publique) et la procédure loi sur l'eau au même moment. Attention, même si la présentation officielle du dossier ne se fait que lors de la phase projet, il convient de contacter la MISE le plus tôt possible (APS) afin de valider les options choisies (période de retour des pluies, enjeux environnementaux, etc.).

Niveau Études préliminaires d'ouvrage d'art non courant (EPOA)

Les études identifient les cours d'eau concernés et les enjeux hydroécologiques. Ceci permet d'établir les principales contraintes de calage du projet et des installations ainsi que les obligations de débit minimal à maintenir et de dimensionnement des ouvrages en fonction de la période de retour retenue du débit du cours d'eau.

Les études doivent préciser la nature des enjeux des formations naturelles ainsi que leurs sensibilités / vulnérabilités, tant pour la vallée franchie que pour les formations avoisinantes. Si des habitats remarquables sont présents, ils font l'objet d'un report cartographique précis, de façon à pouvoir être confrontés à la stratégie d'implantation : piles d'ouvrages, plate-forme de préfabrication ou bassins d'assainissement.

Ces éléments conditionnent les règles du concours de l'ouvrage d'art, ou du cahier des charges de sa conception / construction. Ils peuvent influencer les choix techniques ultérieurs, notamment de portée

et de matériaux. Les emplacements des appuis sont pré-positionnés.

Les études, qui conduiront à la rédaction de l'étude d'impact, doivent d'ores et déjà s'intéresser à la fonctionnalité des formations naturelles et en particulier leur sensibilité au gradient d'hygrométrie des sols et de rabattement de nappe généré par les travaux de fondation.

Le principe de base lors de l'étude des solutions et du choix de la (des) solution(s) retenue(s) à l'issue de l'étude préliminaire est de réaliser l'infrastructure nouvelle (pont et remblais d'accès) en dehors des zones inondables. Ces zones sont définies dans les Plans de Préventions contre les Risques d'Inondations (PPRI), la crue de référence étant la plus forte connue, prise au moins égale à la crue centennale et également, lorsque les plans de prévention des risques n'existent pas, dans les AZI (Atlas des Zones Inondables), disponibles en DIREN. La crue de référence est égale à la plus forte crue connue, la période de celle-ci devant être au minimum de 100 ans. En l'absence de données sur une crue centennale, la cartographie de la zone inondable pourra être établie à partir d'une modélisation hydraulique sur la base d'une crue centennale calculée.

Il n'est toutefois pas toujours possible de respecter ce principe de base pour diverses raisons d'ordre technique, financier, environnemental, ..., ou lorsqu'il s'agit d'aménager une infrastructure existante située en zone inondable.

Dans ce cas, les principes suivants devront être respectés :

- maintien du niveau de service en périodes de crues : assurer la continuité du trafic en toute sécurité et notamment le passage des moyens de secours et d'intervention ;
- non-dégradation, voire amélioration si possible, de la situation existante vis-à-vis des risques d'inondations : l'aménagement ne doit en aucun cas provoquer la submersion d'un niveau plancher non inondé initialement par une crue de référence. L'exhaussement de la ligne d'eau, en considérant la crue de référence, doit être limité au maximum. « A la suite d'un aménagement, il ne pourra pas y avoir en zone à forts enjeux d'exhaussement de la ligne d'eau supérieur à la précision du modèle » (cf. circulaire du 24 juillet 2002 « . (Mise en œuvre du décret n°2002-202 du 13 février 2002 modifiant ou créant les rubriques 2.5.0, 2.5.2, 2.5.4 et 2.5.5 de la nomenclature « loi sur l'eau » et des trois arrêtés de prescriptions générales pour les opérations soumises à déclaration au titre de ces rubriques. »), dans les zones à enjeu moindre. » Une tolérance un peu plus large que la précision du modèle, à apprécier en fonction de chaque situation particulière, peut-être acceptée :
 - lorsque l'impact sur les hauteurs d'eau intervient

hors de ces zones à forts enjeux ;

- lorsque, dans les zones à forts enjeux le seuil de précision du modèle ne peut pas être atteint par des mesures correctrices sans porter gravement préjudice à d'autres intérêts environnementaux, ou du fait du niveau d'extrême contrainte du secteur, à condition que tous les tracés alternatifs aient été étudiés et que tout soit entrepris pour minimiser le dépassement du seuil. » A titre indicatif, les habitations ou installations isolées susceptibles de subir des exhaussements supérieurs à 20 cm doivent être protégées localement, voire rachetées ou dédommagées.

- maintien des conditions d'écoulement : si l'aménagement intercepte longitudinalement les axes d'écoulement du cours d'eau, ce qui est souvent le cas lorsqu'il s'agit d'un pont franchissant un cours d'eau, il ne devra en aucun cas empiéter sur la zone inondable définie par la crue décennale (respect du libre écoulement de la crue, respect de l'espace de divagation du cours d'eau) ou sur toute zone couverte par plus de deux mètres d'eau par la crue de référence (respect de la capacité d'expansion de la crue) ;
- préservation de la morphologie du lit du cours d'eau ;
- respect du milieu aquatique : hydrobiologie, faune, flore, écosystèmes et zones humides, ressource en eau ;
- qualité des eaux : superficielles, souterraines, ruissellement.

Niveau Avant-Projet d'Ouvrage d'art (EPOA)

Les études intègrent les conclusions de la commission d'enquête, les engagements divers (de l'Etat par exemple), et les résultats des études environnementales réalisées à ce stade du projet. Sur cette base, le choix d'implantation des points d'appui de l'ouvrage est réalisé, en adaptant l'inter-distance entre les piles.

La conception de l'ouvrage et la stratégie de chantier tiennent compte :

- de l'assainissement du projet et du chantier,
- des modalités de mise en œuvre,
- des épisodes de référence à prendre en compte,
- de ses impacts sur les lignes d'eau et les formations naturelles.

Niveau projet (POA)

Le projet reprend et détaille les zones où des prescriptions sont imposées ; il fournit également les éléments nécessaires pour la constitution du dossier police de l'eau.

Ce dossier fige les options d'aménagement prises. L'assainissement provisoire durant le chantier est étudié.

Quand doit-on réaliser le dossier police de l'eau ?

Le dossier police de l'eau (et donc le dossier d'incidence) est généralement réalisé au stade du projet d'ouvrage d'art ; en effet, c'est à cette étape que l'on aura le niveau de précision nécessaire à son élaboration : emplacement précis des rejets, prises d'eau, description des ouvrages, ouvrages provisoires.

Le Dce ou comment faire respecter les enjeux environnementaux par les entreprises ?

Par des dispositions précises, prévues et intégrées dans les documents contractuels signés par le maître d'ouvrage et les entreprises, en respectant les dispositions réglementaires, notamment celles du dossier Loi sur l'eau. Le choix de la période de réalisation des travaux peut être imposé ; l'entreprise doit alors en tenir compte dans son programme de réalisation.

Selon le niveau de précision des études lors de l'enquête Loi sur l'eau, il peut y avoir une phase détaillée : projet d'exécution et DCE. Il faut alors y appliquer les prescriptions de l'autorisation. Pour les consultations, les précautions imposées ou préconisées pour la phase chantier doivent être intégrées dans le CCAP (Cahiers des Clauses Administratives Particulières) et le CCTL (Cahier des Clauses Techniques Particulières) du ou des lots concernés. **Qui plus est, il est possible de joindre au DCE une notice environnement**, pièce contractuelle qui permet à l'entreprise de connaître les enjeux environnementaux identifiés lors des études préalables. L'entreprise sera alors jugée, lors de la remise des offres, par son aptitude à intégrer les enjeux environnementaux, traduite dans un SOPAE (Schéma d'organisation du plan assurance environnement). Le SOPAE fait alors partie des pièces de jugement des offres. Il permet au maître d'œuvre d'évaluer la politique de l'entreprise en matière d'environnement et sa détermination à l'appliquer sur le chantier.

6.2 - Méthodologie de l'étude hydrologique

6.2.1 - Objet de l'étude

L'aménagement d'un axe routier à proximité d'un cours d'eau, sur son franchissement, impose souvent la réalisation de travaux dans son lit actif (lit mineur + lit majeur hors zone de stockage) où peuvent se développer des crues. Ces travaux d'aménagement provoquent fréquemment des bouleversements des écosystèmes aquatiques et des perturbations

hydrauliques pouvant générer une modification du tracé du cours d'eau, voire remettre en cause la pérennité de l'ouvrage.

Le système « pont-rivière » forme un tout indissociable. L'examen préalable du milieu naturel, et l'analyse de la situation (interactions entre l'ouvrage et le milieu naturel) doivent permettre de définir au mieux les données et contraintes sur le projet.

Dès les études préliminaires, chaque intervenant impliqué dans le projet routier dans sa globalité devra prendre en compte les contraintes engendrées par les milieux aquatiques et par les techniques habituelles. L'obligation de justification du parti retenu incombe, dès le début des études, au maître d'œuvre associé à une équipe pluridisciplinaire comprenant notamment des spécialistes en matière de tracé routier et d'ouvrages d'art (y compris paysagistes et architectes) pour la partie infrastructures routières, et d'hydrologie (hydraulique et hydroécologie) pour la partie cours d'eau, voire de navigation lorsque le cours d'eau est navigable (cf. liste en 6.9 ci-après).

Ouvrages non courants (cas des fleuves en particulier)

Les recommandations qui suivent peuvent s'appliquer également à des ouvrages courants concernés par de grands bassins versants ou par des phénomènes torrentiels, même peu fréquents.

Notons que de façon générale, les études Loi sur l'eau (hydrauliques et hydroécologiques), pour les ouvrages non courants, sont confiées à des organismes spécialisés.

La prise en compte des données existantes mérite, du point de vue statistique, de faire appel aux notions **d'intervalles de confiance**⁽⁵⁷⁾ associées à celles de **période de retour**.

En effet, la fiabilité des données dont on dispose n'est pas certaine et, de plus, les chroniques existantes ne s'étalent pas souvent sur des périodes suffisamment significatives. Ainsi, l'extrapolation des données pour une période de « n » années à une période de « 3n » années pose un réel problème métaphysique.

La connaissance seule de l'événement de référence ne permet pas en général de caractériser les dommages provoqués par cet événement et de définir les moyens à mettre en œuvre pour lutter contre les flots.

(57) Pour rappel, l'intervalle de confiance (IC) à 95% est un intervalle de valeurs qui a 95% de chance de contenir la véritable valeur du paramètre estimé. Avec un peu moins de rigueur, il est possible d'admettre que l'IC représente la fourchette de valeurs à l'intérieur de laquelle nous sommes certains à 95% de trouver la vraie valeur recherchée. L'intervalle de confiance est donc l'ensemble des valeurs raisonnablement compatibles avec le résultat observé (estimation ponctuelle). Il donne une expression formelle de l'incertitude rattachée à une estimation ponctuelle du fait des fluctuations d'échantillonnages.

L'aménageur a le choix de privilégier l'un des trois paramètres fondamentaux suivants en fonction du problème qu'il a à résoudre :

- hauteur ou débit maximum (paramètres le plus souvent retenus) : la hauteur d'eau maximale est le plus haut niveau atteint par les eaux. C'est donc elle qui fixe le niveau des zones mises « hors d'eau », ainsi que la cote de la crête des digues de protection ;
- en fonction de l'événement de référence (débit maximum), on fixera le débouché des ouvrages de franchissement du cours d'eau (débouché d'un pont, d'un ouvrage de décharge, etc.) ;
- volume écoulé au-dessus d'un niveau donné : c'est le volume à retenir dans un barrage réservoir si l'on veut enlever lors de la montée d'une crue, le volume qui s'écoule au-dessus du niveau choisi (création d'un ouvrage tampon) ;
- durée de dépassement d'une cote « h » : elle caractérise la durée de la gêne causée à l'activité économique à ce niveau et au-dessus.

C'est un paramètre important pour l'estimation des dégâts agricoles ou autres, et la définition de la protection à mettre en place en fonction du temps de submersion admissible. Il peut être très sévère de n'imputer cette gêne qu'à l'ouvrage projeté. En effet celui-ci ne fait en général qu'accentuer un phénomène préexistant.

En outre, seront réclamées durant les diverses phases de l'étude hydraulique les évaluations :

- des exhaussements et des remous associés,
- des affouillements généraux et locaux et des mises en vitesse locales,
- du transport solide (érosion, dépôt),
- des impacts environnementaux sur la faune et la flore.



Partie 6 - Photo 1 – Source : CETE du Sud-Ouest - DDE de Dordogne

Cas des ouvrages courants (petits bassins versants en général)

Par contre, pour les ouvrages plus modestes concernant souvent des petits bassins versants, il est fait appel pour la détermination des débouchés aux méthodes figurant dans le guide technique de l'assainissement routier (2006).

Pour les **petits cours** d'eau, il est très difficile d'apprécier correctement les débits suite aux **fortes incertitudes** pesant sur les données de base : pluviométrie, coefficient d'imperméabilisation, couverture végétale, pente, évolution du lit dans le temps...

Pour ce type d'aménagement, prendre un « débit » d'équipement supérieur au « débit de projet » n'est pas nécessairement très onéreux et peut présenter un enjeu certain en terme d'entretien et de conservation du patrimoine.

Par contre, pour les sites sensibles, les problèmes d'écosystèmes seront peu différents selon qu'il s'agisse de petits ou de grands cours d'eau.

6.2.2 - Étude de l'état initial

Le but de l'étude hydraulique au sens large du terme est d'établir, dans un premier temps, l'état de l'existant, sans le nouvel aménagement projeté. Cet état doit intégrer les effets des autres aménagements du cours d'eau, prévus mais non encore réalisés.

- Le bureau d'études hydrauliques vérifie tout d'abord les différents niveaux d'eau (cote d'étiage, cote de retenue normale, cote des plus hautes eaux connues, cote des crues normales - 5 ans, 10 ans, 20 ans...) ; ces niveaux, reportés sur le profil en long de l'ouvrage, sont des paramètres très importants pour l'étude, la construction et la vie de l'ouvrage. Il détermine ensuite les emprises concernées et l'impact induit par le remblai routier (s'il y a lieu).

- Description du site, données topographiques, hydrologiques ... :

- description du bassin versant (limites, surfaces, pentes, nature des sols, végétation, agressivité éventuelle des eaux...) ;
- implantation des ouvrages hydrauliques existants et conditions de fonctionnement de ceux-ci ;
- localisation des stations de mesure éventuelles et exploitation des données enregistrées (niveaux de crue, débits, hauteurs de pluie...) ;
- description des zones inondables (limites, nature des terrains et des zones submergées, estimation des risques...) ;
- plan d'implantation des ouvrages concernés ;
- plans des ouvrages projetés (plans généraux et tableaux de caractéristiques pour les ouvrages courants ; plans généraux et de détail, dispositions

constructives touchant l'hydraulique pour les ouvrages importants).

- Définition du modèle mathématique (voire physique).
- Calage du modèle.
- Établissement des lignes d'eau de référence.
- Études morphologiques du cours d'eau (stabilité en plan, évolution du profil en long, débits solides).
- Établissement de l'état initial du biotope et de la biocénose (cf. les données générales présentées dans la partie 4).

Cette étude doit être disponible au stade de la DUP, elle doit donc être terminée avant l'établissement des études préliminaires d'ouvrage d'art qui doivent déjà prendre en compte ses conclusions.

6.2.3 - Étude de l'état aménagé

Par rapport à cet état de référence, cette étude doit mettre en évidence les modifications qu'engendrerait la construction du nouvel ouvrage :

- définition de l'aménagement,
- calcul du remous induit par l'ouvrage de franchissement,
- impact de l'aménagement sur les crues du cours d'eau.

Au titre de la loi sur l'eau et de ses décrets d'application, le document d'incidence, qui peut être assimilé à une étude d'impacts, indiquera les conséquences de l'aménagement sur :

- les ressources en eau,
- le milieu aquatique,
- l'écoulement,
- le niveau et la qualité des eaux (y compris celles de ruissellement),
- etc.

De plus, il présentera les dispositifs envisagés, notamment leurs caractéristiques techniques et leur capacité, et la compatibilité du projet avec le schéma d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE) ou le schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux (SDAGE).

Parmi les objectifs définis précédemment, certains peuvent être contradictoires voire irréalistes dans certains cas. Il faut donc confronter les besoins locaux aux contraintes techniques pour fixer les objectifs de l'aménagement.

C'est à la fin des études d'avant-projet, lorsque la solution retenue est suffisamment précise, que peut et doit être engagée l'étude de l'état aménagé, avant de passer au projet définitif.

Impact et mesures réductrices et compensatoires

Des mesures compensatoires ne sont à envisager que dans le cas où les impacts prévisibles ne sont pas ou peu réductibles, en concertation avec les auteurs de l'étude d'environnement et les acteurs concernés par l'altération des conditions existantes. Ces mesures devront, autant que possible, viser les mêmes milieux que ceux affectés par l'ouvrage.

Le chapitre 2 de la partie 4 du présent guide donne des pistes relatives aux mesures à prévoir. Le spécialiste du domaine, associé à l'étude du dossier police de l'eau, devra proposer et expliciter les mesures les mieux adaptées au contexte.

Ces mesures devront faire l'objet d'un montage juridique soigné et s'appuyer sur la collaboration avec les différents partenaires et gestionnaires potentiels (administrations, collectivités, associations).

Détermination des risques d'érosion et d'affouillements

Les risques d'érosion et d'affouillements devront être étudiés le plus tôt possible, tant sur le plan général du lit que sur les actions locales (notamment au voisinage des appuis envisagés). L'étude morphodynamique doit permettre :

- de caractériser les phénomènes d'érosion, en régime normal et en régime de crue exceptionnelle ;
- de les quantifier selon les critères de mise en mouvement des sédiments (vitesse critique, tension de cisaillement, puissance spécifique) ;
- de définir les éventuels dispositifs de protection ou d'atténuation à adopter.

Le lecteur se reportera aux chapitres 1 et 2 de la partie 3 pour une meilleure approche des problèmes rencontrés. La définition des protections éventuelles sera présentée, pour les ouvrages, les remblais contigus, les champs d'inondation, en s'inspirant des développements du chapitre 3 de cette même partie 3.

Interaction écoulement-structures

Action des structures sur le fluide : instabilité de l'écoulement au droit des ouvrages.

L'étude du régime du cours d'eau est une étape essentielle à la définition du type d'ouvrage à réaliser et à son emplacement. Si on doit toujours s'efforcer de placer l'ouvrage de telle manière qu'il modifie le moins possible le régime du cours d'eau, on s'attachera à rechercher les emplacements où le lit de la rivière est durablement fixé et où la direction du courant ne varie pas sensiblement entre les débits d'étiage et ceux des crues majeures. C'est notamment le cas des cours d'eau dont le lit majeur est notablement plus important que le lit mineur.

La ligne de plus grande pente du cours d'eau relie les rives concaves du lit mineur, et les points d'inflexion sont les lieux où la direction du courant est essentiellement variable : en période de basses eaux, elle est parallèle à l'axe du thalweg, mais au fur et à mesure que le niveau monte, elle tend à devenir parallèle à l'axe du lit majeur. En tout état de cause, si un tel emplacement devait être retenu, il conviendrait de limiter le nombre d'appuis dans le lit majeur et d'orienter les appuis selon les courants de crue.

Les actions des structures sur le cours d'eau se traduisent principalement par :

- des turbulences et tourbillons, lorsque les courants sont obliques par rapport à la direction des piles. Il se produit alors, en général, des affouillements qui peuvent être préjudiciables à la stabilité de l'ouvrage ;
- une augmentation de la vitesse moyenne du courant, liée à la réduction de section ouverte au passage de l'eau. De plus, le remous augmente en amont.

Action du fluide sur les structures

L'action de l'eau sur une pile en rivière s'exerce de diverses façons :

- le courant exerce une action hydrodynamique sur les parties immergées dont la réaction est généralement négligeable ;
- l'impact et le frottement des particules solides entraînées par le courant provoquent l'abrasion des parties immergées ;
- la dissolution de la chaux libre des mortiers et bétons immergés ;
- les affouillements des fonds, au voisinage de la fondation, par le courant comme il est présenté à la partie 2 plus avant.

Le lecteur se reportera aux chapitres 3 et 4 de la partie 2 pour une connaissance plus détaillée de ces actions et leurs parades.

6.3 - Avant projet routier étude préliminaire d'ouvrage d'art (phase 1)

6.3.1 - Objectifs

L'étude préliminaire d'ouvrage d'art étudie l'ensemble des solutions techniques (différentes configurations d'ouvrages) permettant de répondre aux données et contraintes du programme, y compris naturelles et environnementales, en vue de retenir la/les solution(s) la/les mieux adaptée(s).

Au niveau de l'étude préliminaire d'ouvrages d'art, les objectifs sont assignés à l'étude de l'écoulement du cours d'eau et de la stabilité du lit. Cette étude est destinée à être intégrée, le cas échéant, à l'enquête préalable à la DUP de l'ouvrage. Elle devra tout particulièrement démontrer que l'impact de l'aménagement sur le milieu est acceptable. Elle devra permettre de définir les trois données principales suivantes.

Débouché hydraulique de l'ouvrage et son positionnement

Le bureau d'études hydrauliques travaille à ce stade sans connaître le nombre d'appuis prévus, ni leur implantation. Il vérifie que le projet ne crée pas de nouvelles zones inondables (vérification de l'exhaussement en amont de l'ouvrage par rapport à celui admissible en tenant compte d'éventuels ouvrages de décharge à dimensionner), qu'au droit de l'ouvrage les vitesses d'écoulement ne sont pas accrues au point d'exiger de lourds travaux de confortement du lit et des berges et que la largeur de l'ouvrage est telle qu'elle puisse assurer le passage du plus grand corps flottant possible.

Niveau de calage de l'intrados de l'ouvrage

Ce niveau de calage de l'intrados des ouvrages est déterminé pour une crue de référence en général centennale, en tenant compte d'un engraissement éventuel du fond du lit par apports de solides, de la majoration de cote pour tenir compte des effets dynamiques du courant (vitesse, courbure de l'écoulement dans les coudes, ...) et d'une revanche minimale pour laisser passer les corps flottants (en général 0,50 m à 1 mètre). Le dossier pilote OHVM 63 du Sétra, citant Séjourné, exige des revanches allant de 0,60 m à 1,50 m en fonction des ouvertures variant de 2 m à 8 m. Cette règle, applicable à de petits ouvrages très robustes, ne peut pas être étendue à des tabliers plus légers ou reposant sur des appuis en élastomère (passerelles notamment).

L'application de l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1) et l'implication de la durée de vie escomptée de l'ouvrage, avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique, fait que la revanche relève également d'un choix du maître d'ouvrage.

La revanche doit être adaptée à l'occurrence de forts charriages de matériaux forestiers, dans les régions boisées, qui peuvent, en quelques jours de crue, constituer des amas importants sur les piles des ouvrages, sans possibilité d'intervention des équipes d'entretien.

Enfin, les appareils d'appui et les articulations des arcs devront être disposés au-dessus du niveau de la crue de référence.

Dispositions nécessaires à la stabilisation du lit et des berges.

Comme il est indiqué plus haut, le projet à ses différents stades devra préciser les dispositions éventuellement nécessaires pour la préservation du lit et la protection des berges mise en place d'épis, de panneaux de fonds, enrochements, dragages périodiques, etc.

Dès le niveau de l'Étude Préliminaire d'Ouvrage d'Art, on procédera à quelques études comparatives. De telles approches apporteront des éléments d'appréciation indispensables pour aboutir à une définition plus objective des ouvrages à projeter : incidence de l'aménagement en terme d'environnement, valeurs des exhaussements, dimensionnement des débouchés et des ouvrages de décharges, transparence paysagère. Enfin, au fur et à mesure des études, peuvent apparaître de nouvelles contraintes susceptibles de conduire à modifier les objectifs initiaux issus de cette étude en évitant d'apporter d'importantes dérives financières.

6.3.2 - Écoulement du cours d'eau

L'étude hydraulique abordera le fonctionnement du cours d'eau à franchir et définira la configuration plausible du lit actif, conservé en l'état ou réaménagé après examen de la stabilité du lit. Nous rappelons que pour certains cours d'eau, le lit actif est vagabond. Dans ce cas, la construction d'un ouvrage conduira à stabiliser le lit du cours d'eau, en accord avec la MISE. En effet la stabilisation du lit peut conduire à modifier le profil en long et en travers du lit mineur (rubrique 3.1.2.0 de la nomenclature).

Pour ce lit actif, l'étude hydraulique doit définir les conditions d'écoulement (niveaux, vitesses, répartition entre les divers lits du débit, exhaussement par rapport à des débits de référence) des débits de référence à prendre en compte pour :

- la conception des passages hydrauliques, y compris les ouvrages de décharge,
- la construction des appuis dans différentes hypothèses d'emprises provisoires dans le fleuve.

6.3.3 - Prise en compte des enjeux environnementaux

La prise en compte, dès l'avant-projet routier (études préliminaires d'ouvrage d'art) des enjeux environnementaux du milieu naturel (faune et flore) est une nécessité si l'on ne veut pas s'exposer à une reprise importante des études par une remise en cause ultérieure de ces enjeux. La préservation de certains biotopes peut conduire le maître d'œuvre à limiter

l'implantation d'appuis. Les conditions de survie des espèces rares doivent également être prises en compte (ensoleillement, humidité, obstacles rédhibitoires au cheminement, etc.).

Le lecteur aura grand intérêt à se reporter au guide méthodologique « Les études d'environnement dans les projets routiers » co-édité par le Sêtra et le Certu (octobre 1997) pour une connaissance plus approfondie de ces études et du rôle de l'équipe projet.

6.3.4 - Stabilité du lit et des berges

L'enquête sur la **stabilité du lit** doit permettre d'établir un diagnostic sur les potentialités d'évolution du lit, en l'état et à terme, en fonction des caractéristiques connues du projet, et notamment l'ampleur de l'affouillement général.

Cette évolution du lit concerne tous les phénomènes, aussi bien d'érosion ou de dépôt observés par l'évolution du profil en long, que les méandres par les modifications du tracé en plan de la rivière.

Cette enquête devra déboucher sur les aménagements adéquats touchant l'ouvrage et sa zone d'influence.

La préservation des berges et des conditions d'écoulement du cours d'eau est également un enjeu important vis-à-vis de la végétation et de la faune, terrestre ou aquatique.

6.3.5 - Interactions de l'ouvrage et des chenaux de navigation

Dans le cas de franchissement d'une rivière canalisée, le maître d'œuvre devra obtenir du service gestionnaire de la voie d'eau les caractéristiques en plan et en élévation des chenaux de navigation et de leurs annexes dans le site concerné. Il devra notamment obtenir les valeurs actuelles et prévisibles des gabarits, tirants d'air au-dessus du plan d'eau et au-dessus du chemin de halage, mais également celles de la section mouillée à préserver.

La partie 5 du présent guide donne de plus amples précisions sur les contraintes liées à ces franchissements.

6.4 - Avant-projet d'ouvrage d'art (phase 2)

6.4.1 - Objectifs

Cette phase est essentiellement une étape de maturation et d'élaboration de la conception du projet sur la base de la solution retenue à l'issue de la phase précédente. Toutes les données du programme de l'ouvrage doivent avoir été, sinon arrêtées, du moins déterminées avec précision. Des études géotechniques ou hydrologiques complémentaires doivent avoir été réalisées avant le début de cette phase.

A la fin de cette phase, la géométrie de l'ouvrage, le choix des fondations, les modes de construction de l'ouvrage et les notes d'hypothèses des calculs ultérieurs doivent pouvoir être validées.

6.4.2 - Prise en compte des enjeux environnementaux

Les enjeux environnementaux participent, comme toutes les autres données du programme, à la définition de l'ouvrage. Elles sont traduites en termes d'équipements spécifiques ou de dispositions constructives particulières. Les revues d'étape organisées autant que de besoin avec les différents spécialistes de domaines, doivent permettre de lever les difficultés ou impossibilités à concilier des choix entre des exigences contradictoires.

Le chef de projet pourra être conduit à proposer des suites à donner à des problèmes nouveaux ou à des variantes possibles.

6.5 - Projet détaillé (phase 3)

6.5.1 - Objectifs

Au stade du projet, la solution technique retenue à l'issue de l'étude préliminaire et validée techniquement et financièrement par l'avant-projet, est étudiée en détail. On procède à une conception complète et à un dimensionnement précis de l'ouvrage, ce qui nécessite d'affiner l'ensemble des données et contraintes relatives au cours d'eau.

Pendant l'élaboration du projet d'ouvrage d'art, le bureau d'études hydrauliques travaille à partir des données de modification de l'existant proposées par le bureau d'études du maître d'œuvre et dimensionne

les dispositifs de protection des appuis, du lit et des berges. Cette étude est destinée à constituer, le cas échéant, l'un des éléments de l'enquête hydraulique préalable à l'autorisation de travaux ; elle fournira les éléments nécessaires à l'élaboration du document d'incidence du projet.

Le bureau d'études hydrologiques et le bureau d'études environnementales réalisent l'étude détaillée des impacts et des mesures compensatoires, tant en ce qui concerne l'hydraulique que pour la qualité générale de l'environnement.

