

# Analyse de risque des ponts en site affouillable





*Guide méthodologique*  
**Analyse de risque  
des ponts en site affouillable**

## L'ouvrage est une œuvre collective réalisée sous la direction du Cerema.

Groupe de rédaction :

- Dominique BATISTA (Cerema Méditerranée)
- Jean-Philippe BISOGNO (Cerema Méditerranée)
- Christian CREMONA (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Denis DAVI (Cerema Méditerranée)
- José-Luis DELGADO (Cerema Méditerranée)
- Edouard DURAND (Cerema Normandie Centre)
- Nicolas JOLY (stagiaire - École Nationale des Travaux Publics de l'État)
- Christophe LAROCHE (Cerema Méditerranée)
- Jean-Marc TARRIEU (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Céline TRMAL (Cerema Méditerranée)

Relecture :

- Cécile BOUVET AGNELLI (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Jean-Christophe CARLES (Cerema Méditerranée)
- Christophe CHEVALIER (IFSTTAR/GERS – projet ANR SSHEAR)
- Pierre CORFDIR (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Jean-Michel LACOMBE (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)
- Frédérique LARRARTE (IFSTTAR/GERS – projet ANR SSHEAR)
- Laurent LLOP (Cerema Infrastructures de transport et matériaux)

Coordination : Denis DAVI (Cerema Méditerranée)

### Comment citer cet ouvrage :

Cerema. Analyse de risque des ponts en site affouillable

Février 2019

Cerema, 2019. Collection : Références. ISBN : 978-2-37180-350-3

# Sommaire

<b>Avant-propos</b>	<b>5</b>
<b>Préambule</b>	<b>7</b>
<b>Introduction - Contexte et démarche générale</b>	<b>9</b>
1 - Objectifs et domaine d'application du guide	9
2 - Démarche générale proposée pour l'analyse du risque affouillement	9
<b>Chapitre 1 - Identification du patrimoine justifiant d'une analyse vis-à-vis du risque d'affouillement</b>	<b>13</b>
1 - Approche qualitative des aléas - étape 1	13
2 - Évaluation de la vulnérabilité - étape 1	21
3 - Évaluation du danger ou criticité - étape 1	26
4 - Évaluation des conséquences - étape 1	26
5 - Évaluation du risque - étape 1	29
<b>Chapitre 2 - Approche semi-quantitative : analyse simplifiée des risques</b>	<b>30</b>
1 - Évaluation des aléas - étape 2	30
2 - Évaluation de la vulnérabilité - étape 2	35
3 - Évaluation du danger ou criticité - étape 2	39
4 - Évaluation des conséquences - étape 2	39
5 - Évaluation du risque - étape 2	39
<b>Chapitre 3 - Analyse détaillée des risques</b>	<b>40</b>
1 - Généralités sur la prise en compte du phénomène affouillement	40
2 - Méthodes d'évaluation des profondeurs d'affouillement	47
<b>Chapitre 4 - Gestion du risque</b>	<b>57</b>
1 - Mesures de surveillance / gestion de l'exploitation	57
2 - Dispositifs de protection des appuis	58
<b>Chapitre 5 - Cas particulier des ouvrages en site maritime</b>	<b>65</b>
1 - Introduction	65
2 - Grille d'évaluation des aléas en site maritime	65
<b>Annexes</b>	<b>69</b>
Annexe 1 - Éléments d'analyse de l'impact des effets du changement climatique	69
Annexe 2 - Déroulé illustré des phases 1 et 2	76
Annexe 3 - Tableau de conversion des notations pour l'évaluation des profondeurs d'affouillement	84
<b>Glossaire</b>	<b>86</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>87</b>



# Avant-propos

Les affouillements ont été à l'origine de la ruine de nombreux ponts franchissant les rivières. Malgré le soin apporté à la bonne conception et à la bonne réalisation des ouvrages, il s'avère que nombres d'ouvrages existants sont sensibles à cet aléa. Des exemples récents comme la ruine du pont de la rivière Saint-Etienne sur l'île de la Réunion rappellent le travail de sape très puissant que le courant peut exercer.