6.5.2 - Réexamen de l'étude hydraulique de l'avant-projet

Le bureau d'études hydrauliques s'assurera de la validité des résultats établis au niveau de l'étude préliminaire au vu des modifications de l'existant envisagées au stade du POA (implantation exacte de l'ouvrage et de ses appuis, présence ou non d'ouvrages de décharge...). Au fur et à mesure de l'avancement de ce type d'études, de nouvelles contraintes peuvent apparaître pouvant conduire à modifier certains objectifs initiaux issus de l'étude préliminaire.

Le bureau d'études affine, si nécessaire, l'étude de l'écoulement des eaux et de la stabilité du lit. Cette reprise ne devrait normalement pas apporter de modification technique et économique majeure.

6.5.3 - Stabilité des appuis et protections éventuelles

Pour l'état de référence du lit (état « naturel » ou état « corrigé ») seront définies notamment :

- l'ampleur de l'affouillement général,
- l'ampleur de l'affouillement local, d'où la position des semelles de fondation, les protections éventuelles à prévoir pour les appuis (les protections immédiates tels que enrochements, traitement de sol, jet-grouting ; les protections à distance tels que seuil, perrés, épis fixant le lit).

Les mesures de protection préconisées seront précisées par des documents comportant les notes de calculs les justifiant ainsi que les métrés et plans correspondants.

6.6 - Données nécessaires à une étude hydraulique

Il s'agit des éléments nécessaires à l'étude lors de ces diverses phases, qui sont fournis par le maître d'œuvre ou recueillis par le bureau d'études hydrauliques.

Dans ce dernier cas, et chaque fois qu'elles ne sont pas issues de ses choix, elles devront être validées par le maître d'œuvre.

6.6.1 - Description du projet

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Plan de situation (type carte d'état major ou « Michelin » ou IGN 1/250 000)	⊙			
Vue en plan du site , avec report des axes probables du pont et de la route d'accès (1/200, 1/500, 1/1 000 ou 1/5 000) <i>Du point de vue hydraulique, l'objectif déterminant est de positionner l'ouvrage dans une section où l'écoulement est concentré au maximum dans le lit mineur</i>	⊙			
Débouché de l'ouvrage principal et, le cas échéant, débouchés des ouvrages secondaires : <i>Des contraintes autres qu'hydrauliques peuvent déterminer le débouché. Par exemple : dans le cas d'une rivière enfermée dans une gorge, la distance entre culées est imposée par la topographie ; dans le cas d'une voie navigable, le gabarit de navigation impose généralement un tirant d'air et une largeur, parfois surabondants pour l'écoulement des crues.</i>		⊙		⊙ (conseil)
Appuis de l'ouvrage : nombre, dimensions, forme, mode de construction, type de fondations		⊙		⊙ (conseil)
Photographies des abords et repérage lors de la visite du site <i>Ces éléments peuvent effectivement être utilement enrichis par une visite du site, et par l'examen des photographies terrestres et aériennes existantes, d'anciens plans topographiques...</i>				

6.6.2 - Données fonctionnelles

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Gabarits de navigation : • dimensions : hauteur au-dessus du niveau des Plus Hautes Eaux Navigables (PHEN), largeur ; • possibilités de dédoublement d'un gabarit unique ; • positions extrêmes admises pour chacun de ces gabarits à indiquer sur un croquis coté. <i>(validées par le Service gestionnaire de la voie navigable)</i>	⊙			
Tirants d'air pour objets flottants, à réserver au-dessus des Plus Hautes Eaux Connues (PHEC) <i>(cf. les recommandations en 6.3.1. ci-dessus)</i>	⊙			
Convois fluviaux éventuels : description <i>(Validés par le SN)</i>	⊙			

6.6.3 - Données topographiques et bathymétriques

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
<p>Géométrie du chenal d'écoulement :</p> <ul style="list-style-type: none"> à partir de levés bathymétriques (lit mineur) et topographiques (lit majeur) ; vérifications au niveau de sections de contrôle : ponts, barrages, verrous topographiques, seuils, ... <p>Le linéaire de chenal de transit des crues, objet des levés topographiques nécessaires à la « construction des modèles » permettant les simulations ultérieures, sera défini par l'hydraulicien, conseil du maître d'œuvre</p> <p><i>Pour une étude d'écoulement général, il s'agit couramment d'une longueur assez importante, en aval et surtout en amont de l'ouvrage (> 1 km). Ce secteur d'étude doit se rattacher, en amont comme en aval, à des points où la ligne d'eau est connue en débits et en cotes</i></p>	⊙			
<p>Analyse de la stabilité du lit en tracé en plan et en profil en long (modification des méandres, érosion du fond et des berges, fosses) :</p> <ul style="list-style-type: none"> à partir des levés topographiques (et bathymétriques) successifs obtenus (cartes d'état major, plans cadastraux anciens ou récents ou photographies aériennes). <p>Deux cas se présentent :</p> <ul style="list-style-type: none"> le lit est stabilisé et a atteint son état d'équilibre, avec un tracé bien fixé depuis plusieurs décennies : l'analyse est achevée ; des évolutions se sont manifestées récemment : il y aura lieu de faire des études spécifiques pour évaluer les risques d'évolutions futures et mettre au point des dispositifs de protection des berges (cf. § érosion). 	⊙		⊙ (soutien)	
<p>Transport solide</p> <p><i>Cette information est capitale pour l'implantation de l'ouvrage et pour le niveau de ses fondations et la nature de leurs protections</i></p>				⊙
<p>Description des lits mineur et majeur :</p> <ul style="list-style-type: none"> profil en long du terrain naturel selon l'axe du tracé (lit compris) ; pentcs longitudinales du fond des lits majeur et mineur (i_M, i_m) d'un profil en long de la rivière ; lit simple ou composé ? lit majeur capacitif ou actif ? ; coefficients de Strickler (K_m, K_M) des lits mineur et majeur ; vitesse d'écoulement (V_m, V_M) ; pentcs des lignes de charge J ; surfaces mouillées des lits majeur et mineur (S_M, S_m) ; la surface mouillée du lit actif vaut alors : $S = S_m + S_M$; périmètres mouillés des lits majeur, mineur et actif (P_M, P_m, P) ; rayon hydraulique des lits majeur, mineur et actif (R_M, R_m, R) ; débits des lits majeur, mineur et actif ($Q_M, Q_m, Q = Q_M + Q_m$) ; largeur au miroir des lits majeur et mineur (L_M, L_m). 				⊙

6.6.4 - Données géologiques et géotechniques

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Géologie du sol : par sondage carotté <i>La nature du fond du lit peut avoir une incidence sur le transport solide</i>	⊙			
Perméabilité des sols		⊙		
Granulométrie et blocométrie du sol, en lits mineur et moyen		⊙		
État de la surface du lit majeur (champs, bois, cultures, zones urbanisées...)		⊙		

6.6.5 - Données hydrologiques

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Niveaux d'eau caractéristiques, pour des occurrences annuelles, décennales, centennales : • PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) ; • PHEN (Plus Hautes Eaux Navigables) (s'il y a lieu) ; • PBEC (Plus Basses Eaux Connues) ou niveau d'étiage ; • niveaux d'étiage d'occurrence annuelle, décennale... ;	⊙			
Niveaux moyens du cours d'eau, sur une centaine de mètres de part et d'autre du futur ouvrage <i>Cette donnée est utile pour des problèmes d'intégration dans le site, pour des problèmes d'accès...</i>	⊙			
Connaissance de risques d'embâcles/débâcles ?	⊙			
Caractéristiques des crues (et débâcles éventuelles) : • périodes, fréquence moyenne ; • débits, vitesse et direction des courants ; • charriage : existence et nature le cas échéant (troncs d'arbre, blocs de glace, ...) <i>(informations auprès de la DIREN et tous services intervenant en cas de crues)</i>	⊙			
Régime des marées (s'il y a lieu), pour les ouvrages implantés sur les fleuves soumis à l'effet de la marée : • PHMVE (Plus Hautes Marées de Vives Eaux) ; • PBMVE (Plus Basses Marées de Vives Eaux) ; • PHMME (Plus Hautes Marées de Mortes Eaux) ; • PBMME (Plus Basses Marées de Mortes Eaux) ; • mascaret ; • courants de marée. <i>(se rapprocher du Service Maritime ou du port autonome)</i>	⊙			



Données hydrologiques suite

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Implantation des stations hydrologiques dans le site <i>Les données d'implantation des stations (hauteurs, débits, courbes de tarage) sont disponibles sur la banque de données HYDRO ou auprès des DIREN</i>			⊙	
Données recueillies par les stations hydrologiques : <ul style="list-style-type: none"> niveaux d'eau journaliers mesurés aux stations ; débits maximaux instantanés (journaliers, mensuels, annuels, décennaux, centennaux non connus aux stations ; courbe de tarage, appelée aussi loi hauteur-débit ou loi Q(z), aux stations. 			⊙	
Inventaire des échelles de mesure de ligne d'eau ou de débit			⊙	
Modifications des écoulements dues au projet, notamment en période de crues				⊙
L'hydraulicien déterminera notamment : <ul style="list-style-type: none"> les lignes d'eau en crue (débit et cotes) : pour au moins deux crues avant débordement dans le lit majeur, et pour deux crues largement débordantes ; la loi d'écoulement au droit des ouvrages (cote amont et cote aval), de type seuil ou déversoir. Il fixera le débit de projet devant passer sous l'ouvrage sans danger. Ce débit devra être suffisamment élevé pour en diminuer le risque de dépassement, tout en restant raisonnable, pour ne pas induire un coût prohibitif <i>Ce choix d'un débit de projet sera bien sûr empreint d'incertitudes (échantillonnage établi sur une période de temps plus ou moins limitée et comprenant des valeurs parfois imprécises voire erronées, méthodes de calcul basées sur des modèles mathématiques théoriques plus ou moins bien adaptés...) et soumises à des aléas (modification possible de l'environnement au cours des années...), inhérents à toute approche probabiliste de la sécurité</i>				

6.6.6 - Données environnementales

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Aménagements proches du cours d'eau ou influant sur celui-ci : <ul style="list-style-type: none"> inventaire et historique : relevé chronologique de l'aménagement du cours d'eau (perrés, murs de quai, endiguement, barrage de retenue, barrage régulateur de crue, seuils de prise d'eau, seuils fixant le lit, ponts) ; influence de ces aménagements sur le régime d'écoulement du fleuve et sur la connaissance statistique du régime de crue du cours d'eau ; caractéristiques et comportement des ouvrages d'art voisins déjà construits. 				⊙
Qualité de l'eau (agressivité chimique de l'eau)				⊙
Qualité piscicole (cf. Étude d'environnement)				⊙
Description du biotope et état de la biocénose				⊙
Présence d'objets charriés (troncs d'arbre, ...)				⊙

6.6.7 - Données sur les zones inondables

	Données fournies par le maître d'œuvre		Données fournies par le maître d'œuvre ou un autre intervenant	
	Phase 1	Phase 2	Phase 1	Phase 2
Limites de la plus forte crue historique connue			⊙	
Cartographie des zones inondables par approche hydrogéomorphologique			⊙	

6.7 - Chantier

6.7.1 - Respect de la loi sur l'eau

Dans le cadre du chantier, les dispositions prévues par la loi du 3 janvier 1992, s'appliquent essentiellement aux travaux visés par les articles 2.5.3 et 2.5.4 du décret n° 93-743 du 29 mars 1993 : ouvrages, remblais et épis, dans le lit mineur d'un cours d'eau constituant un obstacle à l'écoulement. Toutes les opérations, susceptibles de générer des effets sur les ressources en eau, énumérées dans la nomenclature « police de l'eau » de ce décret, doivent faire l'objet de réponses techniques adaptées.

Pour parer à toute variante intempestive de l'entreprise, qui s'affranchirait de cette obligation, le maître d'œuvre veillera à exclure, dans le DCE, toute proposition de variante susceptible de générer des pollutions ou des dommages irréversibles au site, et notamment au cours d'eau.

Le DCE (CCAP) veillera également à prévoir des pénalités dans le CCAP à appliquer dans le cas où certaines clauses de la notice environnementale ne seraient pas respectées.

6.7.2 - Prise en compte des phases provisoires dans les études

La cinématique des travaux affectant le cours d'eau devra tenir compte des débits probables saisonniers du cours d'eau, mais également de précautions liées à l'environnement biologique (p.e. reproduction d'espèces piscicoles particulièrement sensibles). Ces sujétions, qui devront avoir été stipulées dans le marché, doivent faire l'objet d'une prise en compte dans le programme d'exécution des travaux (art. 33 du fasc. 65A du CCTG) et éventuellement détaillées dans les procédures spécifiques d'exécution relatives aux fondations et aux appuis en rivière.

Pour ce faire, une notice environnementale aura été élaborée avec les services spécialisés (DIREN, DDAF) et intégrée au DCE.

Préalablement à son visa, le maître d'œuvre s'assurera par un examen critique de ces documents, en faisant éventuellement préciser tous les points qui ne lui sembleraient pas de nature à garantir le respect de ces exigences, tant au niveau du planning que des moyens mis en œuvre. Les points critiques et le traitement des aléas devront être clairement présentés.



Partie 6 - Photo 2 – Source : CETE du Sud-Ouest - DDE de Dordogne

On vérifiera également que les méthodes d'exécution proposées par l'entreprise sont compatibles avec les prescriptions du marché.

6.7.3 - Ouvrages provisoires en site aquatique

La réalisation des ouvrages provisoires relève des mêmes garanties d'exécution que les ouvrages définitifs. Des dérogations peuvent être autorisées par le maître d'œuvre selon la durée de service de ces ouvrages et des charges effectives qu'ils sont susceptibles de supporter. Ces dérogations ne peuvent en aucun cas être opposables aux obligations de la loi sur l'eau.

Le dimensionnement est justifié à l'état limite de service, dans le cas d'un ouvrage provisoire dont une partie est destinée à rester incorporée à l'ouvrage définitif et aux états-limites ultimes de stabilité propre et de résistance pour chaque élément structural, ou de stabilité générale au grand glissement pour l'ensemble de la structure. Ces ouvrages, qu'ils soient ou non soumis à son visa, devront faire l'objet d'un examen par le maître d'œuvre, afin que ses réserves éventuelles sur l'ouvrage provisoire ou son mode de réalisation, soient formulées le plus tôt possible.

Les principaux ouvrages provisoires sont des blindages ou des batardeaux nécessaires à l'exécution des fondations en rivière. Qu'ils soient constitués de rideaux de palplanches ou de digues en terre, le maître d'œuvre doit s'assurer des conditions d'étanchéité et de stabilité de ces structures.

Pour leur exécution et leur dimensionnement on se reportera aux documents suivants :

- Exécution des fondations d'ouvrages d'art à l'abri de batardeaux et blindages en palplanches métalliques du CETE de l'Ouest (1986).
- Dimensionnement des ouvrages provisoires, blindages et batardeaux du service technique central des ports maritimes et des voies navigables (notice STC n° 77-1 de mars 1977).

La réalisation des travaux peut nécessiter une grande variété d'ouvrages provisoires, moins courants, mais qui devront être justifiés par le calcul et dimensionnés pour répondre au service qu'ils doivent remplir pendant un temps limité et dans des conditions qui doivent être appréciées en conséquence : palées, estacades, remblai, échafaudages et étaitements, etc.

Lorsque ces ouvrages provisoires sont mis en œuvre à proximité d'une voie de navigation, ils devront être dimensionnés selon les mêmes règles que les ouvrages définitifs, vis-à-vis du choc des bateaux de la classe la plus élevée, autorisée à circuler sur cette voie.

6.7.4 - Protection du cours d'eau - Rejets

Mesures générales de protection

Les mesures générales de protection en cours de chantier concernent essentiellement les aménagements réalisés pour l'exécution des travaux dans le lit de la rivière (terrassements, plate-formes de travail, fouilles, dérivation provisoire, busages, passages à gué, estacades, etc.) ou pour la commodité des conditions de vie sur le site (bureaux, bases de vie, sanitaires et réfectoires, etc.).

Dans le premier cas, il s'agira de recueillir, par des fossés périphériques, les eaux de ruissellement afin de les traiter (décantation) avant rejet.

Dans le second cas, il sera nécessaire de réaliser un système d'assainissement particulier, redirigé vers une unité de traitement adaptée ou vers une cuve de stockage régulièrement vidangée.

Mesures à prendre vis-à-vis des laitances

Les mesures spécifiques à prendre vis-à-vis des laitances concernent :

- d'une part, l'implantation des plate-formes de la centrale à béton ou de la zone de nettoyage des toupies et de l'unité de préfabrication à l'écart du cours d'eau et en dehors des zones inondables ;
- d'autre part, la récupération et le traitement des eaux de ruissellement au voisinage immédiat des ouvrages coulés en place (appuis tablier), ainsi que l'aire de nettoyage des banches.

Pour les zones de stockage des liants (ciments, chaux et adjuvants), outre l'attention portée au traitement des eaux de ruissellement, il conviendra de veiller à les éloigner du cours d'eau en fonction des vents dominants.

Mesures à prendre vis-à-vis des produits de forage

Les produits résiduels des forages (bentonite notamment) doivent être récupérés et évacués vers un dépôt ou un bassin de décantation. Le traitement de la bentonite devra être réalisé avant sa complète dessiccation, sa dangerosité étant avérée à sec (particules très légères et riches en silice cristalline).

Mesures à prendre vis-à-vis des hydrocarbures

L'omniprésence d'engins tirant leur énergie des hydrocarbures rend l'efficacité des mesures de protection extrêmement contraignante. Dans le cadre d'un projet d'aménagement routier on s'attachera donc à centraliser la gestion de la pollution (atelier mécanique, citernes de stockage des carburants, zone

de ravitaillement des engins, aires de lavage) aussi loin que possible du cours d'eau et en appliquant les dispositions préconisées par le document Sétra-LCPC « Prise en compte de la législation sur l'eau et les milieux aquatiques lors de la réalisation des chantiers routiers ».

Il devra être prévu, au voisinage de chaque point principal d'utilisation d'hydrocarbures, un dépôt de produit absorbant adapté au type d'intervention, en cas de fuite.

Mesures à prendre vis-à-vis des solvants

Hormis quelques cas liés à des défauts de conditionnement, ces produits peuvent être essentiellement dommageables au moment de leur mise en œuvre notamment sur le site même. Les moyens d'exécution doivent donc éviter autant que possible la dispersion en aérosol de ces produits et de leurs mélanges. A défaut, il sera nécessaire de prévoir l'application en espace confiné avec récupération et traitement approprié des déchets.

Autres polluants

La très grande diversité de matières dangereuses fluides, pures ou en émulsions, aqueuses ou non, utilisées sur les chantiers de travaux publics et notamment certains isocyanates, nécessite la mise en œuvre de précautions particulières et d'un traitement spécifique d'élimination.

En outre, certains polymères inoffensifs en produits finis peuvent libérer des composés d'une extrême toxicité par combustion lors d'un « nettoyage » de chantier (p.e. le styrène). Il est rappelé que le brûlage des déchets de toutes natures est interdit (à l'exception des matériaux contenant des termites), même en cas d'évacuation des cendres.

Certaines matières dangereuses ne se rencontrent plus sur les chantiers d'ouvrages d'art qu'à l'occasion de travaux d'entretien ou de réparation. C'est le cas de l'amiante et du plomb.

Le décret n° 96-1133 du 24 décembre 1996 a interdit la fabrication, l'importation, la mise sur le marché, l'exportation et la vente de toutes les variétés d'amiante, avec quelques dérogations, dont aucune ne touche aux produits et matériaux destinés aux ouvrages d'art.

Quant au plomb, on peut parfois en trouver dans les ouvrages existants sous forme de tubes d'évacuation des eaux du tablier, ou de la seule collerette, soit en plomb, soit en composite PVC/Pb.

La céruse ($2\text{PbCO}_3, \text{Pb}(\text{OH})_2$), qui a été pendant longtemps employée comme pigment blanc dans les

peintures, est interdite dans ce secteur depuis 1948 mais elle reste présente dans des vieilles peintures.

Les pigments, élaborés à partir de litharge : jaune (chromate : PbCrO_4 entrant dans la fabrication de la peinture des ex-bandes jaunes routières), rouge (molybdate : PbMoO_4) ne sont plus utilisés.

Le minium est de moins en moins utilisé comme peinture antirouille.

6.8 - Exploitation

6.8.1 - Incidence de l'évolution naturelle du cours d'eau

L'érosion, décrite dans la partie 3 du guide, est le facteur essentiel d'évolution naturelle du cours d'eau. Lorsque celle-ci a été objectivement pressentie dans les études du projet d'ouvrage, tous les paramètres naturels (climatiques et hydrologiques) restant sensiblement constants sur la durée de vie d'un ouvrage, les modifications de son tracé ou de son régime ont dû faire l'objet de mesures préventives garantissant l'ouvrage contre ces risques.

Dans le cas contraire, et notamment si le maître d'œuvre a cru opportun d'asservir le cours d'eau à ses vues, la domestication des eaux pourra être longue, coûteuse et incertaine à moins que le cours d'eau ne finisse par contourner l'ouvrage à l'occasion d'une crue plus importante...

La qualité des études hydrauliques et des protections prises en conséquence, constitue donc la meilleure garantie de pérennité de l'ouvrage.

6.8.2 - Incidence des aménagements du cours d'eau

Les aménagements du cours d'eau qui conduiraient à modifier l'un des paramètres de son écoulement (vitesse, transports solides, niveaux du plan d'eau, etc.) doivent être appréciés au regard de leur incidence vis-à-vis des critères hydrodynamiques aux abords de l'ouvrage. Une modification du profil en long du cours d'eau, en accentuant la pente (par rescindement d'un méandre p.e.) conduira à des phénomènes d'affouillement préjudiciables aux appuis en rivière, tandis qu'une réduction de cette même pente (par création d'un seuil fixe p.e.) favorisera des atterrissements, réducteurs potentiels du débouché de l'ouvrage.

Pour une description complète des actions spécifiques des aménagements des cours d'eau, on se reportera au fascicule 20 de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art « Zones d'influence – Accès – Abords » de la Direction Générale des routes et notamment son article 3.2.5.1.

6.8.3 - Incidence d'une modification du pont

Toute modification de la structure d'un pont qui conduirait à une modification temporaire ou pérenne des conditions d'écoulement du cours d'eau, à quelque régime que ce soit, doit faire l'objet d'une étude complète de l'impact de ces modifications. Exemples : confinement des fondations, pose, ou ajout, d'enrochements, aménagements des berges.

Chaque modification susceptible d'altérer les conditions biologiques sous l'ouvrage (p.e. élargissement de la dalle du tablier) doit également être étudiée avec le concours des spécialistes du domaine.

6.8.4 - Absence d'entretien du cours d'eau

Le maintien du débouché hydraulique est une exigence impérative au voisinage de l'ouvrage. Il consiste à :

- éliminer la végétation arbustive qui se développerait dans le lit mineur du cours d'eau et éventuellement dans le lit majeur, si cette colonisation était de nature à modifier significativement l'écoulement des crues,
- curer le lit du cours d'eau pour en éliminer les atterrissements susceptibles de modifier l'équilibre des flux en débit normal.

Ces actions, y compris le faucardage, ne doivent être entreprises qu'après avoir sollicité l'avis des services chargés de la police des eaux et des organismes concernés par les ressources halieutiques.

Ces travaux d'entretien à fréquence au moins annuelle, doivent viser à éviter les désordres tels que :

- la formation d'atterrissements pérennes,
- l'apparition de dépôts de vases, sables et graviers liée à la pousse d'arbres ou buissons à l'étiage,
- l'augmentation du débit sous certaines travées par réduction sous d'autres.

Un autre problème plus préoccupant est celui des aménagements réalisés sur les petits cours d'eau pour assurer certains usages, aujourd'hui tombés en désuétude. Ils contribuent parfois à altérer le fonctionnement normal du cours d'eau, comme par exemple, les vannages des moulins à eau encore en place, et non manœuvrés, entravant l'écoulement de l'eau et le transit des sédiments.

Enfin, certains choix dans l'aménagement du territoire ont également un effet défavorable sur les cours d'eau : modifications de l'occupation des sols dans les bassins versants, augmentation de la taille des parcelles agricoles et disparition des freins à l'écoulement des eaux et l'érosion des sols, drainage des fonds de vallée, urbanisation des lits majeurs, etc.

Les moyens et modes opératoires pour les diverses natures d'interventions courantes sont développés dans le « Guide à l'usage des subdivisions - Entretien des ouvrages d'art », de janvier 2000, diffusé par le Sétra.

6.8.5 - Surveillance spécialisée

La surveillance spécialisée des ouvrages d'art vis-à-vis du cours d'eau concerne essentiellement les appuis de l'ouvrage et particulièrement ses fondations.

Compte tenu, d'une part, de l'importance de ces parties des ouvrages dont les désordres sont fréquemment à l'origine de la ruine de l'ouvrage, et d'autre part du caractère souvent caché de ces désordres, la direction des routes et de la circulation routière a publié deux guides importants⁽⁵⁸⁾.

On rappellera donc ici, sommairement, les actions à mener dans le cadre de la surveillance d'un ouvrage d'art en site aquatique :

- la surveillance continue des fondations : observation superficielle, mais régulière, qui doit être intensifiée au moment des crues pour en relever les paramètres (cotes des lignes d'eau de part et d'autre de l'ouvrage, étendue du plan d'eau, direction des courants, etc.), puis, à la décrue, consigner les changements importants. D'autres événements (embâcles, augmentation momentanée du trafic poids lourds ou passage de convois exceptionnels, choc de bateau) doivent également s'inscrire dans cette démarche,
- la visite annuelle de l'ouvrage à organiser en période de basses eaux pour en faciliter autant que possible l'accès aux fondations,
- l'inspection détaillée périodique (en principe quinquennale) qui relève de la compétence d'une équipe spécialisée en fondations et ouvrages d'art, avec recours éventuel à une visite subaquatique. La fréquence de ces inspections peut être augmentée par le gestionnaire, en fonction de l'état de la structure et des risques évalués,
- enfin, l'inspection détaillée exceptionnelle des fondations, rendue nécessaire soit par l'observation de faits anormaux non élucidés lors des inspections périodiques, soit dans le cadre de modifications prévues des conditions hydrauliques ou de service

(58) « Fondations de ponts en site aquatique en état précaire de décembre 1980 - diffusion LCP/Sétra » et « Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - fascicule 10 Fondations en site aquatique »

sur l'ouvrage, soit encore dans le souci de compléter les investigations par des moyens techniques spéciaux (dégarnissage, forages, mise à sec, etc.).

Pour une information plus complète, on se reportera au fascicule 02 de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art.

6.9 - Interlocuteurs

Ils comprennent, outre le maître d'œuvre en tant que de besoins,

- la DIREN (Division hydrométrie et annonce des crues),
- le service de prévision des crues (SPC),
- le service chargé de la police des eaux (préfecture),
- l'organisme, affilié à l'Agence de l'eau du bassin auquel est rattaché le cours d'eau, chargé des mesures de qualité des eaux superficielles de ce cours d'eau,
- service en charge de l'eau potable (communauté d'agglomération par exemple) si forages de captage à proximité,
- hydrogéologue.

Si le cours d'eau est exploité :

- pour la navigation, le service de navigation ou le gestionnaire,
- pour la production d'énergie, le concessionnaire,
- le gestionnaire des digues, si le cours d'eau est endigué,
- le bureau de contrôle des études hydrauliques,
- les divers syndicats liés aux activités de l'eau,
- les délégations régionales de l'ONEMA et leurs brigades départementales,
- les associations de pêche locales,
- les usagers de la voie d'eau (clubs de canoë-kayak, etc.),
- les concessionnaires,
- la protection civile,
- l'armée,
- etc.

Il est à noter que le service compétent en matière de **police des eaux** est le premier interlocuteur du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre car c'est lui qui a la connaissance des servitudes grevant le lit du cours d'eau, des bénéficiaires de ces servitudes, des concessionnaires et qui, garant de l'application des dispositions d'ordre public, ouvrira l'**enquête hydraulique** préalable à l'**autorisation des travaux**. La police des eaux est assurée soit par la direction départementale de l'équipement, soit par le service de la navigation, soit par la direction départementale

de l'agriculture et de la forêt (parfois coordonnée par la mission inter service de l'eau).

De plus, un contact au cours du projet avec le service hydrométrie local permet éventuellement d'intégrer lors de la construction du pont un système de mesure de la cote/débit de la rivière (insertion de capteurs, gaines ou supports de câbles...)

Il est rappelé que le bureau d'études hydrauliques est un intervenant qui assiste en tant que conseil du maître d'œuvre.

Dans le cas où le cours d'eau est exploité, les objectifs du programme d'études hydrauliques devront être validés par l'exploitant qui devra indiquer explicitement ses contraintes d'exploitation.



Annexes



Étude de cas - Protection d'un pont contre les risques d'affouillement et de contournement - Le Logone à Moundou

Problème posé

Affouillement dès la mise en service en 1956, avec menace de destruction des piles, de la culée et du remblai d'accès de rive droite.

Le chenal principal s'est porté vers la rive droite qu'il a érodé profondément tandis qu'un banc central massif s'est développé sous le pont.