La bonne gestion d'un patrimoine d'ouvrages en site affouillable repose bien sûr sur des actions de surveillance régulières. Cependant, celles-ci sont souvent difficiles à réaliser, notamment du fait de la turbidité de l'eau et de la vitesse du courant, mais aussi parce que la configuration du sol peut changer au cours du temps. Elle peut notamment s'avérer meilleure au moment de l'inspection qui ne peut être faite que par courant faible (<1m/s) que lors d'un épisode de crue.

C'est pourquoi, il a paru pertinent de développer une analyse des risques face à cet aléa, qui permette au gestionnaire de mieux appréhender les risques qu'il a à gérer, tout particulièrement vis-à-vis de la sécurité des usagers de la route, et de développer une politique de surveillance, d'entretien et de renforcement adaptée.

Cette démarche classique est mise en œuvre pour des familles d'ouvrages, dont les connaissances actuelles de leur état, déduites notamment à partir de leur état apparent, ne suffisent pas à écarter certains dysfonctionnements bien identifiés, qui ont déjà pu conduire à de graves conséquences.





# Préambule

L'affouillement est un phénomène qui touche l'ensemble des ouvrages hydrauliques, avec plus ou moins d'intensité selon la morphologie du cours d'eau et le type d'ouvrage. Ces affouillements peuvent mettre à nu les fondations des ouvrages et finissent par les déstabiliser, voire les effondrer. Deux types d'affouillements sont généralement identifiés et pris en compte :

- **l'affouillement dit « généralisé » dû à un abaissement de l'ensemble du lit du cours d'eau suite à une forte crue ou à des prélèvements de matériaux (cas de l'effondrement du pont Wilson à Tours) ;**



Figure 1 : Exemple d'affouillement généralisé : l'effondrement du pont Wilson à Tours (1978)  
(Source : R. Lozelli, P. Fitou, G. Proust - la Nouvelle République)

- **l'affouillement dit « local » qui se produit au droit de la pile qui fait obstacle au courant, perturbe sa vitesse et sa direction, ce qui peut être suffisant pour arracher le matériau du lit sur lequel est fondé l'appui (cas du pont de la rivière Saint-Étienne à la Réunion).**



Figure 2 : Exemple d'affouillement « local » : l'effondrement du pont sur la rivière Saint-Étienne à la Réunion (2007)  
(Source : Cerema)

Le phénomène d'affouillement est largement amplifié en période de crue, notamment du fait de l'augmentation de la vitesse de l'eau. La création ou l'importante aggravation du phénomène lors d'une crue peut mener à la rupture inattendue de l'ouvrage. La présente méthodologie se concentre donc sur l'affouillement des ponts soumis à une situation de crue.

La caractérisation de l'aléa « affouillement » repose principalement sur des données concernant le cours d'eau au voisinage de l'ouvrage étudié : régime hydraulique, géométrie et évolution du lit, nature des matériaux qui le constituent [8], etc. La vulnérabilité de l'ouvrage prend principalement en compte des données relatives aux appuis et aux fondations. Enfin, les conséquences de la ruine de l'ouvrage sont établies en grande partie en fonction de sa taille et du trafic porté, ainsi que de son rôle stratégique en situation de crise (accès à une zone sinistrée, secours aux victimes, etc.).

Le guide s'appuie sur la nombreuse bibliographie existante sur le sujet, mais aussi sur des travaux récents, tels le projet ANR SSHEAR « Sols, Structures et Hydraulique : Expertise et Recherche Appliquée » (<http://sshear.ifsttar.fr>). L'objectif de ce projet de recherche, démarré en 2015 et auquel contribuent différents partenaires, en particulier l'Ifsttar, le Cerema, Vinci Autoroutes et SNCF Réseau (associés également à l'IRT Railenium et au laboratoire FAST), est l'amélioration des connaissances sur les mécanismes d'affouillement et le développement d'outils d'observation de terrain et de modélisation. Dans ce cadre, des retours d'expérience sur l'application de la présente méthode au patrimoine des gestionnaires sont menés et la possibilité d'extension de cette méthode à l'analyse des ouvrages ferroviaires est également étudiée. Ce projet de recherche sera notamment concrétisé par la rédaction d'un guide plus général dont l'objectif est d'améliorer la connaissance et la prise en compte des risques hydrauliques à l'échelle de tronçons de rivières en intégrant ses différentes composantes (caractéristiques du bassin versant, occupation des sols, exploitation de la rivière, construction d'ouvrages de franchissement, digues ou barrages, etc.) ; et dont le présent document constitue un outil d'application spécifique pour l'évaluation du risque affouillement sur les fondations de ponts.