Premiers travaux de protection en 1966 : pose de panneaux de fond et creusement d'un chenal oblique pour recentrer le courant sous le pont.

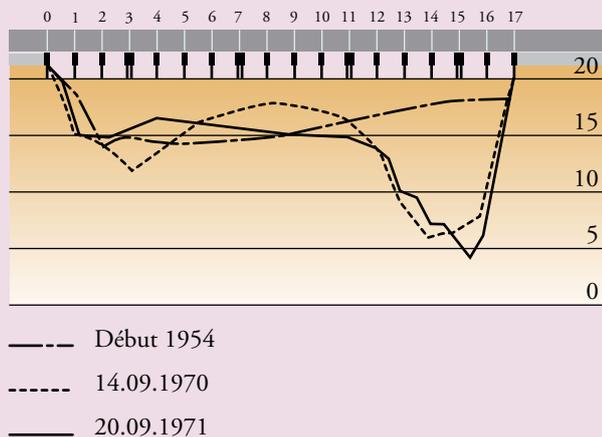
Les panneaux de fond sont emportés et détruits par les crues de 1968 et 1969.

La circulation est interdite pendant les hautes eaux de 1971 et de 1972 par crainte d'effondrement de la partie rive droite du pont (déplacement observé vers l'aval).

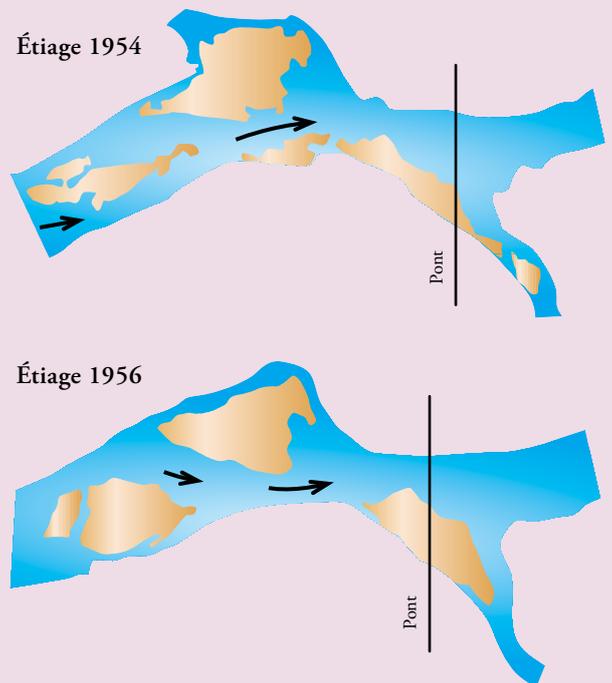
Contexte et décision

Le Logone à Moundou

- fleuve allogène, c'est-à-dire d'origine étrangère à la région, formé en République centrafricaine, en zone plus humide,
- régime soudanien avec une crue unique de juillet à octobre et un étiage très marqué de février à avril.



Annexe 3.1 - Figure 1 : profils en travers successifs sous le pont
 — Source : BCEOM - Pont de Moundou - Rapport final - République du Tchad, ministère des Travaux Publics, des Mines et de la Géologie - Direction des Travaux Publics
 - Septembre 1976 - 32p, cartes, plans, photos



Annexe 3.1 - Figure 2 : vues en plan successives du lit (d'après photos ministère des Travaux Publics, des Mines et de la Géologie - Direction des Travaux Publics -

Le site du pont

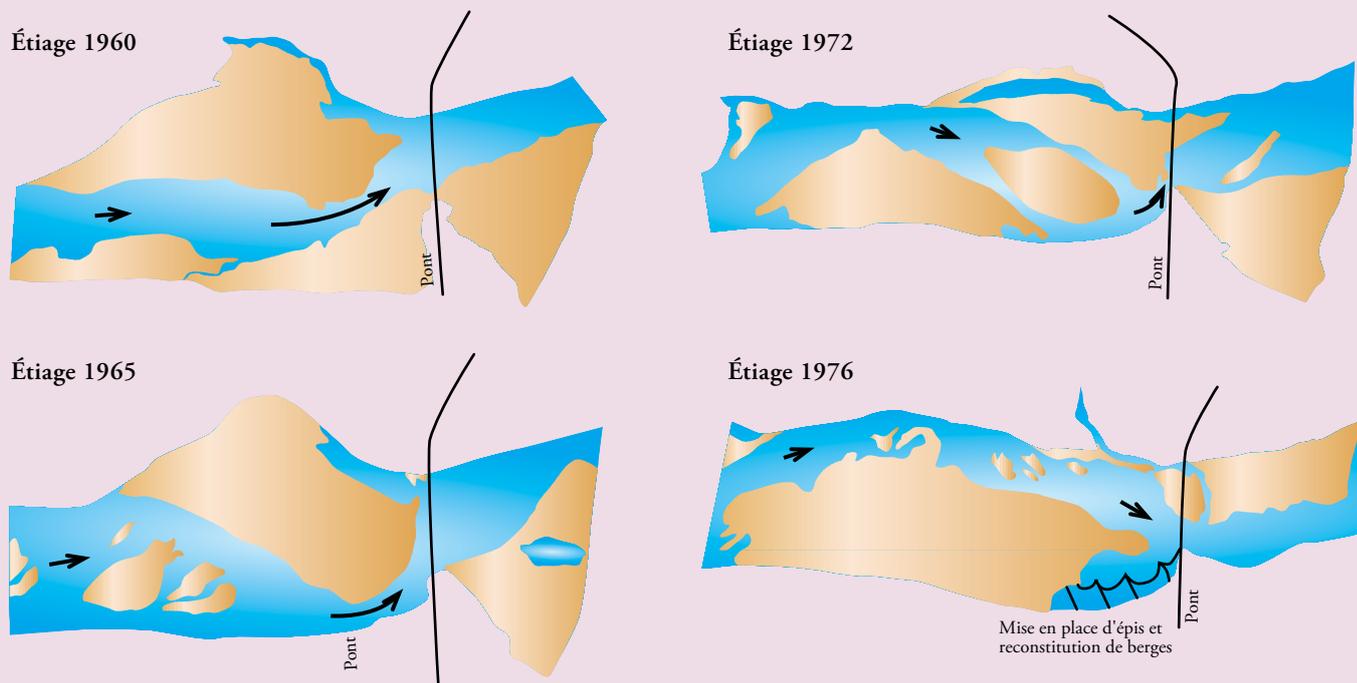
- passage relativement étroit entre une terrasse non submersible en rive gauche, portant la ville de Moundou, et une terrasse alluviale submersible mais pas très large en rive droite, traversée par un remblai sans ouvrage de décharge.

Le fonctionnement du lit (mineur et majeur)

- fonctionnement en chenaux anastomosés très caractéristiques en 1975 : rapport b/h (400-500m pour 3-4m), chenaux multiples sur banc central, débordement annuel en rive droite.
- cette tendance a pu s'accroître depuis 1956, où le lit mineur était moins large et moins rectiligne et les débordements en rive droite peut-être moins fréquents.

La décision d'intervention

- coût total : $3,5 + 0,74 = 4,24$ MF études et travaux (FAC) pour un pont estimé à 14 MF (estimation en Francs français en 1972) de 340 m de long ;
- justification : franchissement unique et indispensable à l'échelle nationale (Pala-Moundou-Sarh) et même internationale (Cameroun-Tchad-République centrafricaine) ;
- choix technique fondé sur la consolidation des piles les plus menacées et sur l'utilisation des épis de reconstitution de la berge, dimensionnés sur modèle réduit et réalisés progressivement.



aériennes) - Étiage 1954, étiage 1956, étiage 1960, étiage 1965, étiage 1972, étiage 1976 – Source : BCEOM - Pont de Moundou - Rapport final - République du Tchad, Septembre 1976 - 32p, cartes, plans, photos

Consistance des travaux

Reprise des fondations des piles les plus menacées

- renforcement des 4 piles les plus affouillées par un jeu de 4 pieux métalliques enfoncés obliquement et soutenant un nouveau chevêtre pour chacune d'elles

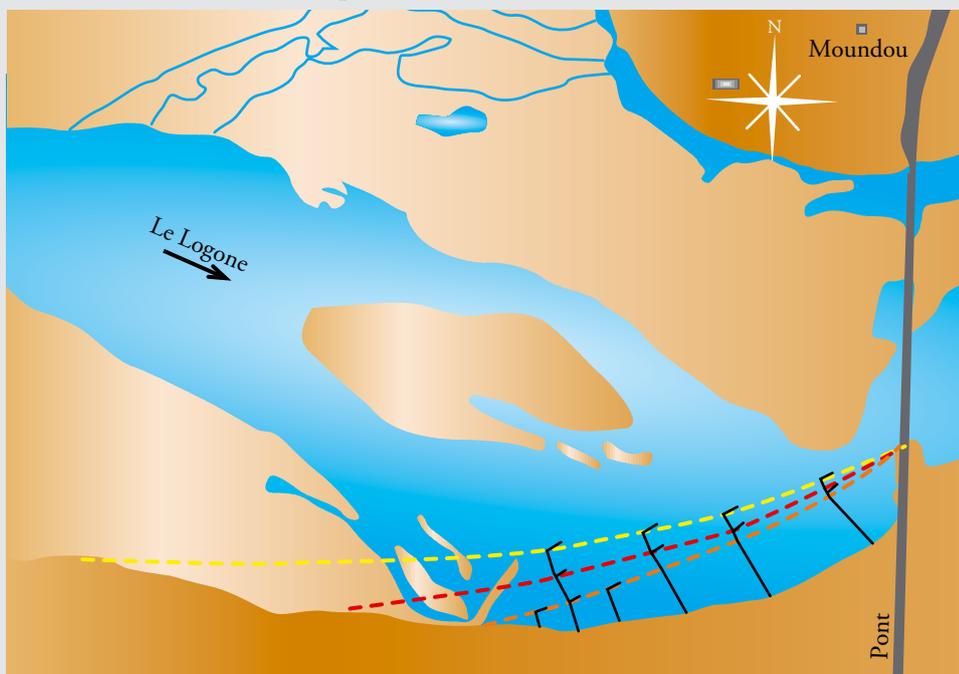
Résultats obtenus et nécessité d'un entretien

Rétablissement d'une situation correcte

- piles consolidées,
- chenal recentré dans l'axe du pont et banc central réduit,
- berge rive droite restaurée en amont du pont.

Nécessité d'un entretien

Le comblement des espaces entre les épis réalise leur protection de fait : ils disparaissent et ne sont plus exposés à l'action du courant, au moins dans leur partie proche de la berge. Mais le pacage intensif dans ce secteur humide laisse les sédiments plus ou moins à découvert et permet leur reprise éventuelle en cas de submersion ; les plantations de buissons ont été détruites. Il y a un conflit d'usage, difficile à contrôler et à interdire.



— — — 1^{ère} ligne de berge - 1^{ère} phase - - - 2^{ème} ligne de berge - 2^{ème} phase - - - 3^{ème} ligne de berge - 3^{ème} phase

Annexe 3.1 - Figure 3 : système d'épis construit en 3 phases, sur le fond de plan représentant l'état du lit mineur avant leur construction (image inversée pour garder l'orientation précédente) — Source : BCEOM - Pont de Moundou - Rapport final - République du Tchad, ministère des Travaux Publics, des Mines et de la Géologie - Direction des Travaux Publics - Septembre 1976 - 32p, cartes, plans, photos



Annexe 3.1 - Photo 1 : vue panoramique des épis et du lit mineur, prise depuis le remblai routier rive droite vers l'amont — Source : BCEOM - Pont de Moundou - Rapport final - République du Tchad, ministère des Travaux Publics, des Mines et de la Géologie - Direction des Travaux Publics - Septembre 1976 - 32p, cartes, plans, photos

Détail pour le dimensionnement des protections en enrochement

Diamètre des enrochements

Si l'on retient le perré comme dispositif de protection, il sera nécessaire de déterminer le diamètre des enrochements à utiliser sur le fond plat, puis sur le talus. Ce diamètre est donné par l'abaque d'Isbash dans laquelle la vitesse à prendre en compte est $V_c = a.V$.

Avec

V : vitesse moyenne dans les parties droites égale au

$$\text{rapport } \frac{Q}{S}$$

Q : débit

S : section mouillée

a : coefficient dû à la présence du coude égal à :

1.1 pour les coudes faibles (coudes 1 à 4 de l'Annexe 3.2 - Figure 4).

1.4 pour les coudes forts (coudes 5 à 8 de l'Annexe 3.2 - Figure 4).

Sur le fond plat, le diamètre des enrochements sera celui issu directement de l'abaque Isbash.

Sur le perré, le diamètre sera majoré par un coefficient fonction du fruit du talus. Ce coefficient est donné par l'abaque de l'Annexe 3.2 - Figure 5.

Épaisseur de la couche

L'épaisseur de la couche est égale à deux fois le diamètre de l'enrochement préconisé.

Blocométrie à mettre en place

On passe en fait par les poids d'enrochement qui ont l'avantage d'un contrôle facile et sans contestation possible (voir l'Annexe 3.2 - Tableau 1).

La courbe granulométrique doit être située dans les limites définies dans l'Annexe 3.2 - Figure 1.

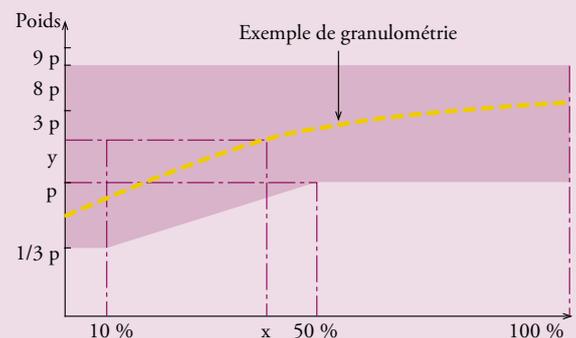
Les poids de la sphère correspondante au diamètre trouvé est calculé par la formule :

$$P = \frac{\rho}{6} \gamma' D^3$$

Minimal (pas plus de 10 %)	50 % égal ou supérieur à	Maximal
1/3 P	P = Poids matériau	8 P

P = poids de la sphère de diamètre
= celui calculé pour l'enrochement

Annexe 3.2 - Tableau 1



Annexe 3.2 - Figure 1 – Source : CETE Méditerranée

Couches de transition

Elles sont nécessaires quand le terrain sur lequel repose la couche de protection est constitué de matériaux de diamètre beaucoup plus petit que ceux de la protection.

On peut craindre alors que les particules de ces matériaux emportées au travers de la carapace par effet de turbulence ne provoquent des éboulements et des discontinuités dans la protection, qui peuvent à la longue entraîner sa destruction.

Ces couches sont généralement constituées par du tout venant de carrière de granulométrie continue.

On devra avoir (voir l'Annexe 3.2 - Tableau 2).

si d_y est le diamètre tel que y % pondéré du matériau lui soit inférieur.

si plusieurs couches s'avéraient nécessaires, on peut aussi les définir puis les mélanger en une seule sur une épaisseur de l'ordre de 0,50 m.

Nota

Il ne faudra pas descendre en dessous de 20 cm d'épaisseur pour la facilité de mise en oeuvre de ces couches.

$\frac{D15 \text{ enrochements}}{d85 \text{ terrain}} < 5$	Les conditions ci-contre une fois remplies
$\frac{D15 \text{ transition}}{d85 \text{ terrain}} < 5$	Les conditions ci-après le seront presque obligatoirement
$\frac{D50 \text{ enrochements}}{d50 \text{ transition}} < 25$	$\frac{D50 \text{ enrochements}}{d50 \text{ transition}} < 25$
$\frac{D15 \text{ enrochements}}{d15 \text{ transition}} < 20$	$\frac{D15 \text{ transition}}{d50 \text{ terrain}} < 20$

Annexe 3.2 - Tableau 2

Calcul de la revanche

La revanche de la protection sur le niveau d'eau sera calculée en fonction de la précision avec laquelle on connaît h et en fonction de la surélévation de l'eau dans le coude Δh .

Cette surélévation est de la forme :

$$\Delta h = C \frac{V^2}{2g} \frac{L}{Rm}$$

où

Δ un coefficient lié à l'angle du coude et à la forme du fond

h la largeur de la rivière endiguée

C la vitesse moyenne de l'écoulement L

V le rayon de courbure R

g l'accélération de la pesanteur

Emplacement du perré

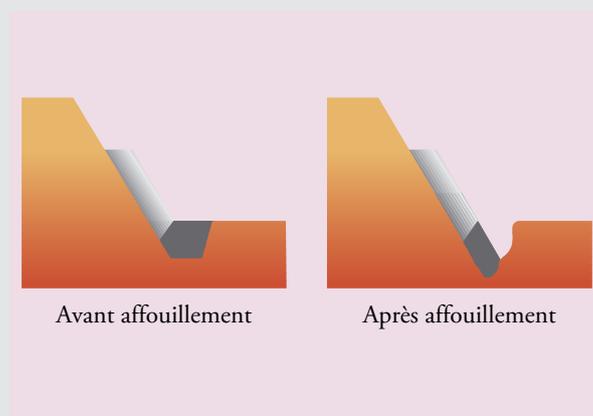
Les emplacements des perrés seront calculés grâce à l'abaque de l'Annexe 3.2 - Figure 6.

Dimension de la banquette de pied

Il n'existe pas de formules particulières pour dimensionner ces banquettes, mais une règle générale veut, qu'en cas d'affouillement, le volume de la banquette soit tel qu'il permette, en s'enfonçant dans la fosse d'affouillement, de contre-buter constamment la couche d'enrochement.

Cette condition est obtenue si l'on donne à la banquette un volume d'enrochement égal au volume de la couche d'enrochement multiplié par la profondeur de l'affouillement.

Les banquettes seront généralement logées dans une tranchée de pied de section trapézoïdale.



Annexe 3.2 - Figure 2 – Source : CETE Méditerranée

Seuils

Pour les cours d'eau qui présentent une tendance prévisible à l'abaissement du profil en long du fond du lit mineur, la mise en place de seuils en enrochements libres ou liés au béton en aval des appuis des ouvrages peut permettre de stabiliser localement ce profil en long.

Filtres géotextiles

Les six fonctions élémentaires des filtres géotextiles

La séparation

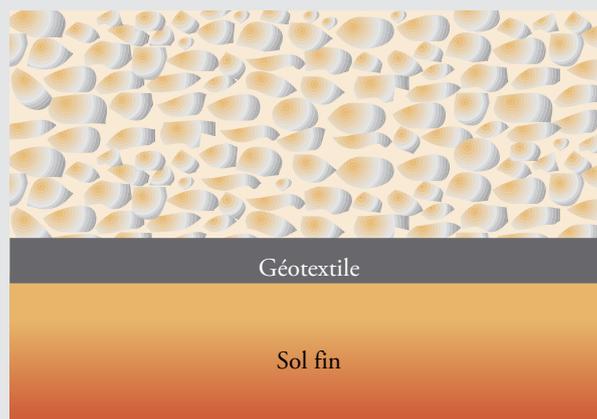
Le géotextile (illustration 4), lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier. Il a alors pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides. Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage, comme par exemple en voirie forestière, ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles.

La filtration

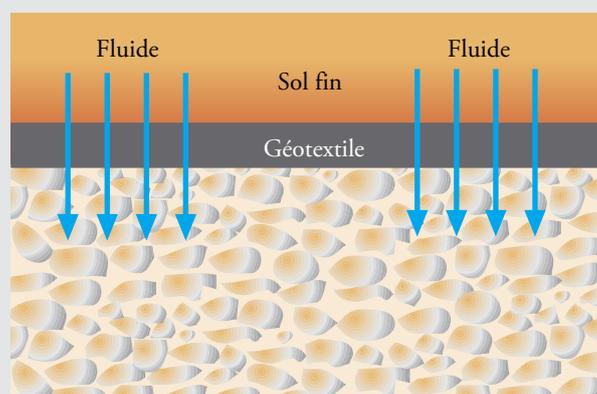
Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage de l'eau perpendiculairement à son plan ; mais pas celui des particules du sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage. Cette fonction est essentiellement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre l'érosion ou le battillage ; dans ce cas, le géotextile est placé sous un enrochement.

Le drainage

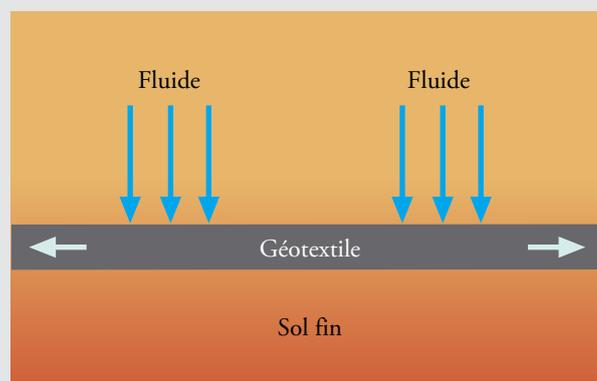
Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, ainsi que de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement des particules de sol. Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel, ou en association avec une géomembrane.



Fonction séparation



Fonction filtration



Fonction drainage

Annexe 3.2 - Figure 3 : fonctions élémentaires des géotextiles

Source : J. Abèle (ministère de l'Écologie et du Développement durable)

Le renforcement

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations. L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années 80 pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussées ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.

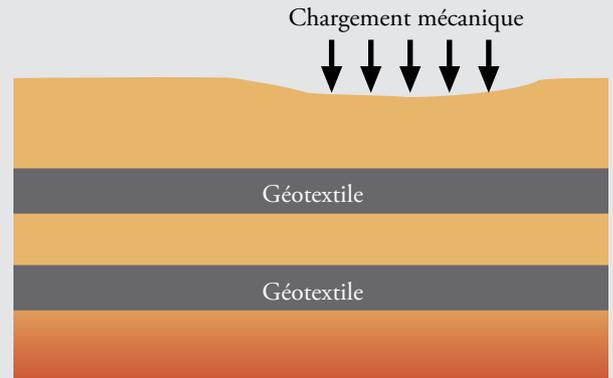
La protection

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnants (matériaux grossiers) ; par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnants, le géotextile assure une fonction de protection.

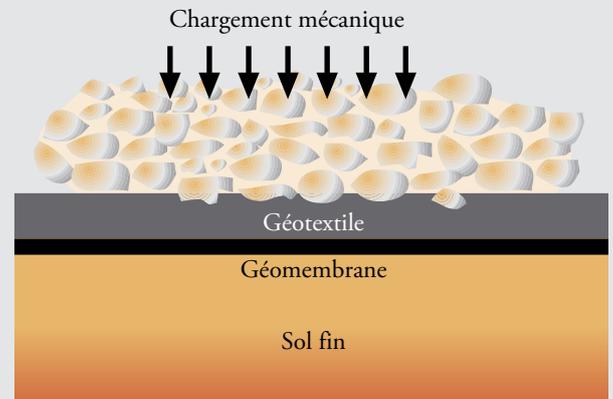
La lutte contre l'érosion

Le géotextile limite, dans ce cas, les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection. La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation. Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, ...) et concerne :

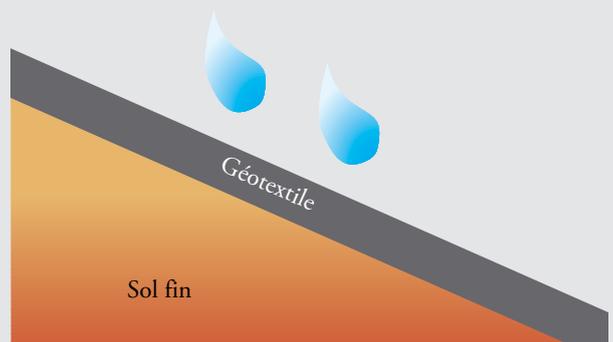
- les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;
- les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;
- les côtes soumises à l'érosion maritime ou éolienne ;
- les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.



Fonction renforcement



Fonction protection



Fonction anti-érosion

Annexe 3.2 - Figure 3 (suite) : fonctions élémentaires des géotextiles
Source : J. Abèle (ministère de l'Écologie et du Développement durable)

Les caractéristiques des géotextiles

Pour un emploi en défense de berge, les caractéristiques fonctionnelles du géotextile à spécifier sont la perméabilité, l'ouverture de filtration et la masse surfacique.

La perméabilité

La perméabilité k_n est la condition assurant le bon passage de l'eau à travers le géotextile (cf. Annexe 3.2 - Tableau 3). Elle doit être de 10^3 à 10^5 fois (coefficient A) le niveau de perméabilité du sol sous-jacent k_s , selon le niveau de sécurité exigé par l'ouvrage. k_n est défini par la formule suivante (avec e : épaisseur du géotextile) :

$$(k_n/e) \geq (A \cdot k_s)$$

L'ouverture de filtration

L'ouverture de filtration O_f est la condition de rétention du sol sous-jacent, tout en laissant passer le fluide. Pour un géotextile donné, la valeur O_f est le diamètre minimum qu'un grain doit avoir pour être retenu par le géotextile. Pour un sol donné (et sa répartition granulométrique exprimée en d_x), la détermination de la valeur maximale d'ouverture de filtration du géotextile se détermine en fonction du rapport C_u ($C_u = d_{60}/d_{10}$) et de sa densité relative D_R (cf. Annexe 3.2 - Tableau 4).

La masse surfacique

Même si la manutention des enrochements appelés à recouvrir le géotextile doit être réalisée avec précaution, la chute des blocs est, cependant, inévitable et il est donc nécessaire de choisir un géotextile offrant une bonne résistance aux risques de déchirure et de poinçonnement, afin qu'il conserve ses caractéristiques lors de la mise en œuvre. On ne dispose cependant pas, pour éclairer un tel choix, d'un critère précis. La présente recommandation résulte donc d'essais réalisés par le CETMEF et le CETE de Rouen, portant sur des géotextiles tissés de bandelettes et d'autres non tissés, aiguilletés de filaments continus, pour des chutes de blocs de 20 à 200 kg et pour diverses hauteurs jusqu'à 2 m. **Il en ressort que le géotextile doit avoir une masse surfacique minimale de 50 g/m².**

Mise en œuvre et contrôle

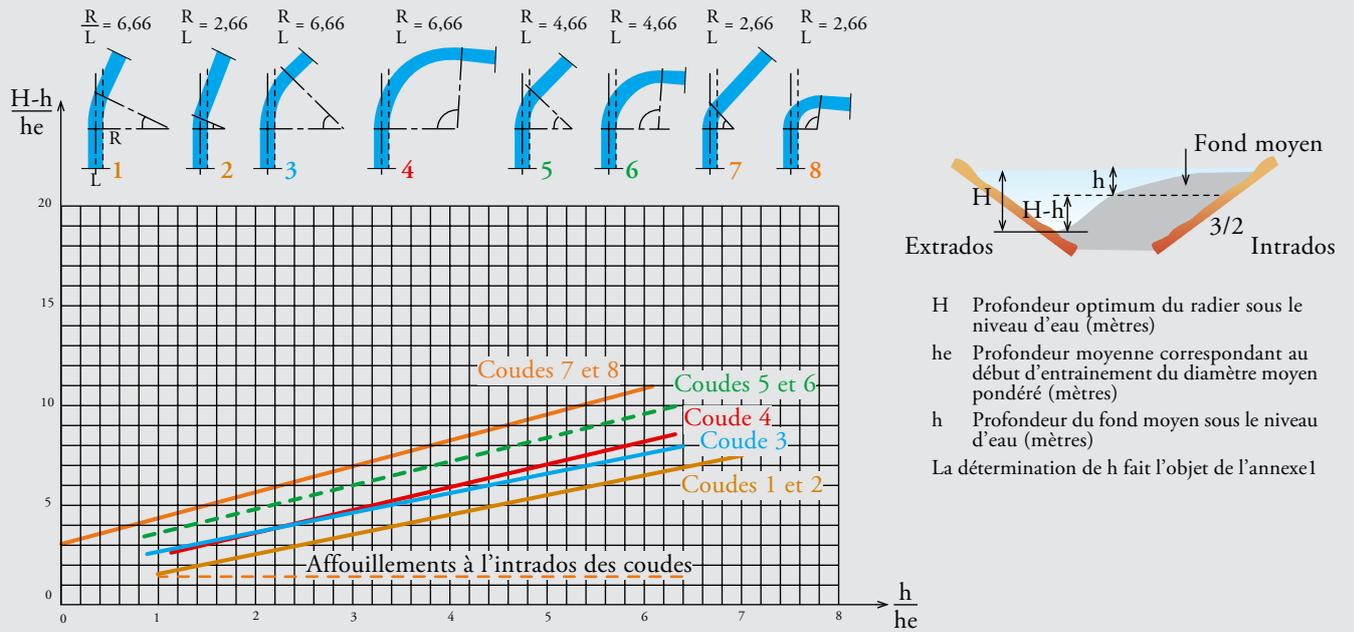
Pour la mise en œuvre et le contrôle des géotextiles, on se reportera à la norme expérimentale G 38.060 publiée par l'AFNOR en juin 1994. En particulier, certains géotextiles sont qualifiés ASQUAL, ce qui assure la conformité des caractéristiques des produits à la fiche du fournisseur et permet des contrôles de réception réduits.

Ouvrages sensibles (digues, barrages en terre)	$A = 10^5 \text{ m}^{-1}$
Ouvrages courants (tranchées drainantes, drainage de talus ou de versant, protections de berge)	$A = 10^4 \text{ m}^{-1}$
Ouvrages sur sables propres (équivalent sable < 60, pourcentage d'éléments de diamètre inférieur à $80 \mu < 12 \%$)	$A = 10^3 \text{ m}^{-1}$

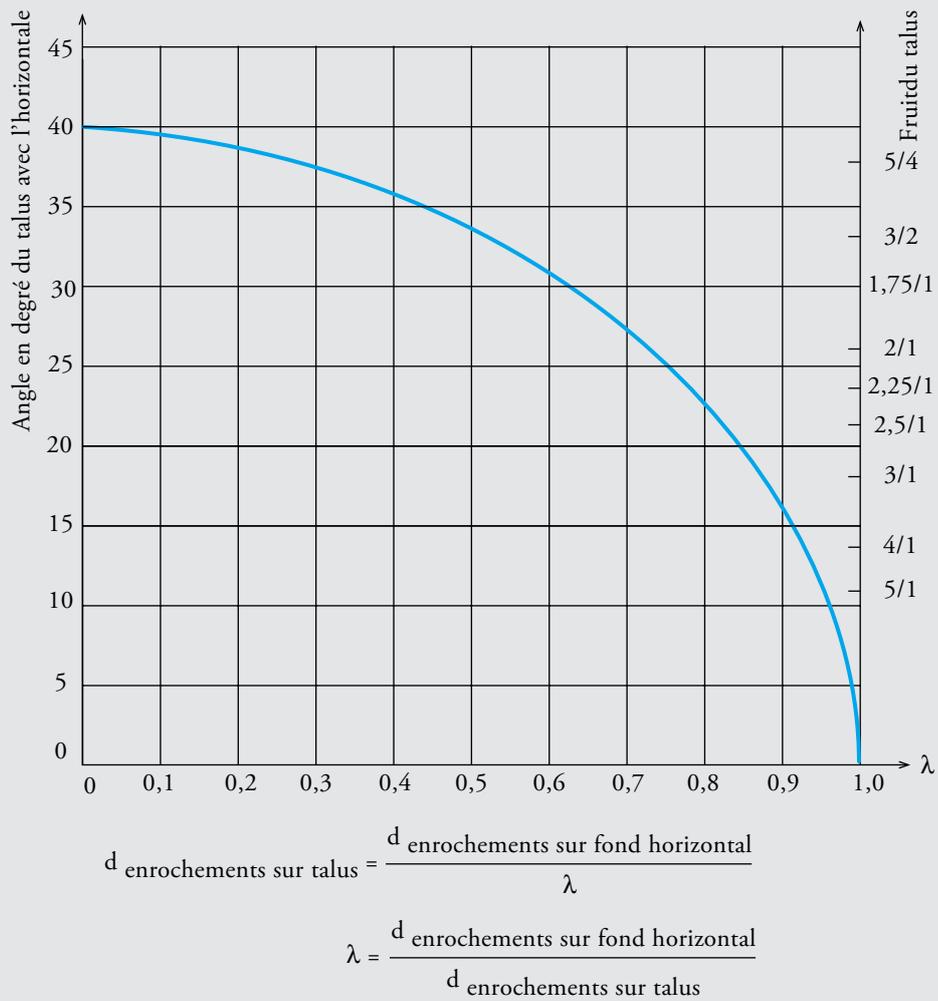
Annexe 3.2 - Tableau 3

Densité relative du sol D_R	Sol de granulométrie uniforme ($1 < C_u \leq 3$)	Sol de granulométrie étalée ($C_u > 3$)
Lâche ($D_R < 50\%$)	$O_f < C_u \cdot d_{50}$	$O_f < 9 \cdot (d_{50} / C_u)$
Intermédiaire ($50\% \leq D_R \leq 80\%$)	$O_f < 1,5 \cdot C_u \cdot d_{50}$	$O_f < 13,5 \cdot (d_{50} / C_u)$
Dense ($D_R > 80\%$)	$O_f < 2 \cdot C_u \cdot d_{50}$	$O_f < 18 \cdot (d_{50} / C_u)$

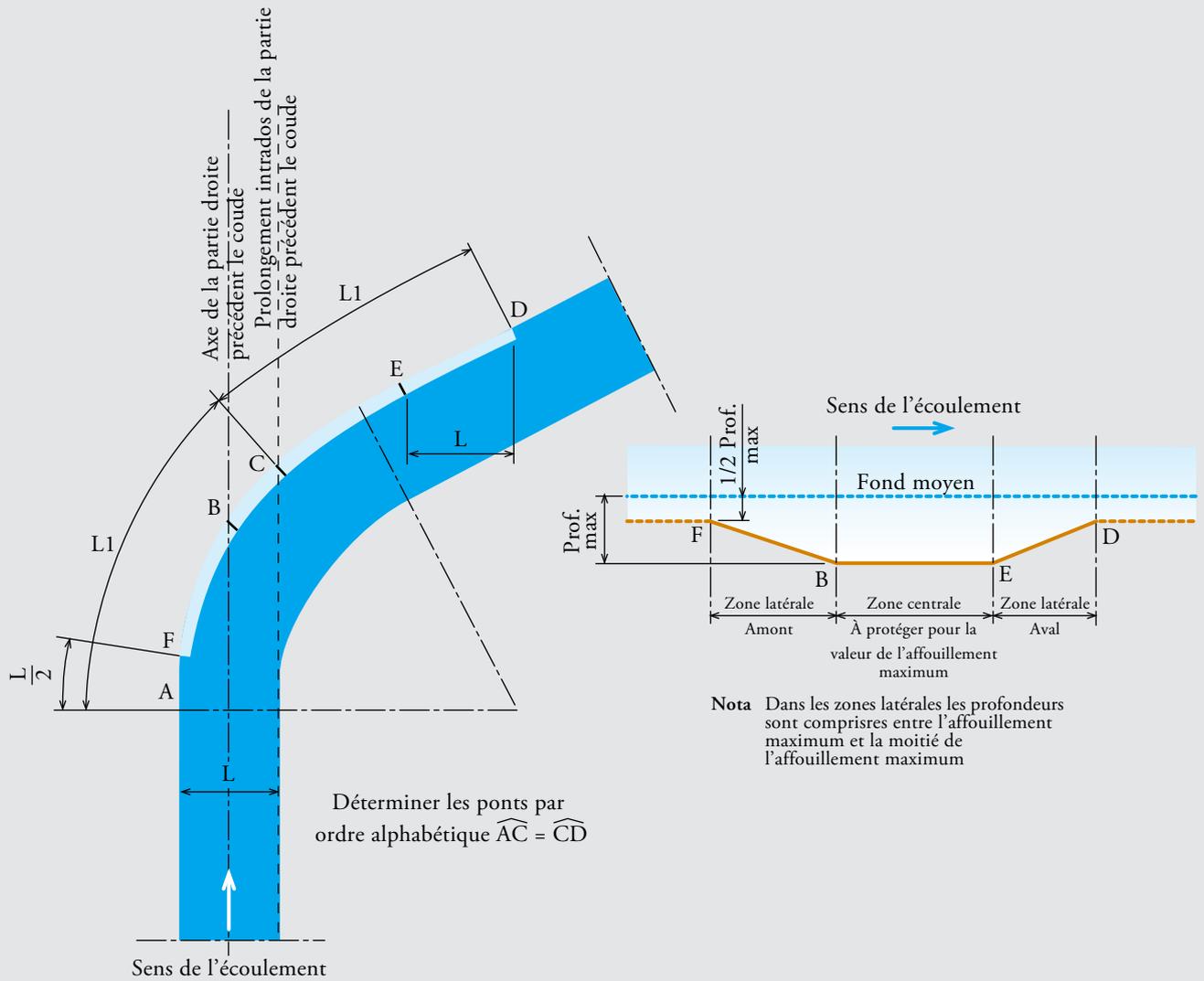
Annexe 3.2 - Tableau 4



Annexe 3.2 - Figure 4 : Détermination de l'affouillement maximum. Perrés inclinés - Sécurité moyenne



Annexe 3.2 - Figure 5 : Détermination du coefficient λ suivant l'angle ou le fruit du talus



Annexe 3.2 - Figure 6 : Détermination des zones d'affouillement sur le coude. Digues verticales et perrés inclinés

Les protections transversales - Les épis

Comportement hydraulique

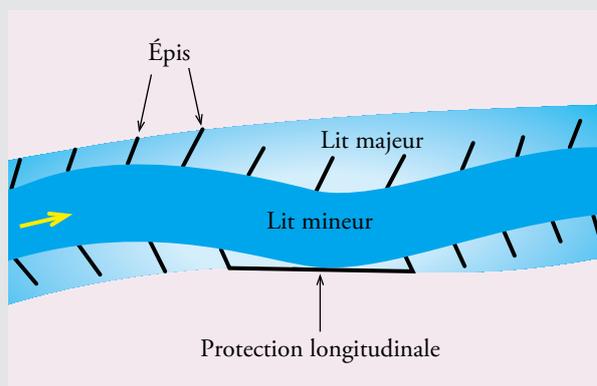
Cas général

Le fonctionnement des épis repose a priori sur un paradoxe, puisque ce sont des structures implantées en travers du lit pour gêner l'écoulement fluvial :

- soit pour **détourner le courant** de sa trajectoire naturelle (pour favoriser le creusement d'un chenal par exemple),
- soit pour **perturber le transit alluvial**, en obligeant la charge grossière à se déposer (pour reconstituer une berge érodée par exemple).

Les épis peuvent être **associés à des protections longitudinales** si la configuration du profil en travers le nécessite (Annexe 3.3 - Figure 1).

Les épis sont donc des structures « anti-hydrauliques » : ils représentent des obstacles à l'écoulement normal et sont, par là même, fragiles, d'autant plus qu'ils doivent également résister aux propres perturbations qu'ils provoquent. **Ce sont donc, en principe, des ouvrages de caractère provisoire.** En phase initiale, leur action est souvent appuyée par des dragages (chenal-pilote par exemple). À la longue, un épi ayant rempli son office se retrouvera noyé sous les alluvions dont il aura bloqué le transit.



Annexe 3.3 - Figure 1 : régulation d'un chenal par épis avec protection longitudinale – Source : CETE Méditerranée

À la seule exception de l'épi de rejet, il faut donc considérer que les épis :

- **risquent de bouger** (intérêt d'une construction déformable),
- ont, en cas de réussite, une **durée de vie limitée**,
- ne nécessitent donc pas un « fini » aussi soigné que les protections de berge longitudinales (sauf les épis courts solidaires d'une digue).

Le rôle assigné aux épis ne peut être que progressif. Dans la mesure où une série d'épis donne satisfaction (surtout pour favoriser les atterrissements), on est assez fréquemment amené à prolonger chacun d'eux pour parachever cette action bénéfique (Annexe 3.3 - Figure 2). Les gabions et, mieux encore, les enrochements se prêtent bien à cet allongement.

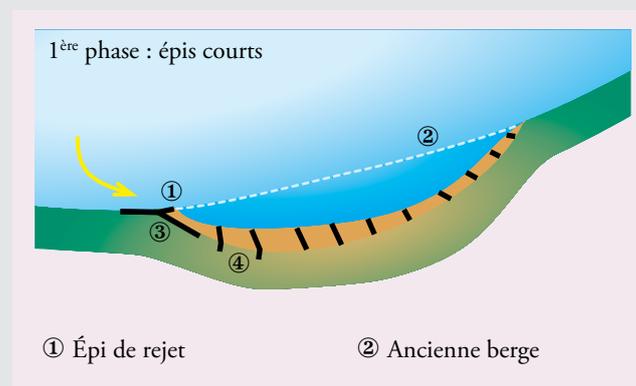
Par convention, on appelle « racine de l'épi » son ancrage dans la berge et « tête de l'épi » son extrémité vers le lit du courant.

Epis de rejet

L'épi de rejet se différencie fondamentalement de tout les autres car il s'agit d'un ouvrage unique, lourd et insubmersible, construit en gabions, en enrochements ou, plus fréquemment, en béton ou en maçonnerie.

Toujours orienté vers l'aval, il a pour objectif unique de dévier le courant en toutes eaux :

- soit pour l'éloigner d'une rive sapée (Annexe 3.3 - Figure 2),
- soit pour protéger de l'engravement une résurgence de source (ex : Oued Guigou au Maroc),



Annexe 3.3 - Figure 2 : comblement d'une anse d'érosion par allongement

- soit pour le recentrer,
- soit pour le renvoyer sur la rive opposée, s'il y a une raison majeure et que rien ne s'y oppose.

Efficace au plan hydraulique, mais constituant pour l'écoulement une singularité et une perturbation, il doit être largement dimensionné, d'une grande résistance et ses conséquences sur l'évolution de la stabilité du profil en aval doivent être soigneusement évaluées.

Matériaux

Le choix des matériaux est vaste, sous réserve des remarques suivantes :

- le **béton et la maçonnerie sont pratiquement exclus** (sauf pour les épis de rejet) pour des raisons de coût pour un ouvrage, en quelque sorte, aléatoire mais surtout de trop grande rigidité pour une structure qui doit s'adapter à des affouillements limités ;
- les **gabions**, de par leur souplesse relative, conviennent assez bien mais, s'ils sont endommagés, ils ne sont pas réparables ; la seule possibilité qui reste est, alors, de garnir d'enrochements la structure défaillante ; sur les rivières à fort charriage, où les galets risquent de marteler le grillage, une solution consiste à tapisser d'enrochements en tête et à face amont un corps d'ouvrage en gabions ;
- les **enrochements** doivent être homothétiques et de gros calibre car, contrairement aux protections de berges longitudinales, aucune fixation de végétation n'est à espérer ;
- dans les cas urgents, les débris les plus divers peuvent

aussi être employés (par exemple : pylônes électriques couchés, remplis de cailloux et entourés de grillage à maille fine).

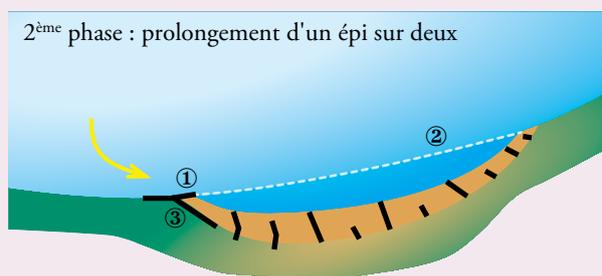
Construction

N.B.

Les dispositions constructives fournies ci-après ne concernent pas les épis de rejet

La **ligne de faite** des épis ne doit jamais être horizontale mais toujours plongeante. La hauteur sur le fond de la tête (en rivière) doit être la plus faible possible après travaux (0,50 m si possible, 1 m au maximum) : l'objectif essentiel est de ne pas transformer l'épi en jetée. Si l'épi est réalisé en gabions, son profil longitudinal comme son profil en travers seront « en marche d'escaliers ». En rivière, l'épi doit obligatoirement être fondé sur une semelle au risque d'être, sinon, immanquablement affouillé.

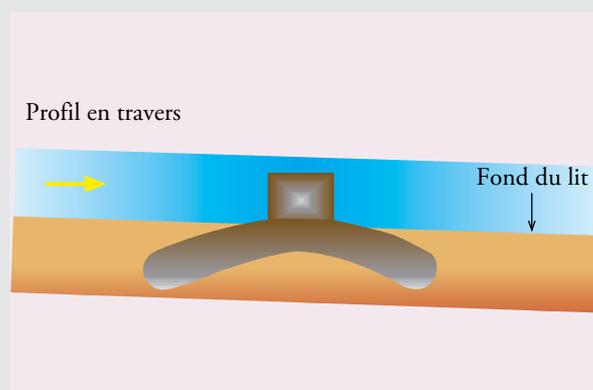
La **semelle** doit être enterrée au niveau du plafond alluvial ou, de préférence, légèrement au-dessous. Si la technique de construction l'autorise, il y a tout intérêt à la construire légèrement inclinée, en amont comme en aval, ce qui donne une garantie supplémentaire contre l'affouillement (Annexe 3.3 - Figure 3). En cas d'utilisation de gabions-semelles, ceux-ci doivent être disposés avec leur plus grande dimension dans le sens du courant (disposition inverse à celle préconisée pour leur emploi en défense de berge longitudinale). Enfin, l'adjonction d'une sous-semelle augmente la résistance des joints face à un éventuel risque de rupture. A noter que si l'épi est en gabions entourés



③ Protection de berge longitudinale

④ Épis à contre épi

progressif des épis – Source : CETE Méditerranée



Annexe 3.3 - Figure 3 : inclinaison de la semelle d'un épi en amont et en aval – Source : CETE Méditerranée

d'enrochements, il faut enterrer de 0,50 m à 1 m la première assise de gabions.

Il n'y a pas de règle précise de dimensionnement de la largeur de la semelle. On trouve couramment les dimensions suivantes :

- largeur de 5 m au droit de la berge (racine),
- débord constant de 3 m sur la face aval de l'épi,
- débord augmentant progressivement de 1 m (racine) à 3 m (tête) sur la face amont.

Une surlargeur de la semelle en amont comme en aval de la tête peut être réalisée : épis à tête-marteau (Annexe 3.3 - Figure 6 et Annexe 3.3 - Figure 7). Cet élargissement des têtes a vocation à favoriser l'ancrage de la future berge. Si de tels épis sont très indiqués pour favoriser la sédimentation, ils semblent peu adaptés à la stabilisation de lits à écoulement torrentiel.

Il existe, également, d'autres types d'ouvrages particuliers - parfois expérimentaux - ayant une vocation et des caractéristiques particulières, comme :

- **les épis à crochets** (Annexe 3.3 - Figure 8), qui sont une variante des épis à tête marteau et permettent l'accélération des atterrissements dans les alvéoles de sédimentation qu'ils délimitent (emploi, par exemple, pour la protection du pont de Moundou, sur le Logone au Tchad) ;
- **les épis noyés**, qui sont attenants à une digue basse pour en éloigner le courant en formant, également, une semelle de protection ;
- **les épis perméables**, testés exclusivement sur rivières lentes à fort débit solide en suspension ; ils sont censés avoir une action de colmatage sans beaucoup dévier le courant ; constitués en matériaux divers (filets métalliques sur armature, structures en bois lestés, « jack » des anglo-saxons, « vaches » des indiens ...), ils supportent mal les chocs (c'est pourquoi ils sont, en principe, orientés vers l'aval) et ils sont parfois détruits par les embâcles de troncs et branches.

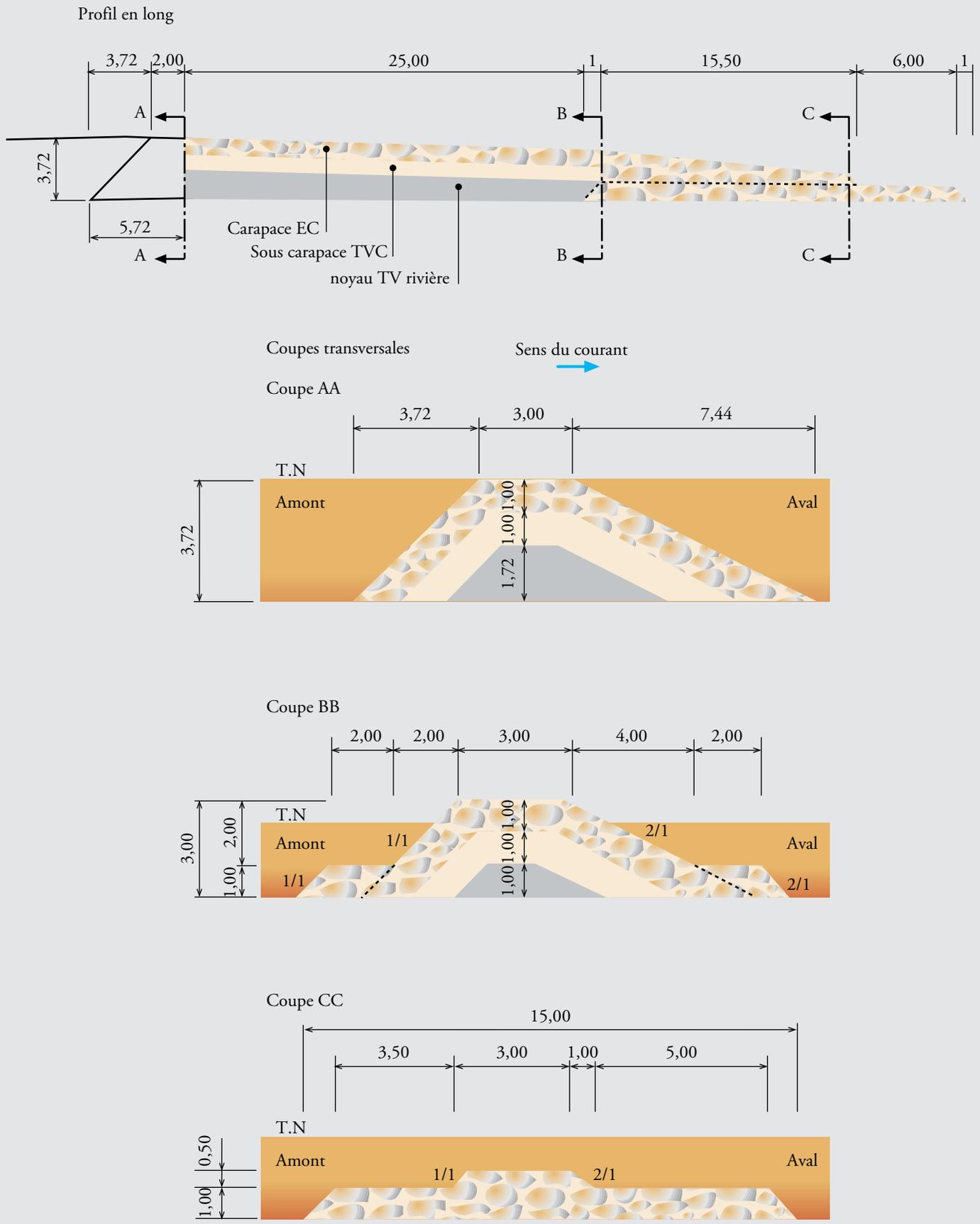
La nécessité de prévoir des tenons d'ancrage dépend des conditions de tenue de la berge. Ils peuvent ne pas être indispensables pour des épis de sédimentation sur lit large, peu encaissé et boisé en berge. Ils le seront, par contre, pour des épis destinés à éloigner le courant d'une berge sapée, en étant largement enfoncés dans la berge (de plusieurs mètres si nécessaire).

On trouvera, en Annexe 3.3 - Figure 4 et Annexe 3.3 - Figure 5, des exemples d'épis construits en enrochements et en gabions.

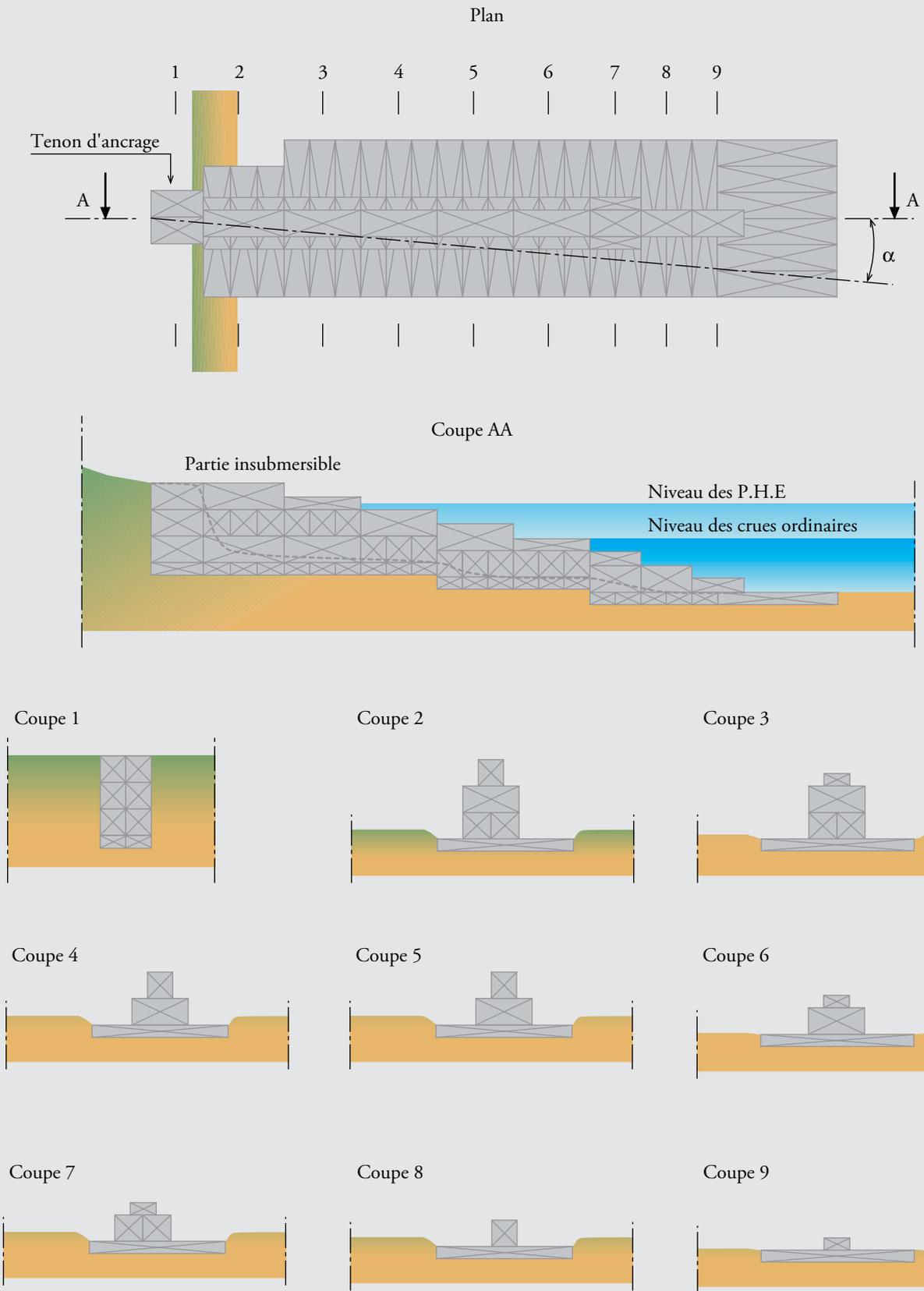
Disposition

Les épis submersibles sont normalement **orientés vers l'amont**, car des épis orientés vers l'aval rejetteraient, par déversement, le courant contre la rive à protéger (cf. Annexe 3.3 - Figure 9). En tronçons rectilignes ou sub-rectiligne, leur orientation vers l'amont est de 10° environ par rapport à la perpendiculaire aux berges ou, de préférence, suivant un angle allant croissant de 5°, de 0° pour le premier épi (en partant de l'amont) à 15° pour les derniers épis de la série (cf. Annexe 3.3 - Figure 9). Le premier épi, en effet, étant l'objet de l'impact frontal du courant est très menacé et doit être « surprotégé ». Pour la même raison, le premier ou les premiers épis sont souvent plus courts que les suivants, de façon à ce que l'effet de l'ensemble soit progressif et ne crée pas de perturbation localisée. **Lorsque les deux rives sont traitées** (régularisation, création d'un lit de basses eaux, sédimentation pour récupération de terres), **il est impératif que les épis soient placés face à face** (cf. Annexe 3.3 - Figure 9), car le contraire (c'est-à-dire en quinconce) engendrerait un mouvement ondulatoire néfaste et incontrôlable. A ces fins, il importe aussi que l'écartement entre deux épis consécutifs ne soit pas trop important.