La méthode d'analyse des risques retenue est très classique. Elle est menée selon la méthodologie « Maîtrise des risques - application aux ouvrages d'art » publiée en janvier 2013 [9]. Elle repose sur l'évaluation de l'aléa, de la robustesse de l'ouvrage, et de l'importance des enjeux. Il est proposé plusieurs niveaux d'analyses adaptés au nombre et à la qualité des données disponibles, qui structurent le guide en chapitres les développant.

# Introduction

## Contexte et démarche générale

### 1 - Objectifs et domaine d'application du guide

L'obstacle à l'écoulement de l'eau que représentent les ouvrages hydrauliques peut engendrer une déstabilisation des appuis. La localisation subaquatique du phénomène rend l'érosion difficilement décelable par une simple inspection. C'est pourquoi il est nécessaire d'appliquer une méthodologie d'analyse des risques à ces ouvrages.

*On se concentre ici sur le risque de rupture immédiate après une crue. La fréquence de surveillance des fondations des ouvrages, de même que le fait que chaque épisode de crue significative est suivi ou non d'une inspection complète des fondations des ouvrages concernés afin de détecter les effets à long terme de cette crue, constituent par conséquent des critères essentiels de l'analyse.*

L'objectif de ce guide est d'identifier les facteurs de risque à l'origine de l'affouillement des ponts, de développer une méthodologie d'analyse de risque, et de recenser les solutions qui peuvent être mises en œuvre pour prolonger la durée de vie de ces ouvrages (travaux hydrauliques, dispositifs de protection ou de renforcement, etc.).

Cette méthode s'applique à un ensemble d'ouvrages, hors les buses métalliques (qui disposent d'une méthodologie d'analyse des risques spécifique qui examine déjà le risque d'affouillements [13]), dont l'un des appuis se situe dans le lit majeur d'un cours d'eau. Cependant, il n'est pas nécessaire que l'appui soit submergé tout au long de l'année pour que l'ouvrage soit hydraulique.

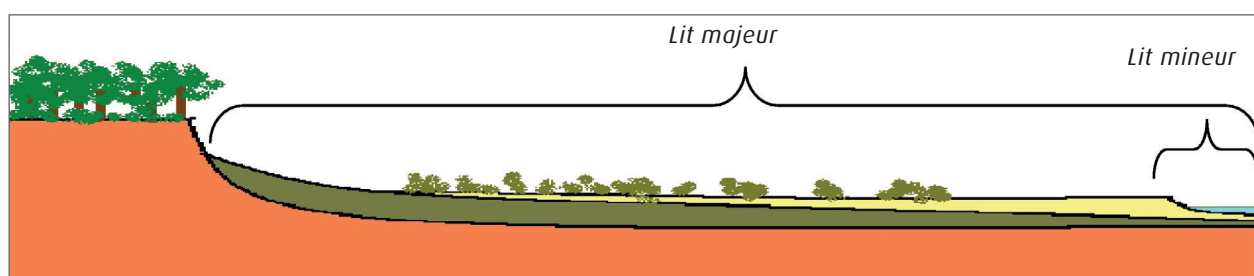


Figure 3 : Lits majeur et mineur d'un cours d'eau (Source : Cerema)

Tous les ouvrages de plus de deux mètres d'ouverture potentiellement impactés par un cours d'eau peuvent être concernés par cette méthodologie ; pour le seul Réseau Routier National non-concédé, cela représente plusieurs milliers d'ouvrages.