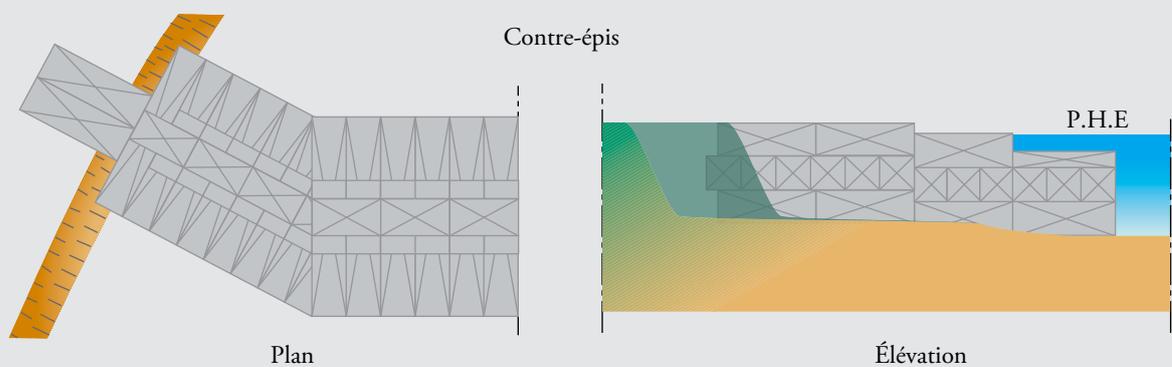
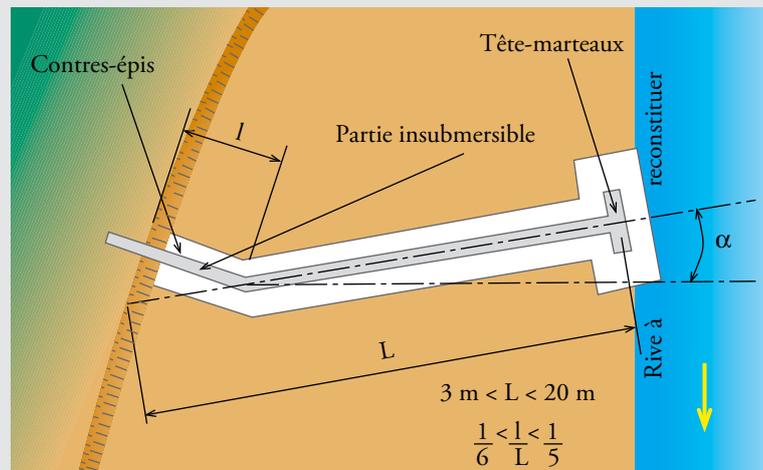
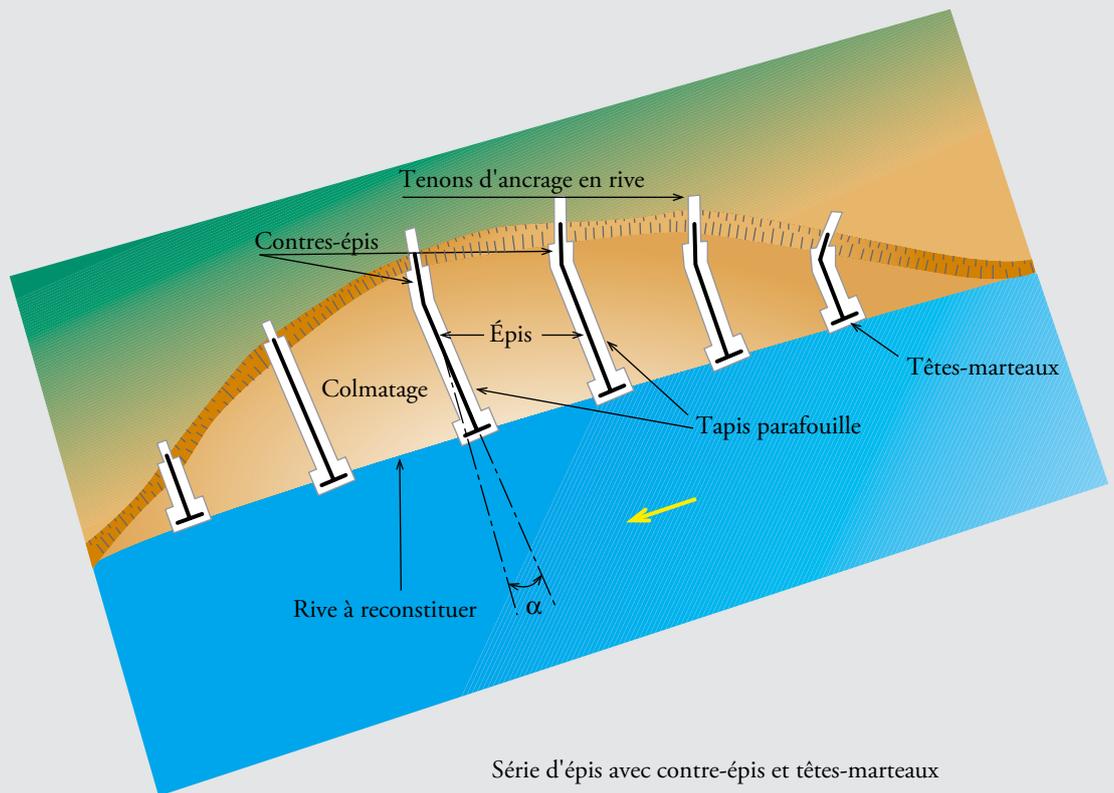
Si l'objectif est d'éviter qu'une anse d'érosion ne s'agrandisse par sapement ou de la combler par sédimentation, les épis seront disposés perpendiculairement à l'axe du lit à reconstituer ce qui, évidemment, les allonge et les fait rejoindre la rive sous des angles divers. Pour résoudre ce problème, il est possible de prévoir des épis coudés de façon à ce que l'ancrage se fasse normalement à la berge (épis à contre-épis : cf. Annexe 3.3 - Figure 10), cette disposition étant toutefois plus aisée à réaliser pour des épis en enrochements plutôt qu'en gabions (problèmes d'assemblage au niveau du coude).



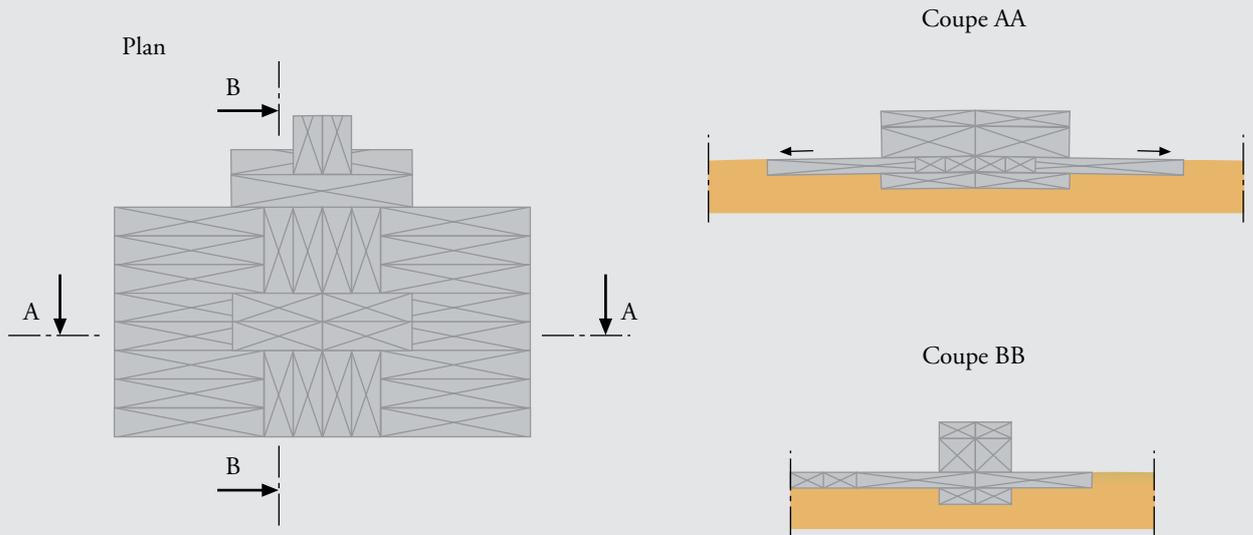
Annexe 3.3 - Figure 4 : épi en enrochements sur le Tech (Pyrénées Orientales - France) – Source : J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier - Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - École Inter-États d'ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou, Burkina Faso, 2003



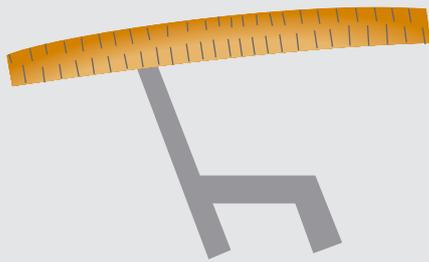
Annexe 3.3 - Figure 5 : épis en gabions – Source : J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier - Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - École Inter-États d'ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou, Burkina Faso, 2003



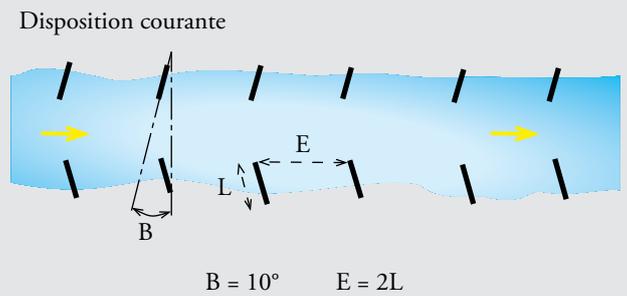
Annexe 3.3 - Figure 6 : épis à contre épi et tête marteau en gabions – Source : J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier - Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - École Inter-États d'ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou, Burkina Faso, 2003



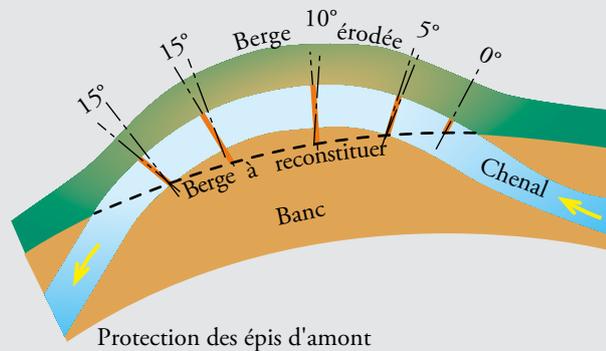
Annexe 3.3 - Figure 7 : détail de la tête marteau en gabions – Source : CEMAGREF - Les ouvrages en gabions - Techniques rurales en Afrique - Ministère de la Coopération et du Développement, France, 1992



Annexe 3.3 - Figure 8 : épis à crochet – Source : CEMAGREF - Les ouvrages en gabions - Techniques rurales en Afrique - Ministère de la Coopération et du Développement, France, 1993

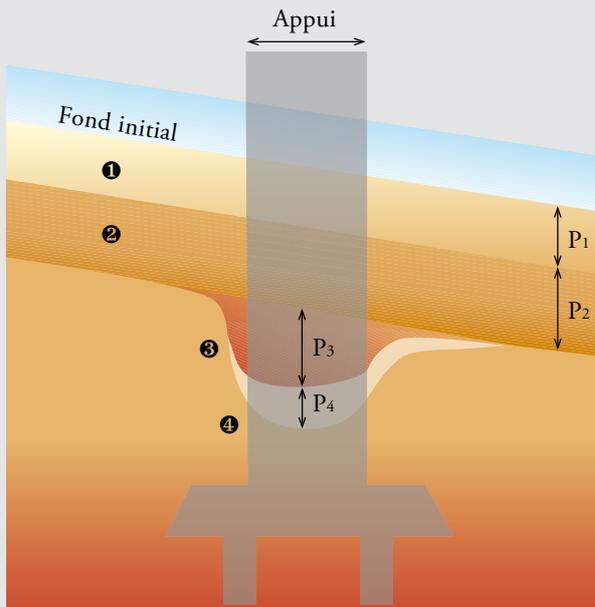


Annexe 3.3 - Figure 10 : disposition des épis pour une reconstitution de berge (N.B. : il n'a pas été installé ici d'épi de rejet en tête de l'aménagement) – Source : CEMAGREF - Les ouvrages en gabions - Techniques rurales en Afrique - Ministère de la Coopération et du Développement, France, 1995



Annexe 3.3 - Figure 9 : disposition courante des épis en tronçon rectiligne ($B = 10^\circ$; $E = 2L$) – Source : CEMAGREF - Les ouvrages en gabions - Techniques rurales en Afrique - Ministère de la Coopération et du Développement, France, 1994

Estimation des risques d'affouillement en pied des appuis d'un pont (par la formule de H.N.C. Breusers et Al.)



- ❶ Tendence à long terme cumulée avec effets d'accompagnements amont ou aval (ici : creusement)
- ❷ Mobilisation du fond en crue (profondeur normale d'affouillement)
- ❸ Surcreusement généralisé sous le pont
- ❹ Surprofondeur d'affouillement en pied de l'appui

Annexe 3.4 - Figure 1 : risques d'affouillement à prendre en considération au droit des appuis d'un projet de franchissement de vallée – Source : J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier - Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - Ecole Inter-Etats d'ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou, Burkina Faso, 2001

Formulation

L'estimation directe de P_p ($= P_2 + P_3 + P_{4p}$) peut être réalisée en utilisant la formule de H.N.C. Breusers et al.⁽⁵⁹⁾ modifiée, avec le rajout du facteur d'entraxe $f_4(x)$ proposé par Elliot et Baker (1985)⁽⁶⁰⁾ et du coefficient de sédiment β proposé par Abèle (1999)⁽⁶¹⁾.

(59) H.N.C. Breusers et Al. – Local scours around cylindrical piers – Journal of Hydraulic Engineering - Volume 15 - 1977

(60) K.R. Elliot et Al. – Effect of pier spacing on scours around bridges piers - Journal of Hydraulic Engineering - Volume 111 n°7 – juillet 1985

(61) J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier – Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Équipement Rural – Ouagadougou, Burkina Faso - 2001

Elle s'exprime alors de la manière suivante :

$$P_p / D = [f_1(U)] \cdot [\beta \cdot \text{th} (Y / D) \cdot f_2] \cdot [f_3(\alpha)] \cdot [f_4(x)]$$

avec :

D : largeur de la pile (ou diamètre pour une pile circulaire) (m)

L : longueur de la pile (m)

Y : profondeur du plan d'eau amont (m)

U : vitesse moyenne amont (m/s)

U_c : vitesse critique d'entraînement du sédiment (m/s)

th : tangente hyperbolique

α : angle entre l'axe de la pile et le courant (en °)

x : valeur la plus faible de l'entraxe avec la pile ou la culée voisine

d_{50} : diamètre moyen du matériau constitutif du lit (en mm)

Évaluation des paramètres

Facteur d'intensité de courant $f_1(U)$ en fonction des valeurs de U

$U \leq 0,5 U_c$	$f_1(U) = 0$
$0,5 U_c < U < U_c$	$f_1(U) = [2 \cdot (U/U_c) - 1]$
$U \geq U_c$	$f_1(U) = 1$

Avec :

$$U_c = 1,58 \cdot [(\omega_s - \omega_e)^{0,5} \cdot d_{50}^{0,333} \cdot Y^{0,167} \cdot g^{0,5}]$$

(ω_s et ω_e en t/m^3)
(d_{50} et Y en m)

Facteur de sédiment β en fonction de d_{50} (Abèle [3-18] à partir des travaux de Raudkivi et al.⁽⁶²⁾) :

Sans pavage du lit	Matériaux fins ($d_{50} \leq 0,8 \text{ mm}$)	$\beta = 2$
	Matériaux grossiers ($d_{50} > 0,8 \text{ mm}$)	$\beta = 2,4$
En cas de pavage du lit		$\beta = 3$

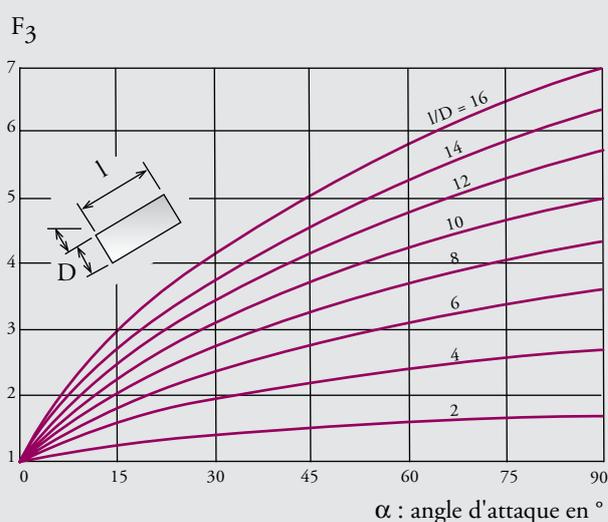
(62) A.J. Raudkivi et al. – Scours at cylindrical bridge piers in armored bed - Journal of Hydraulic Engineering - Volume 111 n°4 – avril 1985

Facteur de forme f2

Pile circulaire	f2 = 1
Pile profilée	f2 = 0,75
Pile rectangulaire	f2 = 1,3

Facteur de l'angle d'attaque α du courant f3(α)

f3(α) est lu sur le graphique de la figure 2, en fonction du rapport (L/D).



Annexe 3.4 - Figure 2 : abaque pour le facteur d'angle d'attaque f3(α) – Source : H.N.C. Breusers et Al. – Local scours around cylindrical piers – Journal of Hydraulic Engineering - Volume 15 - 1977

N.B.

Dans le cas d'un groupe de piles ajouré, prendre la somme de leurs largeurs et de longueurs respectives pour définir la largeur D et la longueur l

Facteur d'entraxe f4(x) [3-22]

f4(x) est lu dans le tableau suivant, en fonction de l'entraxe x défini selon le schéma de la figure 531, vis-à-vis de la culée ou de la pile la p plus proche :

$(x/D) < 2$	$f4(x) = 2,79$
$2 \leq (x/D) < 4$	$f4(x) = \{1 + [1,79/((x/D) - 1)0,695]\}$
$4 \leq (x/D) < 7$	$f4(x) = 4,34 - [0,62 \cdot (x/D)]$
$7 \leq (x/D)$	$f4(x) = 1$

Prise en compte des risques de passage en charge

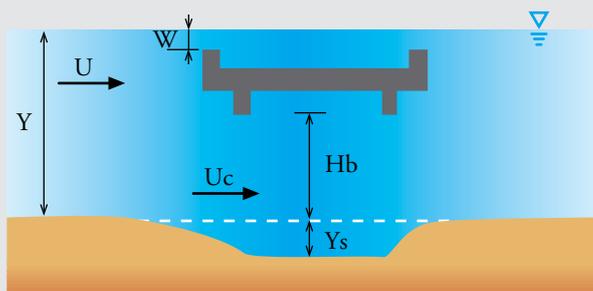
Le passage en charge de l'écoulement sus l'ouvrage peut être la cause d'une augmentation de la profondeur des affouillements sous l'ouvrage, comme ont pu le mettre en évidence E.R. Umbrell et al. [3-25], dans le cas qu'ils ont étudié d'un écoulement en eaux claires et d'un pont-cadre simple.

A défaut d'étude plus précise, des précautions s'inspirant des résultats de leurs travaux peuvent être mises en œuvre dans tous les cas de figures. En cas de risque de passage en charge de l'écoulement sous l'ouvrage, il conviendra donc de considérer qu'il faut augmenter l'évaluation de la profondeur maximale d'affouillement PC ou PP d'une quantité PCH, calculée par :

$$PCH = Y \cdot \{1,1 [(1 - (W/Y)) \cdot (U/UC)] 0,6\} - HB$$

avec :

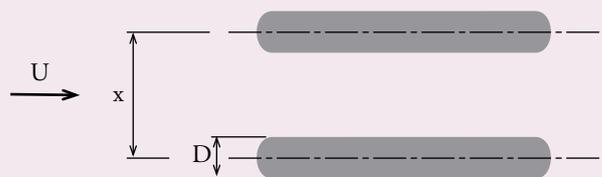
UC : vitesse critique d'entraînement du sédiment et en se référant à la figure 4 pour les autres paramètres.



Annexe 3.4 - Figure 4 : Paramètres pour un écoulement en charge – Source : E. R. Umbrell et Al. - Clearwater contraction scour under bridge in pressure flow - Journal of Hydraulic Engineering- 1978

Nota

$Y_s = (PC + PCH)$ pour une culée [ou $(PP + PCH)$ pour une pile]



Annexe 3.4 - Figure 3 : Définition de l'entraxe x – Source : H.N.C. Breusers et Al. – Local scours around cylindrical piers – Journal of Hydraulic Engineering - Volume 15 - 1978

RN 94 - Projet de déviation d'Embrun (05) - Ouvrage de franchissement de la Durance - Étude morphodynamique (2000-2005)

Suite à un avis de l'Ingénieur Général en Ouvrages d'Art, la DDE des Hautes-Alpes a confié au CETE Méditerranée un diagnostic des études sur les ouvrages d'art du projet de la déviation d'Embrun.

Le rapport du CETE Méditerranée daté de juillet 2000, comprend un avis hydraulique relatif au franchissement de la Durance qui propose de compléter le dossier hydraulique du projet par une étude morphodynamique de la Durance dans le secteur du franchissement.

L'étude morphodynamique réalisée en avril 2001 comprend :

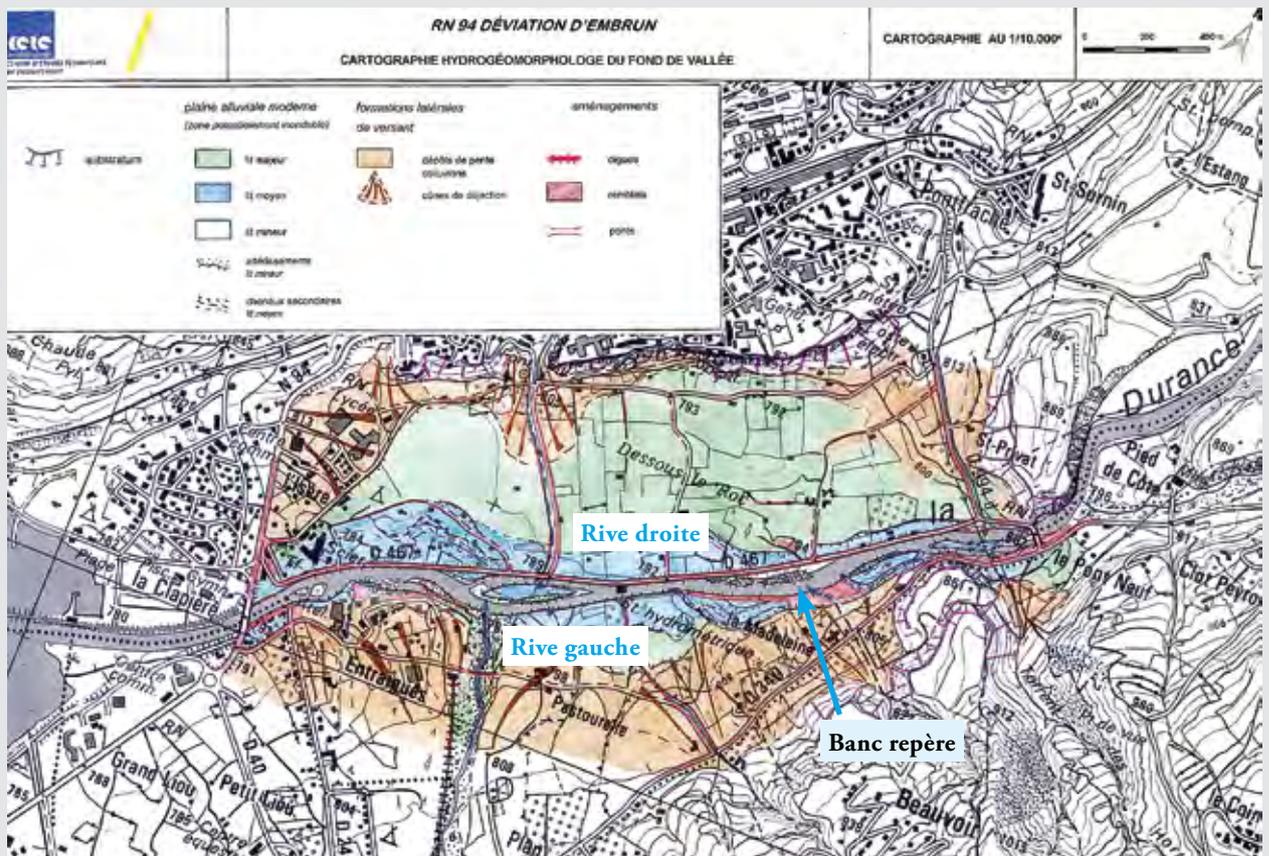
- une analyse de la vallée de la Durance, établie à l'aide de cartographies géomorphologiques réalisées par le bureau d'études Agir à partir d'une interprétation stéréoscopiques de prises de vue aérienne, d'une reconnaissance de terrain et de rapports d'études fournis par la DDE des Hautes-Alpes ;
- un avis morphodynamique qui estime les effets des crues rares (centennales) à exceptionnelles (millénales) de la Durance sur le projet actuel de franchissement et propose des améliorations portant sur les ouvrages de protection des appuis ou des modifications portant sur l'implantation des appuis.

Les propositions faites au niveau du projet initial ont été retenues par la DDE des Hautes-Alpes notamment l'allongement de la portée de l'ouvrage d'art principal permettant de sortir son appui rive gauche hors de la zone de mobilité du lit actif de la Durance.

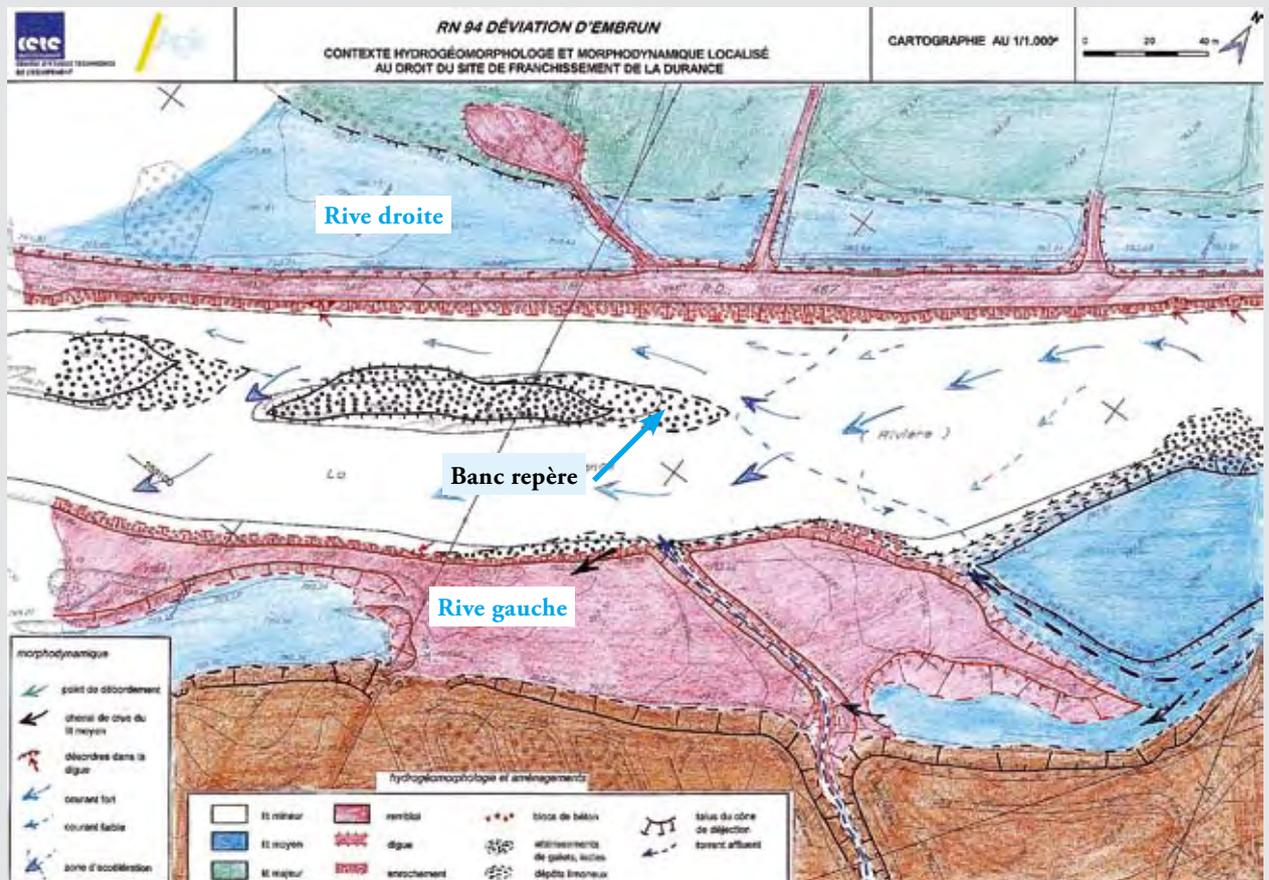
Les travaux de réalisation de l'ouvrage de franchissement se sont terminés à la fin de l'année 2005.



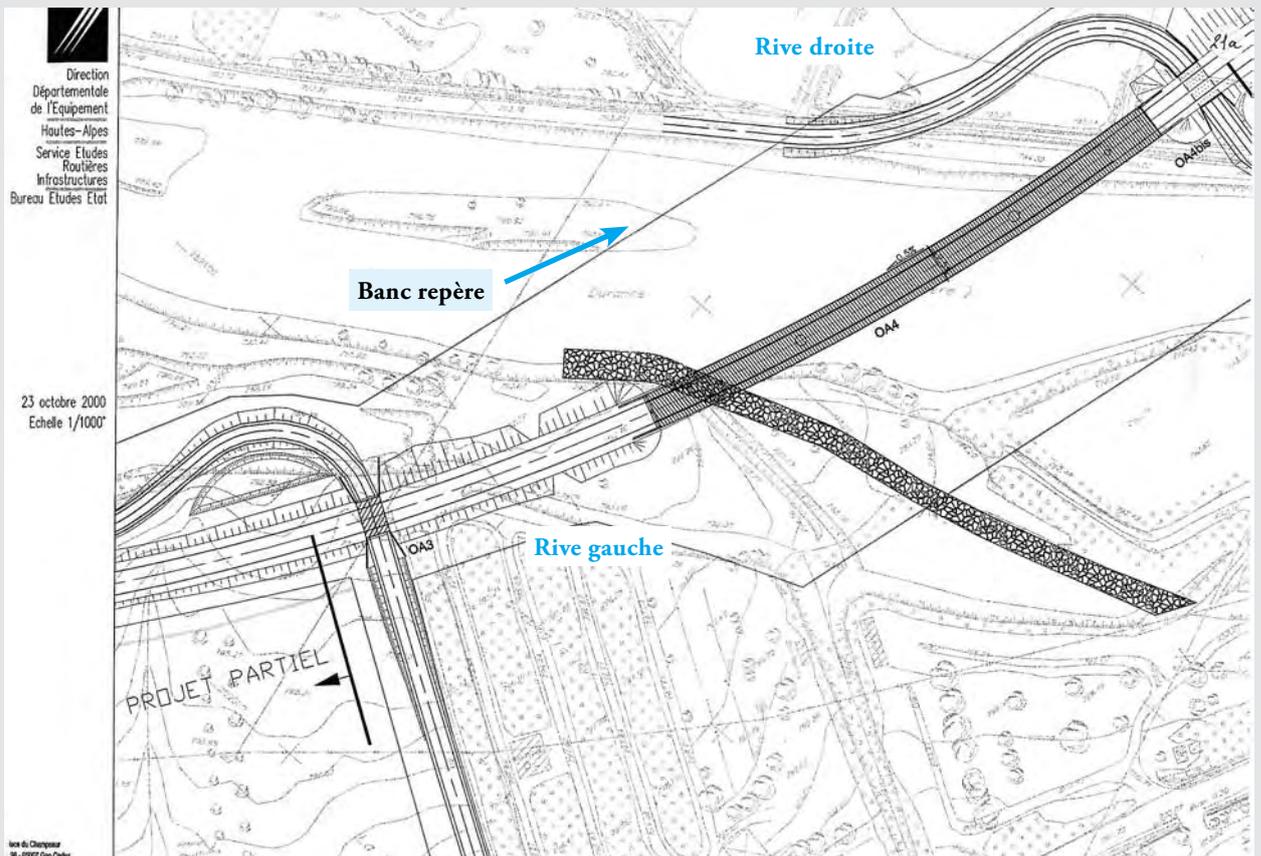
Annexe 3.5 - Photos 1 et 2 : vue rive droite au droit du franchissement de la Durance – Source : DDE des Hautes-Alpes



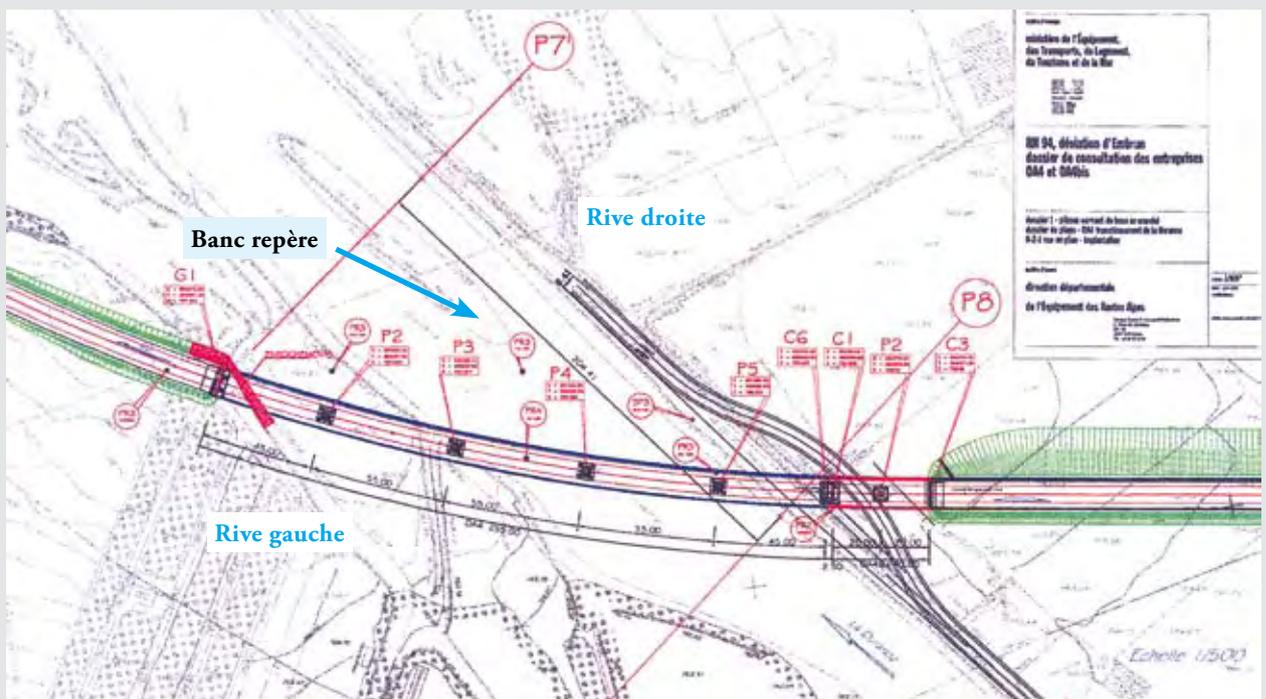
Annexe 3.5 - Figure 1 : carte géomorphologique générale au 1/110.000^{me} – Source : CETE Méditerranée



Annexe 3.5 - Figure 2 : carte géomorphologique localisé au droit du franchissement au 1/1.000^{me} – Source : CETE Méditerranée



Annexe 3.5 - Figure 3 : plan du projet initial de franchissement au 1/1.000^{ème} (octobre 2000) avec une ouverture biaisée de l'OA4 de 189 m – Source : DDE des Hautes-Alpes

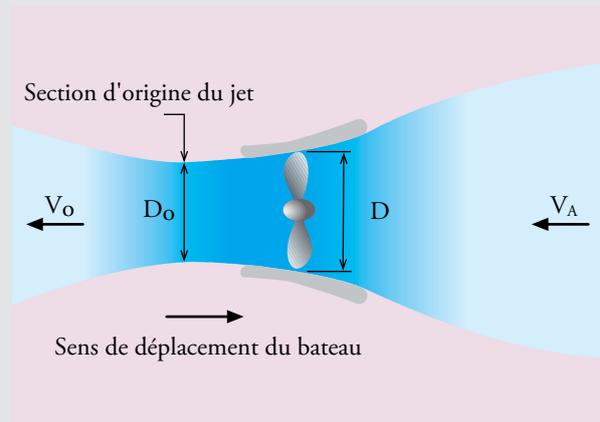


Annexe 3.5 - Figure 4 : plan du projet final de franchissement au 1/500^{ème} (juin 2003) avec une ouverture biaisée de l'OA4 de 255 m – Source : DDE des Hautes-Alpes

Calcul des protections dues aux jets d'hélice

Afin de connaître la protection à assurer sur le fond et les berges due au jet des hélices, on suit les étapes suivantes :

Calcul de la vitesse du jet



Annexe 5.1 - Figure 1 : définition des notations pour le jet d'hélice
Source : CETMEF

Le calcul le plus simple est fourni par Blaauw et Van de Kaa. Compte tenu de la contraction du jet, le diamètre de celui-ci au début du jet D_0 est différent du diamètre de l'hélice D , et la vitesse de l'eau au début du jet est différente de la vitesse de l'eau au niveau de l'hélice :

$$V_c^2 = V_A^2 + \frac{8K_h n^2 D^2}{\pi}$$

avec :

V_0 vitesse de l'eau au début du jet (m/s)

V_A vitesse d'avancée du bateau (m/s)

K_h coefficient de poussée sur l'hélice (-)

n vitesse de rotation de l'hélice (rad.s-1)

D diamètre de l'hélice (m)

et :

$$\left(\frac{D_0}{D}\right)^2 = \frac{K_t}{2K_h} \frac{V_A + V_0}{V_0}$$

avec:

K_t coefficient de poussée totale. Ce coefficient est différent selon que l'hélice se trouve ou non dans une tuyère :

$K_t = K_h$ s'il n'y a pas de tuyère

$K_t \approx 2K_h$ s'il y a une tuyère

Remarque : si les coefficients de poussée, déterminés par le constructeur de l'hélice, ne sont pas connus, on peut estimer :

$$V_c = 1,48 \left(\frac{P}{D^2}\right)^{1/4} \text{ s'il n'y a pas de tuyère}$$

$$V_c = 1,17 \left(\frac{P}{D^2}\right)^{1/4} \text{ s'il y a une tuyère}$$

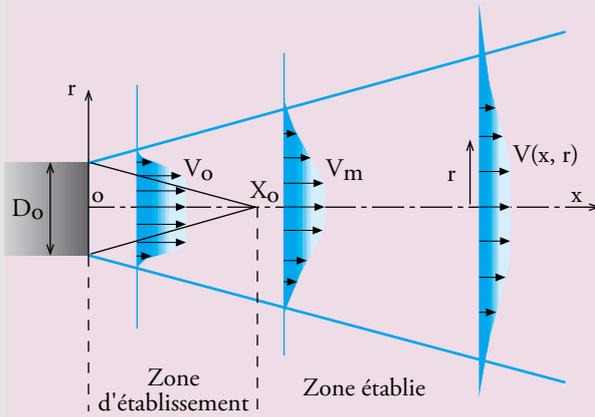
avec P puissance de l'hélice.

Prise en compte de l'influence de la présence d'un gouvernail

Le jet est séparé en deux jets de diamètre $D_0/\sqrt{2}$ situés dans le plan du gouvernail et dirigés vers le fond et la surface suivant un angle de l'ordre de 12° avec l'axe de l'hélice (si la vitesse d'avancé du bateau est nulle).

Calcul de la vitesse du jet au fond ou sur les berges (à une distance donnée de l'hélice)

La vitesse sur le fond et les talus est assimilée à la vitesse aux mêmes points dans un jet libre. Le modèle de jet diffusif est utilisé pour connaître cette vitesse V en tout point du jet.



Annexe 5.1 - Figure 2 : définition du modèle du jet diffusif
Source : CETMEF

On a :

Zone d'établissement du jet ($x < x_0$) :

$$V(r, x) = V_0 \quad \text{pour :} \quad r < \frac{D_0}{2} - c \cdot x$$

$$V(r, x) = V_c \cdot \exp \left[- \frac{\left(r + c \cdot x - \frac{D_0}{2} \right)^2}{2c^2 \cdot x^2} \right]$$

sinon

Zone de jet établi ($x > x_0$) :

$$V_m = V_0 \frac{1}{2c} \cdot \frac{D_0}{2}$$

avec :

V_m vitesse sur l'axe de l'hélice

$$V(r, x) = V_m \cdot \exp \left[- \frac{r^2}{2c^2 \cdot x^2} \right]$$

avec :

$$x_0 = \frac{D_0}{2 \cdot c}$$

Le seul paramètre est le coefficient de diffusion c . Les auteurs des principaux résultats énumérés ci-dessus, Blaauw et Van de Kaa ont obtenu à partir de modèles réduits (1/80^{ème} et 1/25^{ème}) une valeur approximative de c : $c = 0,18$, soit $x_0 = 2,8 D_0$.

Calcul du diamètre des enrochements protecteurs en fonction de cette vitesse

Sur le fond, le diamètre des enrochements à mettre est :

$$d = \frac{C_t V^2}{2\psi \cdot \Delta \cdot g}$$

avec le coefficient de traînée $0,06 < C_t < 0,11$ et ψ choisi entre 0,02 et 0,05. V est ici la vitesse du jet calculée plus haut, Δ la densité des pierres déjaugée (égale à densité moins 1).

Sur les talus, on introduit un terme correctif dépendant de la pente du talus α :

$$d = \frac{C_t V^2}{2\psi \cdot \Delta \cdot g \cdot f(\alpha)} \quad \text{et} \quad f(\alpha) = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \alpha}{0,42}}$$

Dans les courbes, il faut définir la géométrie du problème : distance du bateau à la berge, angle de dérive (angle du bateau par rapport à sa trajectoire), orientation du gouvernail. On détermine alors la vitesse du jet V par utilise alors les formules exposées ci-dessus.



Note de calcul des protections des appuis provisoires du viaduc de Richemont

 <p><i>Liberté • Égalité • Fraternité</i> RÉPUBLIQUE FRANÇAISE</p>  <p>ministère de l'Équipement des Transports du Logement du Tourisme et de la Mer</p> <p>APROA DE REMPLACEMENT DU VIADUC DE RICHEMONT</p> <p>DISPOSITIF DE PROTECTION DES APPUIS PROVISOIRES</p> <p>Partie 1 DDE de la MOSELLE</p>  <p>Centre d'Etudes techniques de l'Équipement CETE de l'Est</p> <p>1.1.1</p> <p>DIVISION OUVRAGES D'ART</p>	<p>Juillet 2003</p>
--	---------------------



Sommaire

Préambule concernant la conception des ducs d'albe	152
Présentation et données du problème	153
a) Rappels de quelques éléments concernant le trafic fluvial sur la Moselle	153
b) Mesures d'exploitation envisagées au droit de l'ouvrage en construction	154
c) Disposition des appuis provisoires pour le nouveau pont	154
d) Présentation du dispositif de sécurité vis à vis du choc de navire	155
e) Caractéristiques géotechniques des sols et conséquences sur la fondation du dispositif de sécurité	156
f) Niveau de protection souhaité pour les appuis provisoires	156
g) Hypothèses et données pour le calcul de l'énergie cinétique	157
II. Calcul de l'énergie absorbée par un pieu	159
a) Calcul élastique d'un tube parfaitement encastré	159
b) Calcul plastique d'un pieu.	160
c) Calcul plastique d'un tube encastré dans un sol élastique	165
III. Définition du dispositif de sécurité	166
a) Détermination du nombre de pieux	166
b) Disposition des pieux de protection	167
c) Plans de conception de principe	167
d) Estimation	168

Préambule concernant la conception des ducs d'albe

L'objet de ce préambule est d'aborder succinctement différentes approches possibles concernant la conception des ducs d'Albe supportant un choc de navire.

L'énergie à dissiper est l'énergie cinétique du bateau qui s'écrit de la façon suivante :

$$E_c = \frac{1}{2}mv^2$$

Où :

- **m** correspond à la masse totale en mouvement, c'est à dire la masse du bateau augmentée de la masse d'eau entraînée par le bateau en mouvement. Un coefficient multiplicateur de la masse du bateau, qui vaut en général 1.3, permet de prendre en compte ce phénomène. D'autres coefficients modulent l'énergie cinétique (voir paragraphe g chapitre I),
- **v** est la vitesse du navire à l'impact en m/s,
- **Ec** est l'énergie cinétique du navire qui s'exprime en kN.m ou en kJ.

NB: Il y a lieu d'être vigilant sur les unités car la confusion entre les tonnes-masse et les tonnes-forces peut conduire à une erreur d'un facteur 10 sur l'énergie cinétique.

Deux grandes approches peuvent être envisagées pour la conception d'un Duc d'Albe, un dispositif souple ou un dispositif rigide, suivant l'objectif principal poursuivi, arrêter le bateau ou l'amortir.

Avec un dispositif rigide, c'est le navire qui va dissiper une grande partie de son énergie cinétique par la déformation de sa coque, et l'on peut, en supposant que la force enfonçant la coque lors du choc est proportionnelle à l'enfoncement, obtenir l'effort statique équivalent à appliquer pour simuler le choc. La force statique équivalente peut être obtenue de différentes façons:

- On peut utiliser une méthode énergétique : le duc d'Albe étant considéré comme très rigide, l'énergie n'est dissipée que par la déformation du bateau. Le travail de cette force statique équivalente pendant toute la déformation est égale à $P \times \Delta/2$, P étant la valeur maximale de la résultante des efforts de réaction contre le duc d'Albe lors du choc et Δ la déformation maximale de la coque du bateau. Le travail de cette force est égale à l'énergie cinétique à absorber.
- On peut aussi utiliser des formules empiriques, comme celle développée par Meier-Dörnberg dans le cas d'un choc frontal. L'enfoncement théorique de la coque sous l'impact, noté **a**, est estimé par les formules suivantes :
 - Si $a < 0,1\text{m}$, $a = \sqrt{E/30}$ et $P = 60 \times a$ en MN ; E étant l'énergie cinétique est en MN.m
 - Si $a > 0,1\text{m}$, $a = -3,65 + \sqrt{13,6875 + 1,25E}$ et $P = 6 + 1,6 \times (a - 0,1)$

Sur la Moselle, le choc le plus important est occasionné par un navire de 3000 t avec une vitesse de 15km/h (4.2m/s) qui engendre :

- une énergie cinétique de $E = 1,3 \times 1/2 \times 3000 \times 4,2 \times 4,2 = 34\,400 \text{ kN} = 34,4\text{MN.m}$
- un enfoncement théorique $a = -3,65 + \sqrt{13,6875 + 1,25 \times 34,4} = 3,86\text{m}$
- une force quasi-statique équivalente $P = 6 + 1,6 \times (3,86 - 0,1) = 12\text{MN}$

Par comparaison, les valeurs forfaitaires fournies par les règlements, sont assez voisines, 10MN pour le BAEL et l'Eurocode.

Pour obtenir un élément rigide, les ducs d'albe sont, en général, des gabions circulaires de palplanches métalliques remplies de terre ou des faisceaux de tubes inclinés. Si les énergies à reprendre ne sont pas trop importantes, on peut aussi envisager des tripodes de pieux métalliques, en vérifiant que les pieux tendus sous chocs ne sont pas arrachés. Il

convient aussi de s'assurer a posteriori de la bonne validité de l'hypothèse retenue (élément rigide) en vérifiant que la déformée du duc d'Albe est très inférieure à celle du navire.

En considérant le Duc d'Albe comme **flexible**, il fonctionne en guidage et amortisseur de navire en dissipant, d'abord, l'énergie par sa propre déformation. C'est une solution souvent adoptée aux abords des écluses pour les ouvrages de guidage. On utilise généralement des pieux métalliques isolés ou fonctionnant en faisceau de pieux indépendants. C'est la solution qui a été envisagée pour la protection des appuis provisoires du viaduc de Richemont sur l'A31, dans l'hypothèse de la construction du tablier neuf en parallèle à l'ouvrage existant avant son ripage transversal.

L'étude est conduite avec les documents de référence suivants :

- Document du CETMEF d'octobre 1996 : « Les abords d'une écluse sur voie à grand gabarit
- Annexe 1 - Prise en compte du choc des bateaux dans le calcul des structures »,
- Recommandations ROSA 2000 : fascicule Accostage et annexe.

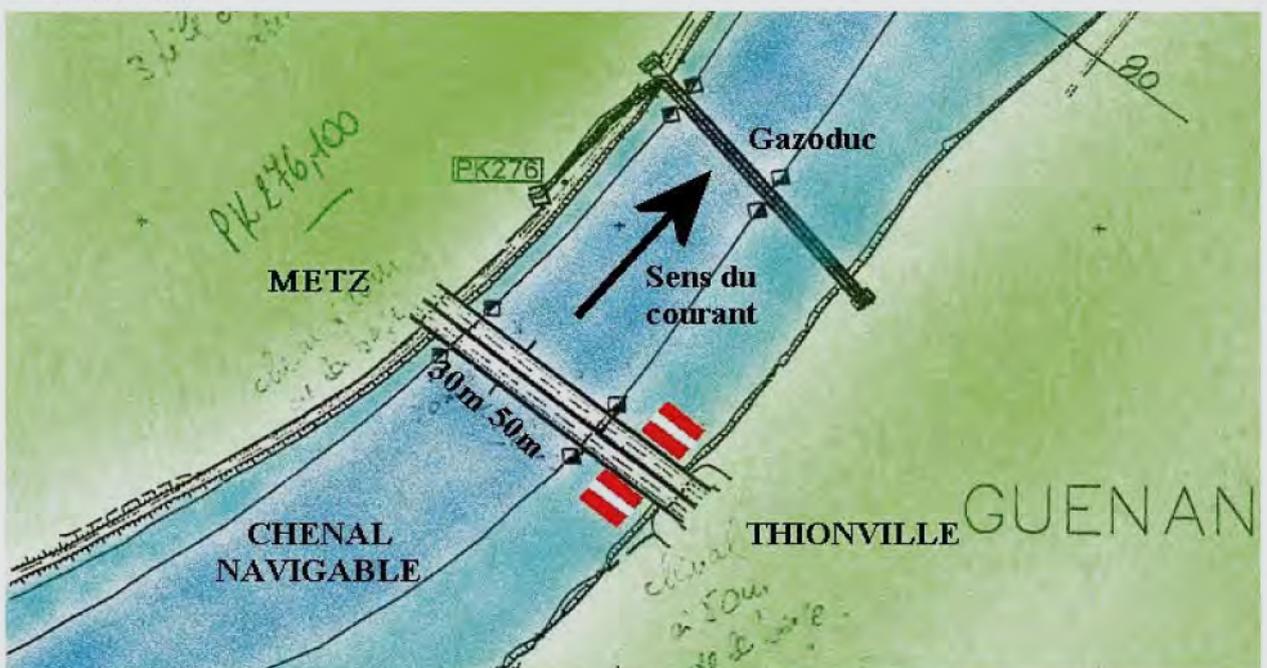
I. Présentation et données du problème

a) Rappels de quelques éléments concernant le trafic fluvial sur la MOSELLE :

- La circulation est en moyenne de 25 bateaux par jour, tout type de navigation confondu.
- Le bateau le plus courant est la péniche de type Rhénan de 1500 à 1800 tonnes et de 85 à 110 m de long
- Le convoi le plus lourd est constitué d'une barge et d'un pousseur pour un total de 3000 tonnes et 2x85m de long.

Au droit du pont de Richemont :

- La sortie de l'écluse située en amont (1500 m environ) est en courbe et les bateaux ne se remettent dans l'axe que peu avant l'ouvrage.
- Il est envisageable de limiter la vitesse des bateaux avalants entre l'écluse et la sortie du pont. On peut fixer cette limitation à 5 km/h, y compris la vitesse du courant.
- Il existe deux passes navigables, l'une de 50 m sous la travée centrale et l'autre de 30 m sous la travée rive gauche (côté METZ), qui sont toutes les deux à double sens de circulation.

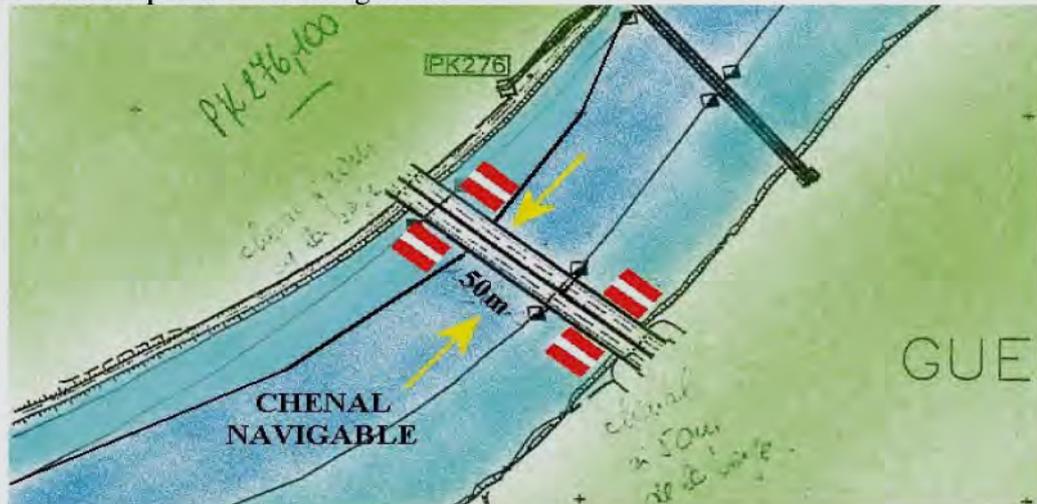


Annexe 5-2 - Figure 1 : implantation du chenal actuel

- Le sens de navigation qui pose le plus de problèmes est le sens avalant puisque c'est celui qui est directement du côté prévu pour les travaux du nouvel ouvrage mais aussi à cause de la plus faible manœuvrabilité et de la plus grande vitesse des bateaux de ce sens.

b) Mesures d'exploitation envisagées au droit de l'ouvrage en construction

Plusieurs solutions d'exploitation sont envisageables ; celle qui permet le mieux d'organiser les travaux et de garantir la sécurité du chantier est celle qui limite le chenal navigable à une passe bidirectionnelle, située sous la travée centrale. La barge nécessaire à la réalisation des pieux peut travailler au niveau de la rive droite (et donc hors chenal) pour les appuis de ce côté, puis rejoindre la rive gauche (dans la partie fermée du chenal) pour les autres appuis. Le chantier interfère peu avec la navigation.



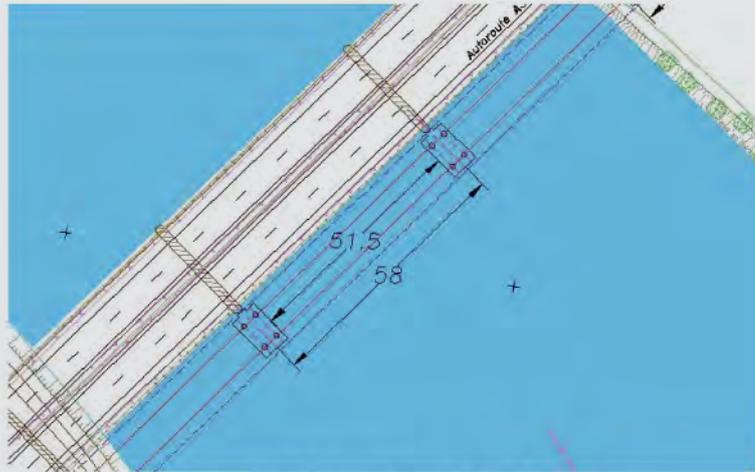
Annexe 5-2 - Figure 2 : chenal navigable en phase travaux

Les mesures d'exploitation envisagées pendant la phase des travaux ont été discutées lors de la réunion de conseil intégré du 4 juin 2003 :

- quels que soient les travaux et les modifications apportées au chenal, l'adaptation de la signalisation (panneaux et balises radar) au droit de l'ouvrage est nécessaire ;
- une limitation de la vitesse des bateaux avalants entre l'écluse et la sortie du pont est fixée à 5km/h en tenant compte de la vitesse du courant. La gêne occasionnée est faible puisque les bateaux repartent de l'écluse ;
- la mise en place d'un alternat pour éviter que deux bateaux ne se croisent sous l'ouvrage est décidé. Compte tenu du trafic (25 bateaux/jour) ce cas de figure est rare et peut être évité en retenant le bateau avalant à l'écluse le temps que celui qui monte ait passé l'ouvrage.
- enfin, des mesures d'informations doivent être faites suffisamment longtemps à l'avance :
 - o diffuser un avis à la batellerie,
 - o diffuser des plans détaillés du chenal provisoire,
 - o faire une information au niveau de l'écluse.

c) Disposition des appuis provisoires pour le nouveau pont

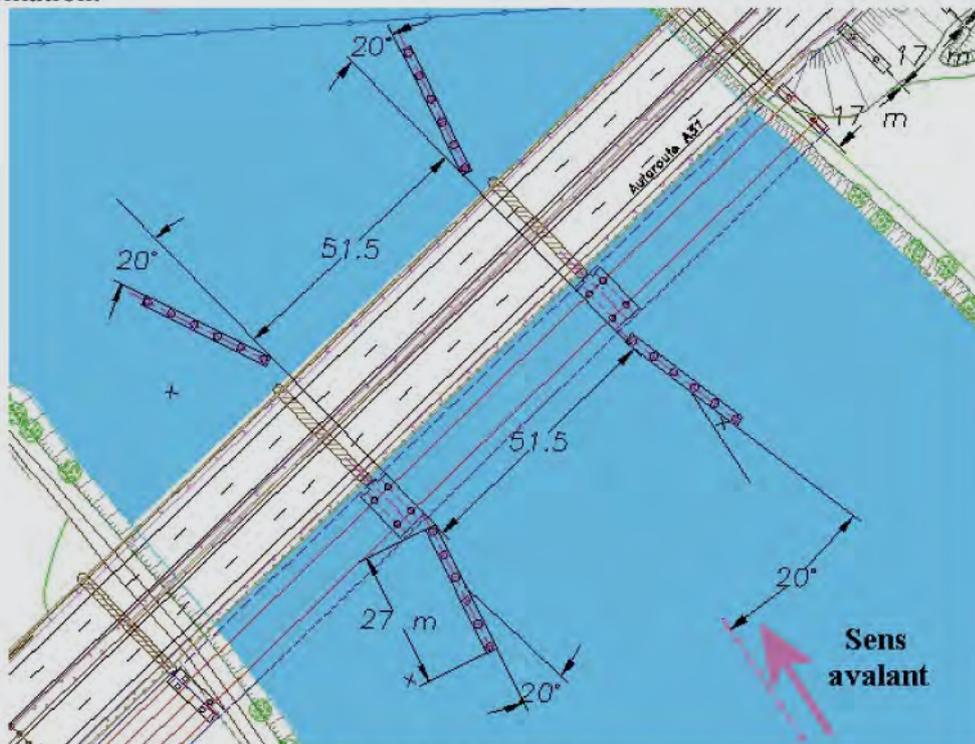
Les appuis provisoires doivent avoir une structure en portique afin de pouvoir reprendre les efforts horizontaux dus au lancement et au ripage d'un tablier neuf. Cette disposition est plus consommatrice d'espace qu'une autre qui n'aurait recours qu'à une seule file de pieux mais on peut en fait disposer les portiques dans l'axe des piles existantes sans empiéter sur la passe.



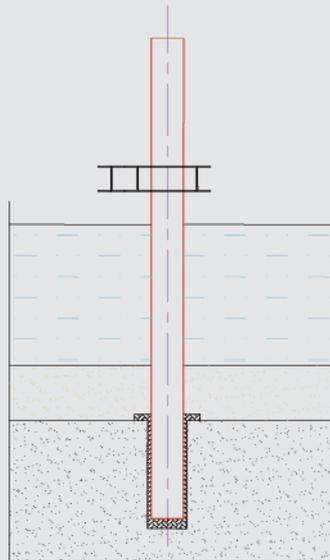
Annexe 5-2 - Figure 3 : exemple de disposition d'appuis dans l'axe des piles

d) Présentation du dispositif de sécurité vis-à-vis du choc de navire

Les mesures d'exploitation réduisent le risque de choc sur les appuis provisoires mais ne l'écartent pas totalement. Pour protéger l'ouvrage en phase provisoire, il serait coûteux de mettre en place un dispositif à même d'arrêter un bateau en choc frontal mais, de même que sur la route les glissières de sécurité remettent les véhicules dans l'axe de la circulation, on peut concevoir un système permettant de guider les bateaux qui quitteraient l'axe du chenal. Ce "dispositif de glissière" est constitué d'une lisse et de pieux métalliques absorbant le choc par déformation.



Annexe 5-2 - Figure 4 : principe de réalisation de la protection



Annexe 5-2 - Figure 5 : détail d'un pieu

La lisse qui fait office de glissière permet de localiser le point d'impact au-dessus du niveau du plan d'eau si elle déborde suffisamment des tubes. Cette disposition permet d'améliorer le fonctionnement du dispositif de sécurité et d'éviter l'impact direct sous la ligne de flottaison du navire.

e) Caractéristiques géotechniques des sols et conséquences sur la fondation du dispositif de sécurité

Les deux appuis en rivières sont les piles dites « B » et « C » du franchissement. Le lit de la Moselle repose sur des marnes compactes. Les reconnaissances géotechniques donnent les informations suivantes :

- Pile B (sondage PR 9 et 10)

Depuis le fond de la rivière jusqu'à la base de la semelle, on observe des marnes sableuses. Les essais pressiométriques commencent à partir de la base de la semelle (-1,70m). On obtient des pressions limites (PL) variant de 1,5 à plus de 5 MPa. Le module pressiométrique E varie de 38 à plus de 100 MPa.

- Pile C (sondage PR 11 et 12)

Depuis le fond de la rivière jusqu'à la base de la semelle, on observe des marnes gris bleu. Les essais pressiométriques commencent à partir de la base de la semelle (-1,70m). On obtient des pressions limites (PL) variant de 3,1 à plus de 5 MPa. Le module pressiométrique E varie de 64 à plus de 100 MPa.

Les marnes du substratum du lit de la Moselle ont ici un module trop élevé pour permettre le battage des tubes. On procèdera donc :

- soit à la réalisation d'un "avant trou" à l'abri d'un tubage puis à la mise en place du tube et au coulage d'une chemise en béton pour assurer la liaison Marnes/tube (jusqu'aux marnes sableuses).
- soit à la mise en place du tube directement par forage à l'intérieur de la chemise qui est descendue au fur et à mesure.

f) Niveau de protection souhaité pour les appuis provisoires

Le choc à considérer a été débattu en réunion de conseil intégré du 4 juin 2003 et correspond aux conditions suivantes:

- bateau de type Rhéna de 1800 tonnes de masse totale,
- vitesse 5 km/h (1,388 m/s),
- incidence de 20° sur le dispositif.

g) Hypothèses et données pour le calcul de l'énergie cinétique

- Evaluation de l'énergie cinétique à absorber :

L'énergie cinétique à absorber est donnée par la formule suivante :

$$E_c = \frac{1}{2} m C_m C_e C_s v^2$$

Bateau Type Rhéna

Masse m [t]	Vitesse v [m/s]	C _m	C _e	C _s	E _c [MJ]
1800	1.388	1.3	1	1	2.25

C_m est le coefficient de masse ajoutée qui tient compte du déplacement de l'eau entraînée par le navire. (C_m ≥ 1.0)

Il peut se calculer par différentes formules :

GRIM

VASCO-COSTA

RUPERT

SAURIN

$$C_m = 1,3 + 0,8 \times \frac{T}{B} \quad C_m = 1 + 2 \times \frac{T}{B} \quad C_m = 0,9 + 1,5 \times \frac{T}{B} \quad C_m = 1,3$$

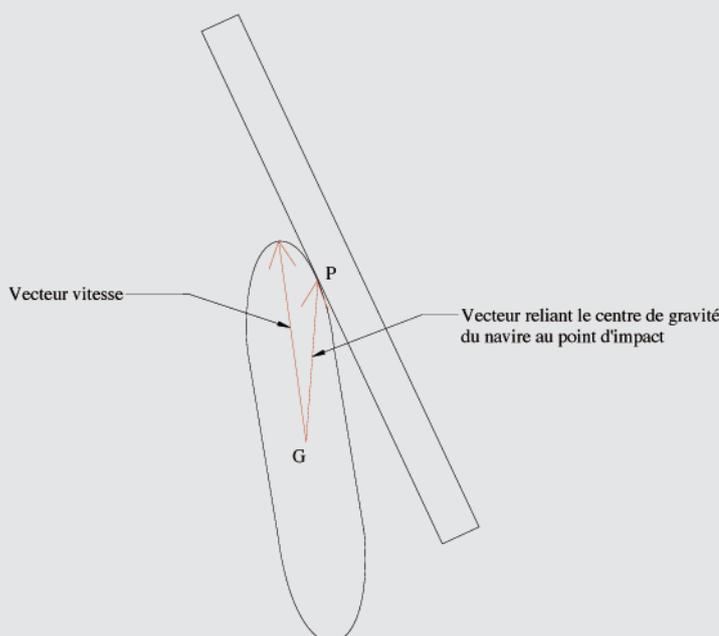
T est le tirant d'eau du navire et B la largeur à la ligne de flottaison [m].

T [m]	B [m]	GRIM	VASCO-COSTA	RUPERT
2	10	1.46	1.40	1.20
2	12	1.43	1.33	1.15
2.5	12	1.47	1.42	1.21
3	12	1.50	1.50	1.28

On voit que C_m peut varier de façon importante selon la formule utilisée mais toujours autour de 1,3. Nous proposons donc de retenir la valeur de SAURIN, C_m = 1,3.

- Ce est le coefficient d'excentricité, il traduit la rotation du navire autour du dispositif d'arrêt lors d'un choc. (C_e ≤ 1,0)

L'annexe du fascicule « accostage » de ROSA2000 propose en pratique de prendre C_e = 0,70 pour les défenses « extérieures » et 0,50 pour les défenses « intérieures » (extérieures et intérieures s'entendent par rapport à un port en général). Il correspond au cas d'accostage de navire. En cas de choc, le vecteur-vitesse peut coïncider avec le vecteur « centre de gravité du navire - point d'impact » et on retient ici par sécurité un coefficient C_e de 1 malgré l'incidence de choc.



Annexe 5-2 - Figure 6 : illustration de l'incidence du bateau

- Cs est le coefficient d'affaissement qui dépend des souplesses relatives de la coque et du dispositif.

Pour des navires de conception récente, on retient $C_s = 1.0$

- En cas de choc frontal, pour le navire de 1800 tonnes à 5 km/h, l'énergie cinétique à absorber vaut donc :

$$E = 0,5 \times 1800 \times 1,3 \times 1 \times 1 \times 1,388^2 = 2,25 \text{ MJ}$$

Dans l'hypothèse retenue, un choc avec une incidence de 20° , elle n'est plus que de

$$2,25 \times (\sin 20^\circ)^2 \text{ (la projection se fait sur la vitesse)} = 0,263 \text{ MJ.}$$

- Niveau de l'impact :

Plus l'impact est placé bas sur le dispositif, plus l'énergie de choc est difficile à absorber par déformation du Duc D'Albe.

Par l'intermédiaire de la lisse, on peut localiser le point d'impact 1m au-dessus du niveau du Plan d'Eau Statique, soit environ 4 m au-dessus du TN et 6 m au-dessus des Marnes. Le choc a donc lieu à 7 m de l'encastrement du tube dans les marnes.

- Données sur les tubes :

Nous avons considéré trois tubes métalliques de grand diamètre avec une limite élastique f_y de 360 MPa et un module E de 210000 MPa :

ϕ [mm]	E_p [mm]	I [m4]
1000	20	7,85E-03
1500	28	3,71E-02
1500	42	5,57E-02

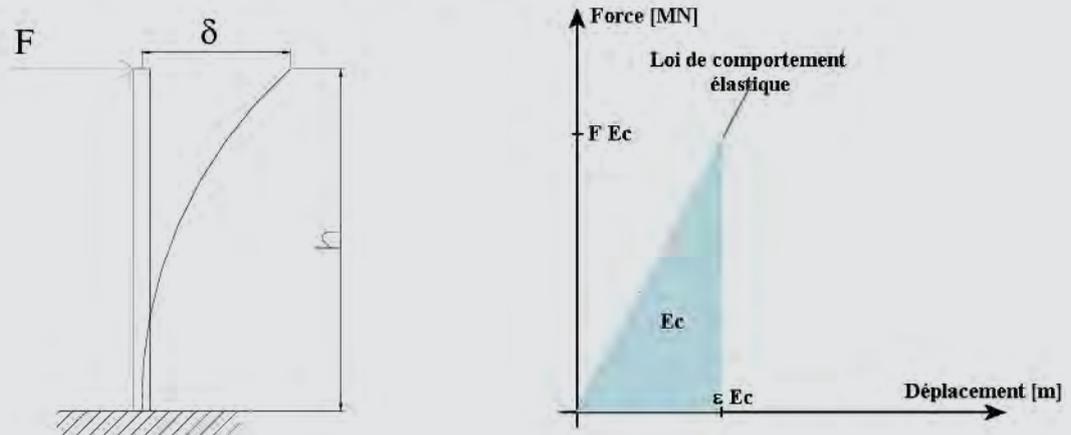
II. Calcul de l'énergie absorbée par un pieu

Pour évaluer l'énergie absorbée par le pieu, il peut être tenu compte:

- de la souplesse du sol ou non
- d'un calcul du pieu fonctionnant dans le domaine élastique ou non

a) Calcul élastique d'un tube parfaitement encasté

Le principe du calcul est de rechercher un équilibre entre l'énergie cinétique du navire et le travail de la réaction exercée par le tube sur ce navire.



Annexe 5-2 - Figure 7

On détermine l'énergie absorbée :

$$E_c = \frac{1}{2} F \delta \quad \text{avec} \quad \delta = F h^3 / 3 EI \quad \text{et} \quad h = 7 \text{ m}$$

La force élastique est donnée par l'atteinte de la contrainte élastique dans la section d'encastement, soit : $F_e = f_y I / h / (\Phi/2)$ avec $f_y = 355 \text{ Mpa}$.

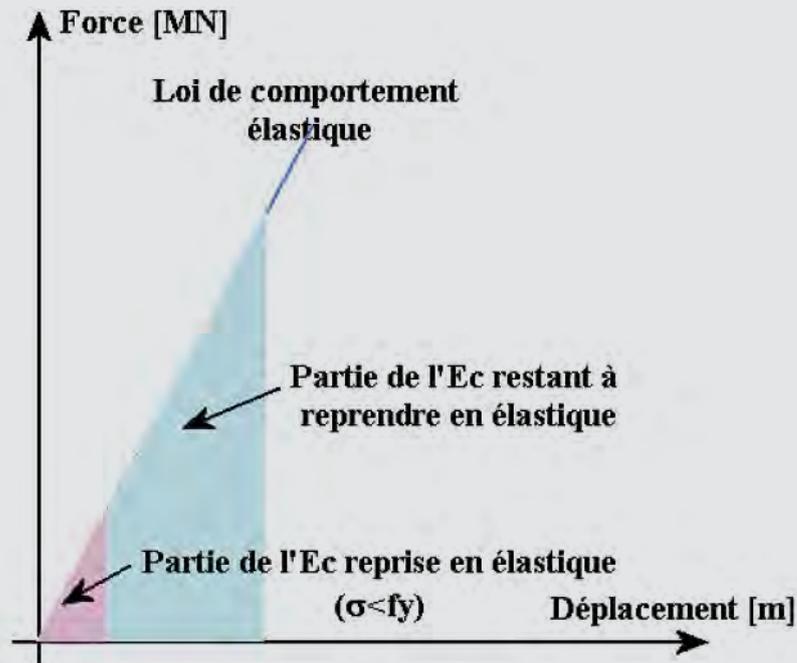
ϕ [mm]	E_p [mm]	F_{elast} [MN]	δ_{elast} [m]	E_{elast} [MJ]
1000	20	0.81	0,056	0,023
1500	28	2.54	0,037	0,047
1500	42	3.82	0,037	0,071

Pour reprendre un choc frontal ($E_c = 2,25 \text{ MJ}$), il faudrait obtenir les forces et déplacements suivants :

F_{Ec} : force statique maximale agissant au droit de l'impact

δ_{Ec} : déplacement au droit de l'impact

ϕ [mm]	E_p [mm]	F_{ec} [MN]	δ_{ec} [m]
1000	20	8,06	0,559
1500	28	17,51	0,257
1500	42	21,45	0,210



Annexe 5-2 - Figure 8

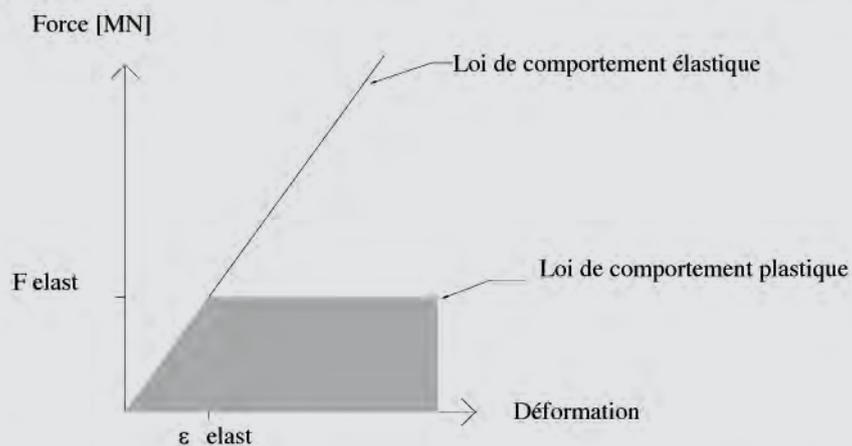
On voit que l'énergie absorbée dans le domaine élastique est très faible par rapport à l'énergie cinétique du bateau et faible par rapport à l'énergie cinétique du choc retenu (0,263 MJ). Il faut donc faire travailler le dispositif dans le domaine plastique en considérant qu'en cas de choc, des désordres sont admissibles sur le Duc D'Albe.

b) Calcul plastique d'un pieu.

b-1) Généralités

C'est dans le domaine plastique que le dispositif est le plus efficace, sachant qu'il ne pourra bien sûr reprendre qu'un seul choc l'amenant à travailler au-delà du domaine élastique.

Le principe consiste à faire travailler au maximum la force amenant la plastification de la section d'encastrement.

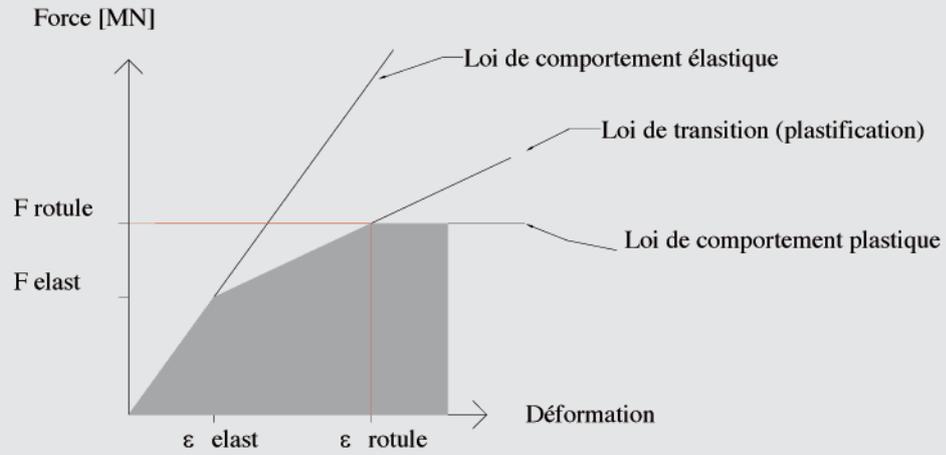


Annexe 5-2 - Figure 9

L'énergie absorbée par le pieu dans la section plastifiée correspond à la zone grisée. Ce calcul ne tient cependant pas compte de l'apparition progressive de la rotule plastique en pied de tube. Cette rotule permet un déplacement plus important (Inertie en baisse) alors que la force qui travaille reste la même (palier plastique).

Sous l'action d'une force croissante appliquée en tête, la section d'encastrement commence à plastifier. Cette plastification augmente progressivement dans cette section ainsi que dans les sections situées au-dessus. La force maximale admissible en tête correspond à l'atteinte de la

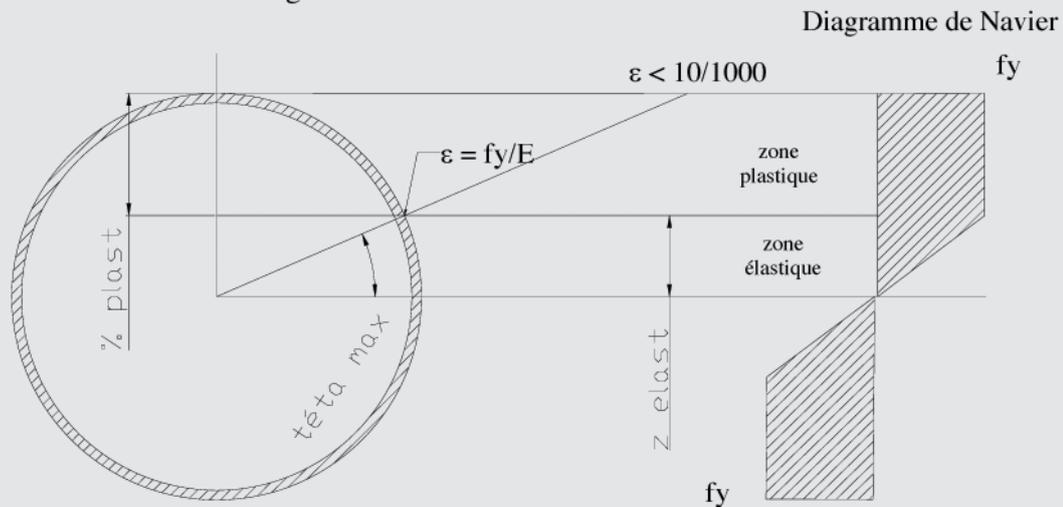
rotule plastique en pied. Le pieu est alors composé de deux parties, la partie supérieure qui fonctionne de manière élastique et la partie inférieure qui fonctionne dans le domaine plastique, les sections en pied étant de plus en plus plastifiées. La loi effort/déformation change en même temps que la rotule évolue.



Annexe 5-2 - Figure 10 : exemple de loi effort (F en tête) / déformation (fibre extrême) de la rotule

b-2) Calcul de la rotule plastique

La rotule plastique limite admissible est définie par l'atteinte sur une fibre de la génératrice extérieure du critère d'allongement de 10/1000.



Annexe 5-2 - Figure 11

On peut calculer % plast comme le ratio maximum de plastification de la section (% plast = 1 - hauteur plastifiée/hauteur totale) :

La déformation de la génératrice extérieure est $\varepsilon_{\text{plastique}} = \varepsilon_{\text{élastique}} / (1 - \% \text{ plast})$ d'où on peut tirer :

$$\frac{z_{\text{élast.}}}{R} = \frac{\varepsilon_{\text{élast.}}}{10/1000} = \frac{f_y}{E \cdot 10/1000} \Rightarrow \%_{\text{plast}} = \frac{R - z_{\text{élast.}}}{R} = 1 - \frac{f_y}{E \cdot 10/1000}$$

% plast = 0,83

et en coordonnées polaires, on repère l'angle limite θ_p tel que $\sin \theta_p = 1 - \% \text{ plast}$

d'où $\theta_p = 0,170 \text{ radians}$

Dans la section plastifiée, on détermine le moment élasto-plastique repris par la section.

Calcul du moment élasto-plastique :

$$\frac{M_{ep}}{4} = \left[\int_0^{\theta_p} eR^2 \frac{\sin^2 \theta}{\sin \theta_p} \cdot d\theta + \int_{\theta_p}^{\frac{\pi}{2}} eR^2 \sin \theta \cdot d\theta \right] \cdot f_y = \frac{eR^2}{2} f_y \cdot \left(\cos \theta_p + \frac{\theta_p}{\sin \theta_p} \right)$$

On écrit la relation entre la courbure et le moment élasto-plastique de façon à obtenir l'inertie moyenne du tube au cours du choc pour déterminer la flèche maximale :

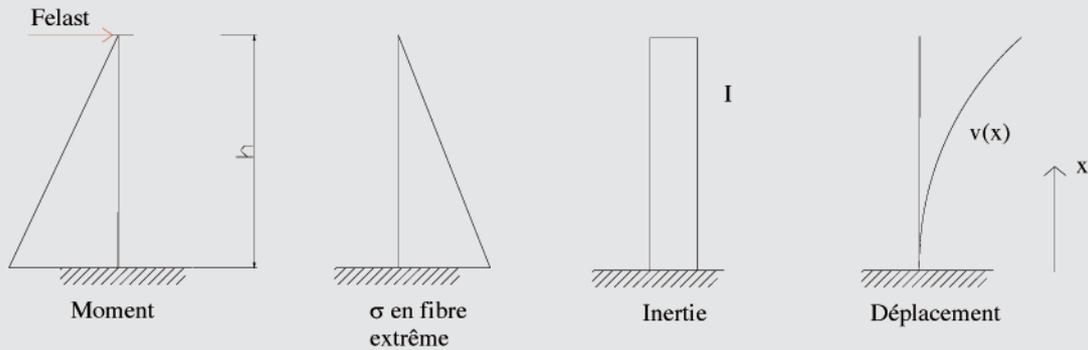
$$\frac{d\omega}{dx} = \frac{M}{EI_{\text{"moyen"}}} = \frac{f_y}{ER \sin \theta_p} = \frac{2eR^2 f_y \left(\cos \theta_p + \frac{\theta_p}{\sin \theta_p} \right)}{EI_{\text{"moyen"}}$$

d'où :

$$I_{\text{"moyen"}} = 2eR^3 (\sin \theta_p \cos \theta_p + \theta_p) = 4eR^3 \left(\frac{\sin 2\theta_p}{4} + \frac{\theta_p}{2} \right)$$

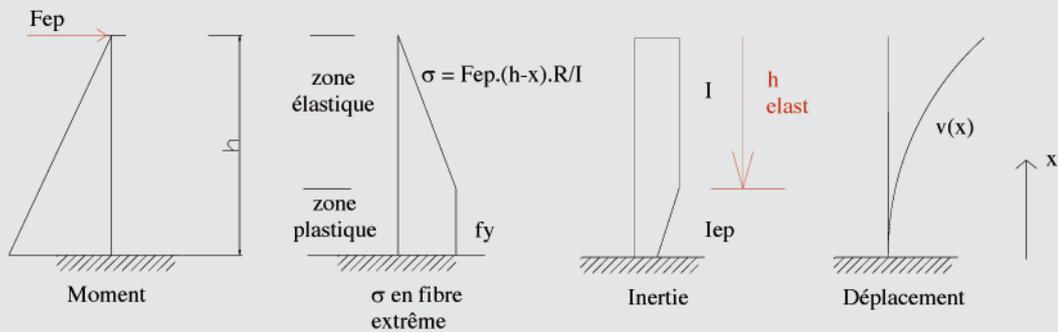
b-3) Calcul du tube

A l'état initial (état élastique), on a :



Annexe 5-2 - Figure 12

A l'état final, on a



Annexe 5-2 - Figure 13

Avec F_{ep} , force maximale admissible par le tube : $F_{ep} = \frac{M_{ep}}{h}$

La hauteur de la zone élastique est déterminée par l'atteinte de la limite élastique f_y . Entre cette zone et l'encastrement, l'inertie est supposée, par simplification et approximation, varier de manière linéaire.

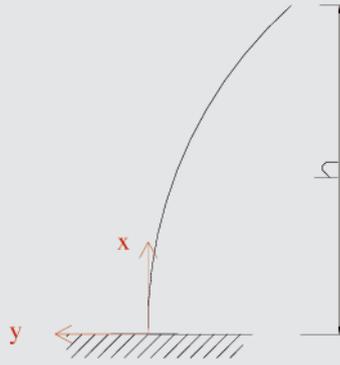
$$\sigma(h_{élast}) = \frac{F_{ep} \cdot h_{élast} \cdot R}{\pi e R^3} = f_y \Rightarrow h_{élast} = \frac{f_y \pi e R^2}{(2eR^2 f_y (\cos \theta_p + \frac{\theta_p}{\sin \theta_p}) / h)} = \frac{\pi h}{2 \cdot (\cos \theta_p + \frac{\theta_p}{\sin \theta_p})}$$

On obtient pour les trois tubes :

ϕ [mm]	E_p [mm]	h elast [m]	h plast [m]
1000	20	5,525	1,475
1500	28	5,525	1,475
1500	42	5,525	1,475

Calcul de la flèche élasto-plastique :

On peut calculer la flèche élasto-plastique du pieu encasté en tête, en intégrant les déformations le long du pieu de la base au sommet:



$$v(h) = v(0) + \omega(0) \cdot h + \int_0^h d\omega(u) \cdot (h-u) du$$

et

$$d\omega(x) = \frac{M_{ep}(x)}{E \cdot I(x)} = \frac{F_{ep} \cdot (h-x)}{E \cdot I(x)}$$

Annexe 5-2 - Figure 14

Le tube est encastré en pied, les conditions limites donnent $v(0) = 0$ et $\omega(0) = 0$.

D'où :

$$v_{ep}(h) = \int_0^h \frac{F_{ep} \cdot (h-u)^2}{E \cdot I(u)} \cdot du$$

On pose $X = h-u$

$$v_{ep}(h) = - \int_h^0 \frac{F_{ep} \cdot X^2}{E \cdot I(h-X)} \cdot dX = \int_0^h \frac{F_{ep} \cdot X^2}{E \cdot I(h-X)} \cdot dX$$

De $X = 0$ à $X = h_{elast}$, l'inertie est constante et égale à I , de $X = h_{elast}$ à $X = h$ on pose :

$$I(h-X) = I + \frac{(I_{ep} - I)}{(h - h_{elast})} \cdot (X - h_{elast})$$

Soit :

$$v_{ep}(h) = \int_0^{h_{elast}} \frac{F_{ep} \cdot X^2}{EI} \cdot dX + \frac{F_{ep}}{E} \int_{h_{elast}}^h \frac{X^2}{I + \frac{(I_{ep} - I)}{(h - h_{elast})} \cdot (X - h_{elast})} \cdot dX$$

Rappel :

$$\int \frac{x^2}{ax+b} dx = \int \left(\frac{x}{a} - \frac{b}{a^2} + \left(\frac{b^2/a^2}{ax+b} \right) \right) dx = \left[\frac{x^2}{2a} - \frac{bx}{a^2} \right] + \frac{b^2}{a^3} \left[\ln \left(x + \frac{b}{a} \right) \right]$$

$$\text{avec } a = \frac{I_{ep} - I}{(h - h_{elast})}; b = I - (I_{ep} - I) \cdot \frac{h_{elast}}{(h - h_{elast})}$$

Calcul de l'énergie cinétique :

L'énergie cinétique peut être calculée en écrivant :

$$E_c = \int_0^{v_{ep}} F(u) \cdot du$$

Si l'on considère 2 points d'intégration (points correspondant à la force élastique puis à la force élasto-plastique), on a :

- phase élastique :

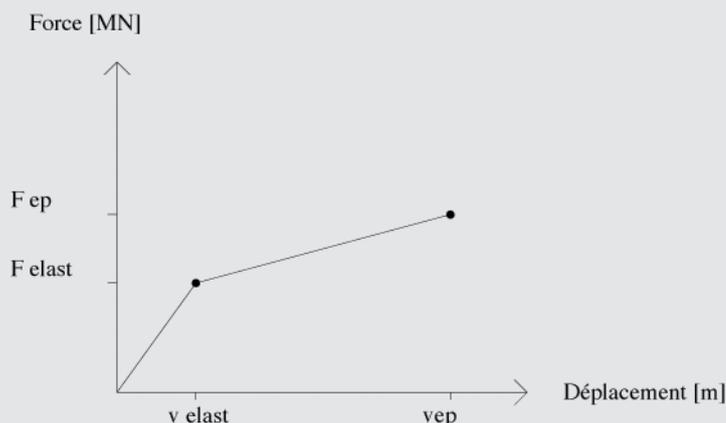
$$F(u) = \frac{3EI}{h^3} \cdot u$$

et

$$E_{c1} = \frac{1}{2} F_{elast} \cdot v_{elast}$$

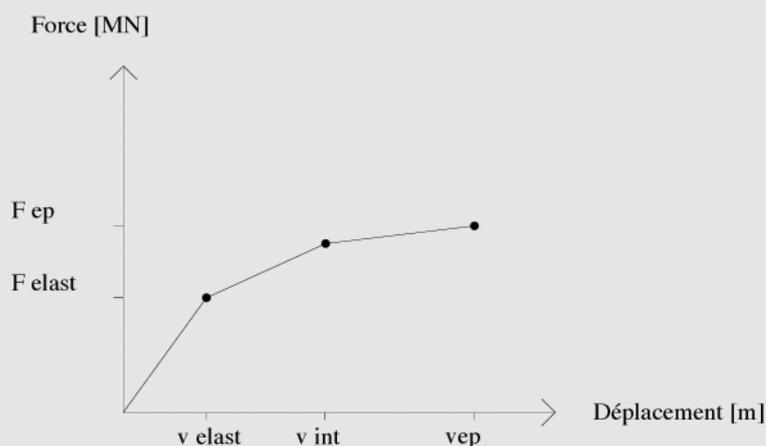
- phase plastique :

$$E_{c2} = \left(\frac{F_{elast} + F_{ep}}{2} \right) \cdot (v_{ep} - v_{elast})$$



Annexe 5-2 - Figure 15 : calculs de l'énergie dissipée avec 2 points d'intégration

On peut affiner le calcul de l'énergie en considérant d'autres points d'intégration correspondant à des déplacements intermédiaires v_{int} en tête du tube obtenus pour des déformations de la fibre extrême du tube en pied comprises entre ε_{elast} et $\varepsilon = 10/1000$.



Annexe 5-2 - Figure 16 : calculs de l'énergie dissipée avec 3 points d'intégration

Dans le tableau ci-dessous nous donnons pour les trois tubes envisagés l'énergie dissipée en fonction du nombre de points d'intégration retenus.

ϕ [mm]	F_{ep} [MN]	Ec 2 points [MJ]	Ec 3 points [MJ]	Ec 4 points [MJ]
1000	20	0,0714	0,0728	0,0740
1500	28	0,1500	0,1529	0,1553
1500	42	0,2250	0,2294	0,2330

L'ordre de grandeur des énergies absorbées se rapproche de l'ordre de grandeur de l'énergie cinétique du choc (0,263 MJ avec incidence de 20°), environ 3 fois l'énergie élastique.

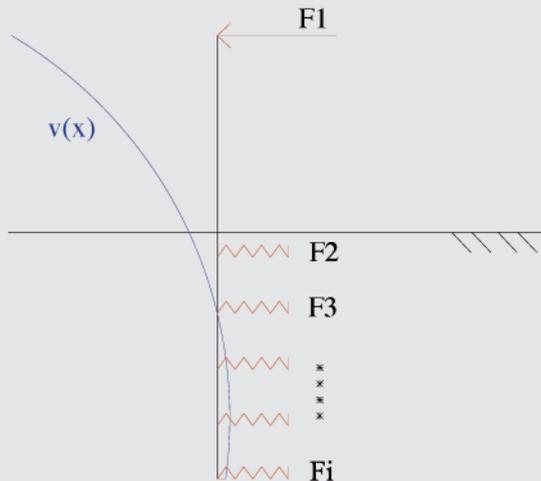
Ce calcul ne tient cependant pas compte de la souplesse du sol, qui peut lui aussi participer à l'absorption de l'énergie et qui augmente la hauteur participante de pieu.

c) Calcul plastique d'un tube encastré dans un sol élastique

Au lieu de considérer une barre encastrée, on modélise le tube enfoncé dans le sol en prenant en compte l'élasticité (toute relative) des marnes. L'intérêt est a priori double :

- Profiter du travail du sol pour contribuer à absorber l'énergie cinétique
- Augmenter la longueur du pieu participant à l'absorption de l'énergie

L'énergie cinétique du choc est absorbée par le travail des forces agissant sur le tube aux cours du choc.



$$\vec{E}_c = \vec{\tau} = \sum_i \int_{\text{état initial}}^{\text{état final}} \vec{F}_{i(v)} \cdot d\vec{v}$$

Nota : le travail de chacune de ces forces peut être positif ou négatif

Annexe 5-2 - Figure 17

Les forces agissant sur le tube sont constituées de la force appliquée en tête du tube par le bateau et des efforts apportés par les ressorts représentant l'élasticité du sol. Pour chacune de ces forces, il faut distinguer la phase élastique de la phase plastique :

- les forces sur le tube agiront dans le domaine élastique tant que la limite élastique n'est pas atteinte sur une fibre extrême du tube,
- la force dans chaque ressort agira dans le domaine élastique tant l'effort dans le ressort n'atteint la pression limite du sol.

On vérifie par ailleurs que la longueur de fiche est suffisante et que la ruine du dispositif correspond bien à la ruine du tube métallique et non à un problème de stabilité extrême.

A partir de ces principes, nous avons déterminé l'énergie que peut absorber le tube de diamètre 1500 mm et d'épaisseur 28 mm encastré dans les marnes en adoptant la démarche suivante :

- 1) On détermine la force élastique en tête du tube conduisant à l'atteinte de la limite élastique sur une fibre extrême de la section du tube. On vérifie bien sûr que sous cette force, les efforts dans les ressorts restent inférieurs à la pression limite du sol.
- 2) On applique un incrément d'effort ΔF en tête du tube. Cet incrément entraîne une augmentation $\Delta M(x)$ du moment sollicitant dans le tube et une augmentation ΔR_i de l'effort dans les ressorts.
- 3) A partir de ce nouvel état, on modifie l'inertie du tube dans les sections où la limite élastique est atteinte et l'on plafonne si nécessaire l'effort dans les ressorts à la valeur de la pression limite, si cette pression est dépassée.
- 4) On itère sur les phases 2) et 3) jusqu'à l'atteinte du moment elastoplastique dans une section du tube.
- 5) On somme le travail des forces lors de chaque étape de calcul pour obtenir l'énergie que le dispositif peut absorber.

Après calcul, nous obtenons l'énergie que peut dissiper le tube ϕ 1500 ep 28 : $E = 0,195$ MJ
Le gain par rapport au tube parfaitement encastré est d'environ 25%, principalement dû à l'augmentation de la hauteur « libre » de flexion du pieu.

III. Définition du dispositif de sécurité

a) Détermination du nombre de pieux

L'énergie à reprendre en choc frontal pour le navire de 1800 tonnes à 5 km/h est de 2,25 MJ.

Avec une incidence de choc de 20°, elle n'est plus que de 0,263 MJ.

Un pieu ϕ 1500 ep 28 n'est pas loin, à lui seul, de pouvoir absorber l'intégralité de l'énergie du choc.

b) Disposition des pieux de protection

Dans l'idée d'utiliser ce dispositif de protection comme des glissières de sécurité, la longueur efficace du dispositif doit être suffisante pour rediriger le bateau (environ 30 m), avec des tubes suffisamment rapprochés (~5 mètres) pour pouvoir reprendre l'impact et limiter la taille de la glissière. Cette glissière reliant les tubes peut être constituée d'un caisson constitué de deux poutres en I raboutées offrant une inertie de l'ordre du 1/5 de celle des pieux. On pourrait retenir deux HEM 1000. L'étude du dispositif constitué des pieux et de la lisse doit faire l'objet d'une note complémentaire qui permettra de définir les caractéristiques mécaniques et géométriques définitives à retenir pour ces éléments.

c) Plans de conception de principe

Voici, pour exemple, quelques vues des dispositifs situés en amont de l'écluse de CATTENOM, également sur la MOSELLE.



Annexe 5.2 - Photo 1 : vue générale – Source : DDE de Moselle

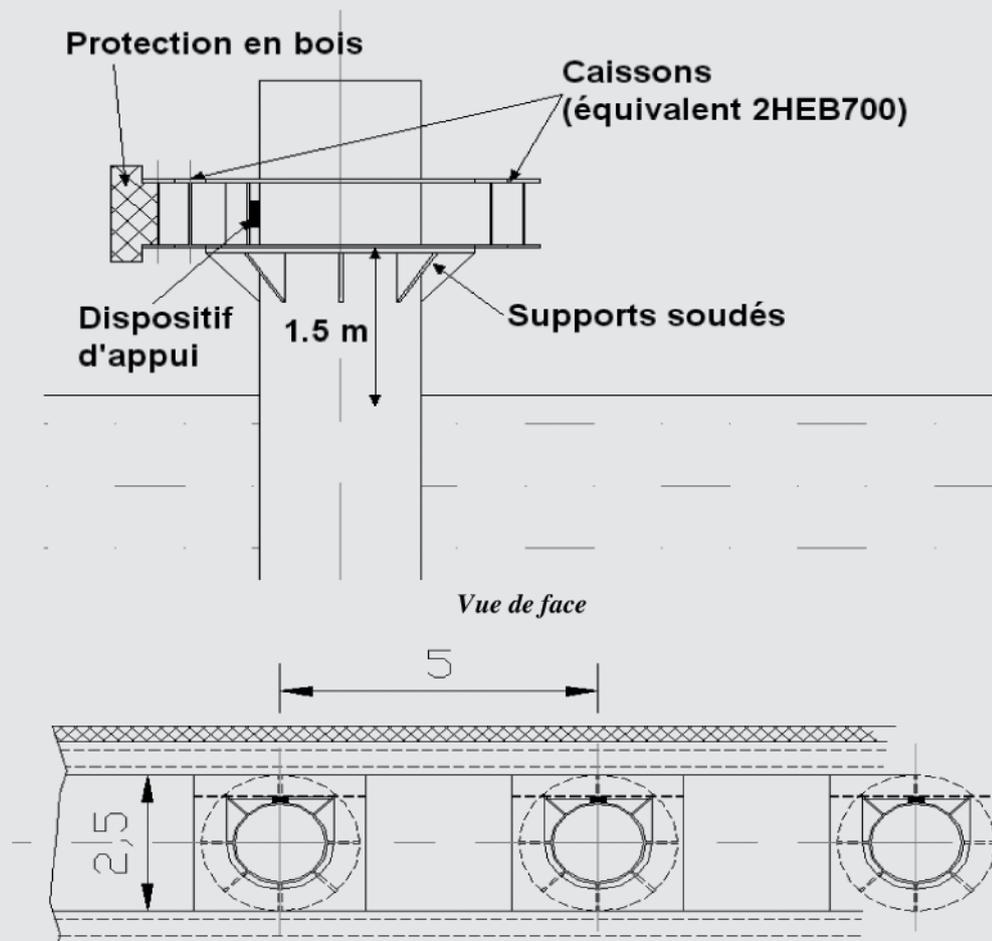


Annexe 5.2 - Photo 2 : détail d'un groupe de poteaux – Source : DDE de Moselle



Annexe 5.2 - Photos 3 et 4 : détails des éléments de transmission des efforts – Source : DDE de Moselle

On voit qu'il n'y a pas de lisse entre les éléments, sans doute à cause de la proximité de l'écluse (vitesse très réduite, nous avons pu le constater) et de l'alignement droit qui précède. Les dispositifs de transmission des efforts entre pieux sont cependant intéressants et peuvent être repris pour la lisse de jonction.



Annexe 5-2 - Figure 18 : vue de dessus

d) Estimation

Le prix des quatre protections nécessaires peut donc être estimé à 1 200 000 € (estimation année 2003).

Compte tenu des conditions particulières de mise en œuvre des tubes (6 m d'encastrement dans les Marnes dures), le battage d'une unité a été estimé à 10000 €

Le prix du kg d'acier est de 1€ pour les tubes et de 3€ pour les profilés et les tôles qui comportent de nombreux assemblages.

Pour une protection :

Fourniture des Aciers					Mise en œuvre des pieux			Bois de protection		
Poids des tubes [t]	prix unitaire [€/t]	Poids des profilés [t]	prix unitaire [€/t]	total	Nombre	prix battage	total	volume [m3]	prix unitaire [€/m3]	total
100	1000	39	3000	217000	6	10000	60000	15	1000	15000
Total :									292000	€

Références bibliographiques

Les textes sont cités dans l'ordre de leur apparition dans le guide.

- Loi sur l'eau du 3 Janvier 1992 et ses décrets d'application.
- Circulaire ministérielle (équipement) n°76-38 modifiée par la circulaire n°95-86 relative aux caractéristiques des voies navigables.
- Partie 1-7 de l'Eurocode 1 : actions sur les structures - Actions générales - Actions accidentelles.
- Code de l'environnement du 18 septembre 2000.
- Directive du conseil n° 79/409/CEE du 2 avril 1979 concernant la conservation des oiseaux sauvages.
- Directive du conseil n° 92/43/CEE du 21 mai 1992 concernant la conservation des habitats naturels ainsi que de la faune et de la flore sauvage.
- Arrêté du 16/11/2001 relatif à la liste des types d'habitats naturels et des espèces de faune et de flore sauvages qui peuvent justifier la désignation de zones spéciales de conservation au titre du réseau écologique européen Natura 2000.
- Circulaire DNP/SDEN n° 2004-1 du 5 octobre 2004 portant sur l'évaluation des incidences des programmes et projets de travaux, d'ouvrages ou d'aménagements susceptibles d'affecter de façon notable les sites Natura 2000.
- Décret n°93-742 relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration prévues par l'article 10 de la loi n°92-30. du 3 janvier 1992.
- Décret n°93-743 relatif à la nomenclature des opérations soumises à l'autorisation ou de déclaration en application de l'article 10 de la loi n°92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau. À titre d'information, les rubriques de la nomenclature pouvant s'appliquer aux ponts sont les suivantes :
 - 2.2.0 : rejet dans les eaux superficielles susceptible de modifier le régime des eaux,
 - 2.3.0 : rejet de flux polluant dans les eaux superficielles,
 - 2.3.1 : rejets de sels dissous dans le milieu aquatique,
 - 2.5.0 : modification du profil en long ou en travers d'un cours d'eau,
 - 2.5.2 : réduction de la luminosité dans le cours d'eau,
 - 2.5.4 : installation, ouvrages, digues ou remblais en lit majeur d'un cours d'eau,
 - 2.5.5 : consolidation ou protection de berges par des techniques autres que végétales,
 - 4.1.0 : assèchement, mise en eau, imperméabilisation, remblais de zones humides.
- Règlement CE n°349/2003 de la commission du 25 février 2003 suspendant l'introduction dans la communauté européenne de spécimens de certaines espèces de faune et de flore sauvage.
- Directive 2000/60/CE du parlement européen et du conseil du 23 octobre 2000 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau.
- Loi n° 2004-338 du 21 avril 2004 portant transposition de la directive 2000/60/CE du parlement européen et du conseil du 23 octobre 2000 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau.
- Arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 17 avril 1981 fixant les listes des mammifères protégés sur l'ensemble du territoire.
- Arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 7 octobre 1992 fixant la liste des mollusques protégés sur le territoire métropolitain.
- Arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 22 juillet 1993 fixant les listes des amphibiens et reptiles protégés sur l'ensemble du territoire.
- Arrêté du 16 décembre 2004 modifiant l'arrêté du 22 juillet 1993 fixant la liste des insectes protégés sur le territoire national.
- Décret 2002-202 du 13 février 2002 modifiant le décret 93-743 du 29 mars 1993 (modification de la rubrique 2.5.0 et création des rubriques 2.5.2 : luminosité dans ouvrages, 2.5.4 : ouvrage en lit majeur et 2.5.5 : consolidation de berge).
- Circulaire DE/SDGE/BPIDPF-CCG/n°426 du 24 juillet 2002 du ministère de l'Écologie et du Développement durable.
- Arrêtés (3) fixant les prescriptions générales applicables aux consolidations de berges, aux ouvrages en lit majeur et à l'impact sur la luminosité.
- Circulaire DE / SDGE / BPIDPF-CCG / n° 426 du 24 juillet 2002.

- Circulaire 76-38 relative aux caractéristiques des voies navigables, modifiée par la circulaire 95-86, ministère de l'Équipement, 1er mars 1976 et 6 novembre 1995, disponible sur le site du Cetmef www.cetmef.equipement.gouv.fr (rubrique « projets », projet « documents utiles pour les ouvrages de navigation intérieure »).
- Circulaire 2001-2 relative au guide du balisage des voies de navigation intérieure NOR : EQU0110007C, ministère de l'Équipement, 17 janvier 2001, disponible sur www.equipement.gouv.fr.
- Code européen de navigation intérieure, révision 2, Nations Unies - Commission économique pour l'Europe - Comité des transports intérieurs - Groupe de travail des transports par voies navigables, 2002, disponible sur www.unece.org/trans/doc/finaldocs/sc3/TRANS-SC3-115r2f.pdf.
- Directive européenne 2000/60/DCE du 23 octobre 2000.
- Circulaire DCE 2005/12 relative à la définition du « bon état » et à la constitution des référentiels pour les eaux douces de surface (cours d'eau, plans d'eau), en application de la directive européenne 2000/60/DCE du 23 octobre 2000, ainsi qu'à la démarche à adopter pendant la phase transitoire (2005-2007).

Autres textes

- Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art - Fascicules 2 « Généralités sur la surveillance », 10 « Fondations en site aquatique », 20 « Zone d'influence - Accès - Abords ».
- Guide pour la commande et le pilotage des études d'Ouvrages d'Art - Sétra - novembre 1997.
- BAEL 91 - Révisé 99 - Fascicule 62 - Titre I - Section I - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Assainissement Routier - Guide Technique - Sétra - Octobre 2006.
- Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement - sous la direction de B. Chocat - Tec et Doc, 1997.
- De l'eau qui tombe à l'eau qui s'écoule. Processus de transferts à l'échelle des versants du bassin versant - Hydrologie continentale, Partie III. - Claude Cosandey, Mark Robinson, Armand Colin - 2000.
- Guide Méthodologique pour le Pilotage des Études Hydrauliques - à paraître sous le double timbre du METATM (DGHUC) et du MEDD (DPPR), piloté par le CETMEF et le Cemagref.
- Écoulements permanents à surface libre en lits composés - Nicollet, G., and Uan, M. - La Houille Blanche - 1979.
- Hydraulique Générale - Écoulements à surface libre régime permanent - A. Lencastre. Sapege & Eyrolles - 1995.
- Rapport de recherche Bridge Waterways Analysis Model - Federal Highway Administrations (FHWA) - 1986.
- Guide du ralentissement dynamique pour la prévention des inondations (www.ecologie.gouv.fr).
- Guide technique n°1 - la gestion des boisements de rivières - fascicule 1 : dynamique et fonction de la ripisylve - Agence de l'Eau du Bassin Rhône Méditerranée Corse - Septembre 1998.
- Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales - Bernard Lachat - Ministère de l'Environnement.
- Milieu aquatique : état initial et prévision d'impact dans les documents d'incidences - collection mise au point CSP.
- Résolution CEMT 92/2 relative à la nouvelle classification des voies navigables - 1992 - disponible au <http://www1.oecd.org/cem/resol/waterway/wat922f.pdf>.
- Sollicitations hydrodynamiques du talus sous fluvial des berges - Étude bibliographique - notice CETMEF STC. VN n°87-2 - octobre 1987.
- Rapport Ph. Jansen et J.B. Schijf - S.I.C. 1 - 18^{ème} congrès AIPCN - Rome - 1953.
- Ship waves and the stability of armour layers protecting slopes - H.J. Verhey et M.P. Bogaerts - publication n°428 - Laboratoire Hydraulique de Delft - présenté au 9^{ème} congrès international « Harbour International Congress », Anvers, Belgique, juin 1989, disponible au www.wldelft.nl.
- Erosion of bottom and sloping banks caused by the screw race of manoeuvring ships - H.G. Blaauw et E.J. Van de Kaa - publication n°202 - Laboratoire Hydraulique de Delft - 1978.
- Fahrtdynamik von Binnenschiffen - Verein für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen e.V. - novembre 1992.

- Layout and design of shallow draft waterways - USACE Engineer Manual n°EM-1110-2-1611 - 1980 - disponible sur www.usace.army.mil/publications/.
- Inland navigation and canalization - M. S. Petersen - USACE Engineer Pamphlet n°EP-1110-2-14 - 1997 - disponible sur www.usace.army.mil/publications/.
- Effets érosifs des jets d'hélice de bateaux sur les fonds et les talus des voies navigables - notice CETMEF ER.VN n°85.1 - novembre 1985.
- CD-Rom ROSA 2000 « Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique » - CETMEF – 2001 - renseignements sur le site du Cetmef.
- Choc de bateau sur une pile de pont - Bulletin technique n°10 – Sétra Novembre 1970.
- Guide des techniques végétales – VNF – 2003 - Sur demande auprès du département de l'eau et de l'environnement de VNF, producteur du guide (03.21.63.24.60).
- Fluvial n°149 - éditions de l'Écluse - février 2005.
- Fondations de pont en site aquatique en état précaire - Guide pour la surveillance et le confortement - Direction des routes et de la circulation routière, LCPC, Sétra - Décembre 1980.
- Prise en compte de la loi sur l'eau lors de la réalisation de chantiers - CFTR - Octobre 2004.
- L'exécution des fondations d'ouvrages d'art à l'abri de batardeaux et blindages en palplanches métalliques du CETE de l'Ouest - 1986.
- Dimensionnement des ouvrages provisoires, blindages et batardeaux du Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables (Notice SCT n° 77-1 de Mars 1977).
- Entretien des ouvrages d'art - Guide à l'usage des subdivisions - Direction des Routes - Janvier 2000.
- Guide méthodologique « Les études d'environnement dans les projets routiers » co-édité par le Sétra et le Certu - octobre 1997.
- Guide nomenclature loi sur l'eau « Application aux infrastructures routières ».
- Surveillance et confortement des fondations d'ouvrage d'art en site aquatique - Aspect hydraulique (p. 41 à 48) - M. Ramette - La Houille Blanche n° 1 - 1982.
- Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales (p. 289 à 308)- G. Nicollet - La Houille Blanche n° 4 - 1982.
- Les ouvrages en gabions - Techniques rurales en Afrique - Ministère de la Coopération et du Développement, France - Cemagref - 1992.
- BCEOM - Pont de Moundou. Rapport final - République du Tchad, ministère des Travaux Publics, des Mines et de la Géologie - Direction des Travaux Publics - Septembre 1976 - 32 pages, cartes, plans, photos.
- Cours de dynamique fluviale et travaux en rivières - J. Abèle, F. Dégardin et C. Lecarpentier - Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Équipement Rural - Ouagadougou, Burkina Faso - 2001.
- Local scours around cylindrical piers - H.N.C. Breusers et Al. Journal of Hydraulic Engineering - Volume 15 - 1977.
- Effect of pier spacing on scours around bridges piers - K.R. Elliot et Al. - Journal of Hydraulic Engineering - Volume 111 n°7 - juillet 1985.
- Scours at cylindrical bridges piers in armored bed - A.J. Raudkivi et Al. - Journal of Hydraulic Engineering - Volume 111 n°4 - avril 1985.
- Clearwater contraction scour under bridge in pressure flow - E.R. Umbrell et Al. - Journal of Hydraulic Engineering - février 1998.
- Etude des affouillements autour des piles de ponts - Chabert et Engeldinger - LNH Chatou - Série A - 1956
- Affouillements en pied de pont en milieu cohésif - G. Nicollet - AIHR - 15^{ème} congrès - 1971.
- Théorie et méthodes de détermination des affouillements pour les ponts - J.P. Levillain - ENPC Formation - 1998.
- Les affouillements et la protection des berges dans les coudes des rivières à fond mobile - C. Blanchet, E. Morin - SOGREAH et Ministère de l'équipement et du logement - 1971.
- Les affouillements et la protection des berges dans les coudes des rivières à fond mobile - Rapport de synthèse de la SOGREAH, STCPMVN - 1990.
- Recommandations pour la restauration des ponts et autres ouvrages routiers - Conseil Supérieur de la Pêche - mai 2006.

Glossaire des termes techniques

APB : Arrêté de Protection de Biotope. C'est un arrêté préfectoral qui protège un espace naturel et les espèces animales et végétales qui y résident. La protection y est très stricte et tout projet d'aménagement traumatisant quasiment systématiquement voué à l'échec.

Avifaune : ensemble des populations d'oiseaux d'un milieu.

Batrachoducs : passages aménagés pour que les batraciens puissent franchir sans mortalité les infrastructures linéaires. Il s'agit en général de buses semi-enterrées.

CCAP : Cahier des Clause Administratives Particulières.

CCTP : Cahier des Clauses techniques Particulières.

Classe : unité taxonomique (de classement) des espèces animales et végétales.

CRPF : Centre Régional de Propriété Forestière

CSP : Conseil Supérieur de la Pêche : établissement public de l'État dont les missions sont la police de la pêche, la recherche sur les espèces aquatiques et piscicoles en particulier et l'étude du fonctionnement des écosystèmes aquatiques, devenu ONEMA.

Cyprinidés : famille de poissons regroupant une majorité des espèces d'eau douce. On distingue les cyprinidés d'eaux calmes (carpe, brème...) qui affectionnent les courants lents et les eaux chaudes par opposition aux cyprinidés d'eaux vives (goujon, chevesne...) qui préfèrent les eaux courantes et plus fraîches.

DIREN : Direction Régionale de l'Environnement

Embranchement : unité taxonomique (de classement) des espèces animales et végétales.

Espèce végétale invasive : plante, en général exportée d'un autre continent, qui possède des facultés d'acclimatation et de prolifération bien supérieure aux espèces locales ce qui crée des désordres biologiques à terme dans le milieu (disparition des autres espèces).

Frayère : zone de reproduction des poissons

Génie végétal : technique des stabilisation des berges des cours d'eau basée sur le pouvoir fixant des végétaux par le biais de leurs racines.

Hydromorphie : ensemble des caractères présentés par un sol évoluant dans un milieu engorgé par l'eau de façon périodique ou permanente.

ITSEOA : Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art.

ONEMA : Office National de l'Eau et des Milieux Aquatiques, cf. Csp.

ONF : Office National des Forêts.

PPRI : Plan de Prévention des Risques d'Inondations.

Ripicole : localisé sur les rives des cours d'eau.

Rivulaire - qualificatif désignant les organismes qui vivent et croissent dans les cours d'eaux ou sur leurs bords, c'est-à-dire la zone humide des rives.

RN : Réserve Naturelle : espace naturel protégé strictement de tout nouvel aménagement humain.

SDAGE : Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux. Créé par la Loi sur l'eau de 1992, c'est un document cadre à l'échelle des grands bassins hydrographiques français qui oriente la politique de l'eau.

SAGE : Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux. Prolongement opérationnel du SDAGE à l'échelle du sous bassin, le SAGE définit les mesures concrètes à appliquer localement pour gérer de manière intégrée les milieux aquatiques.

Salmonidés : espèces de poissons qui affectionnent les eaux fraîches, courantes et bien oxygénées (saumon, truite...).

Station : étendue de terrain de superficie variable accueillant une même espèce végétale.

ZICO : Zone Importantes pour la Conservation des Oiseaux

ZNIEFF : Zone Naturelle d'Intérêt Ecologique Faunistique et Floristique

ZPS : Zone de Protection Spéciale

ZSC : Zone Spéciale de Conservation

46 avenue
Aristide Briand
BP 100
92225 Bagneux Cedex
France
téléphone :
33 (0)1 46 11 31 31
télécopie :
33 (0)1 46 11 31 69
internet : www.setra.equipement.gouv.fr



Ce guide s'adresse à la fois aux maîtres d'œuvre et maîtres d'ouvrage, ainsi qu'aux concepteurs d'ouvrages d'art ; il a pour vocation à les assister dans la conception des ouvrages de franchissement de cours d'eau et de leurs ouvrages annexes, tels que les remblais d'accès. Son but est d'aider à la compréhension des cours d'eau et de leurs hydrosystèmes, de présenter l'ensemble des volets sur lesquels l'interférence entre l'ouvrage et le milieu naturel est à prendre en considération, avec réciprocité possible des impacts.

Document disponible au bureau de vente du Sétra
46 avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Référence : **0721** - Prix de vente : **24 €**

*Couverture - crédit photos : CETMEF ; M. Gigueux (CETE de l'Est) ; LREP
Conception graphique - mise en page : Eric Rillardon (Sétra)
Impression : Caractère - 2, rue Monge - BP 224 - 15002 Aurillac Cedex
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2007 Sétra - Dépôt légal : 3^{ème} trimestre 2007 - ISBN : 978-2-11-094626-3*



Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabélisé PEFC.
CTBA/06-00743

Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique
de l'Équipement