### 2 - Démarche générale proposée pour l'analyse du risque affouillement

**Compte tenu du nombre très important d'ouvrages à traiter, de l'accessibilité parfois non immédiate de certaines informations, la démarche générale proposée pour l'analyse du risque affouillement se déroule en trois phases successives permettant au gestionnaire d'identifier et de hiérarchiser son patrimoine, et lui proposant des indications sur la gestion du risque.**

La première étape consiste à identifier les ouvrages concernés et à hiérarchiser les risques de manière rapide et sommaire. A la fin de cette phase (**préfiltre – approche qualitative**), chaque ouvrage du patrimoine concerné est classé en fonction de son degré préliminaire de risque. Cette phase préalable de « dégrossissage » est applicable à

l'échelle d'un territoire relativement étendu associé à un nombre important d'ouvrages (Région, bassin hydraulique, zone d'action d'une DIR par exemples, etc.). Elle repose sur la définition de trois classes d'aléa et de vulnérabilité ainsi que cinq classes d'importance stratégique.

La deuxième étape consiste à mener une **analyse de risque simplifiée (approche semi-quantitative)** des ouvrages présentant un niveau de risque moyen ou élevé à l'issue de la première phase. Elle consiste, à partir des mêmes critères généraux que pour l'étape précédente, à affiner l'évaluation des indices « aléa » et « vulnérabilité » (cinq classes au lieu de trois) sur la base de données plus précises et exhaustives sur l'ouvrage et son environnement. La grille d'évaluation des conséquences (ou enjeux) n'est, quant à elle, pas modifiée par rapport à l'étape 1.

La troisième étape consiste, pour les ouvrages présentant la présomption de risque la plus élevée, à réaliser une **analyse détaillée (application d'un modèle analytique empirique, modélisation numérique ou physique)** dont la finalité est d'aider le gestionnaire dans la **gestion du risque** (étape 4), en le conseillant sur les différentes actions à mener afin d'améliorer l'état et/ou réduire la sensibilité de son patrimoine vis-à-vis des risques étudiés : définition de mesures de surveillance ou d'exploitation spécifiques, accompagnées le cas échéant de **mesures de réduction du risque**.

Les deux logigrammes ci-dessous récapitulent respectivement le processus de gestion du risque affouillement sur un patrimoine d'ouvrages d'art, résultant de l'enchaînement des différentes phases décrites ci-dessus, ainsi que la démarche relative à chacune de ces phases (objectif, critères de hiérarchisation, méthode/outils mis en œuvre et données d'entrées nécessaires).

Dans ce processus, les premières phases d'analyse (étapes 1 et 2) constituent la démarche « systématique » préconisée à l'échelle d'un parc d'ouvrages, permettant au gestionnaire de disposer d'une évaluation étayée du niveau d'exposition de son patrimoine vis-à-vis du risque affouillement et de classer les ouvrages qui le composent en différentes catégories de priorité.

Les étapes 3 et 4 relatives à l'analyse détaillée et le cas échéant au traitement du risque sur certains ouvrages particuliers résulteront en revanche en général d'un processus décisionnel au cas par cas, à caractère « non-systématique » et éventuellement étayé « à dire d'expert » sur le caractère plus ou moins prégnant du risque d'affouillement sur ces ouvrages. De même ces phases pourront être activées directement et indépendamment du processus d'analyse de risque simplifiée sur certains ouvrages à fort enjeu ou particulièrement exposés, dans le cadre de prestations d'analyses détaillées spécifiques, menées de manière isolée ou intégrées dans une phase opérationnelle plus large de type Avant-Projet de Réparation d'Ouvrage d'Art (APROA) incluant le traitement du risque affouillement.

Cette analyse en trois étapes successives permet d'affiner progressivement le niveau d'informations nécessaires. À chaque étape, les ouvrages dont le **niveau de risque** est le plus faible sont écartés de l'analyse suivante. **Cela ne veut pas dire pour autant que le risque d'affouillement sur ces ouvrages soit nul, mais simplement que dans une démarche intégrée de gestion du risque, ceux-ci ne ressortent pas comme devant faire l'objet en priorité d'une analyse (notion de « risque accepté »).** Leur analyse pourra éventuellement être menée dans le cadre d'une démarche ultérieure, en fonction des moyens et de la sensibilité du maître d'ouvrage. Cette logique d'approche par niveau de priorité, assez classique dans le domaine de la gestion des risques, a déjà été mise en œuvre sur l'île de la Réunion pour l'analyse du risque d'affouillement des ouvrages, ou dans le cadre de la prise en compte nationale d'autres risques naturels, notamment le risque sismique.

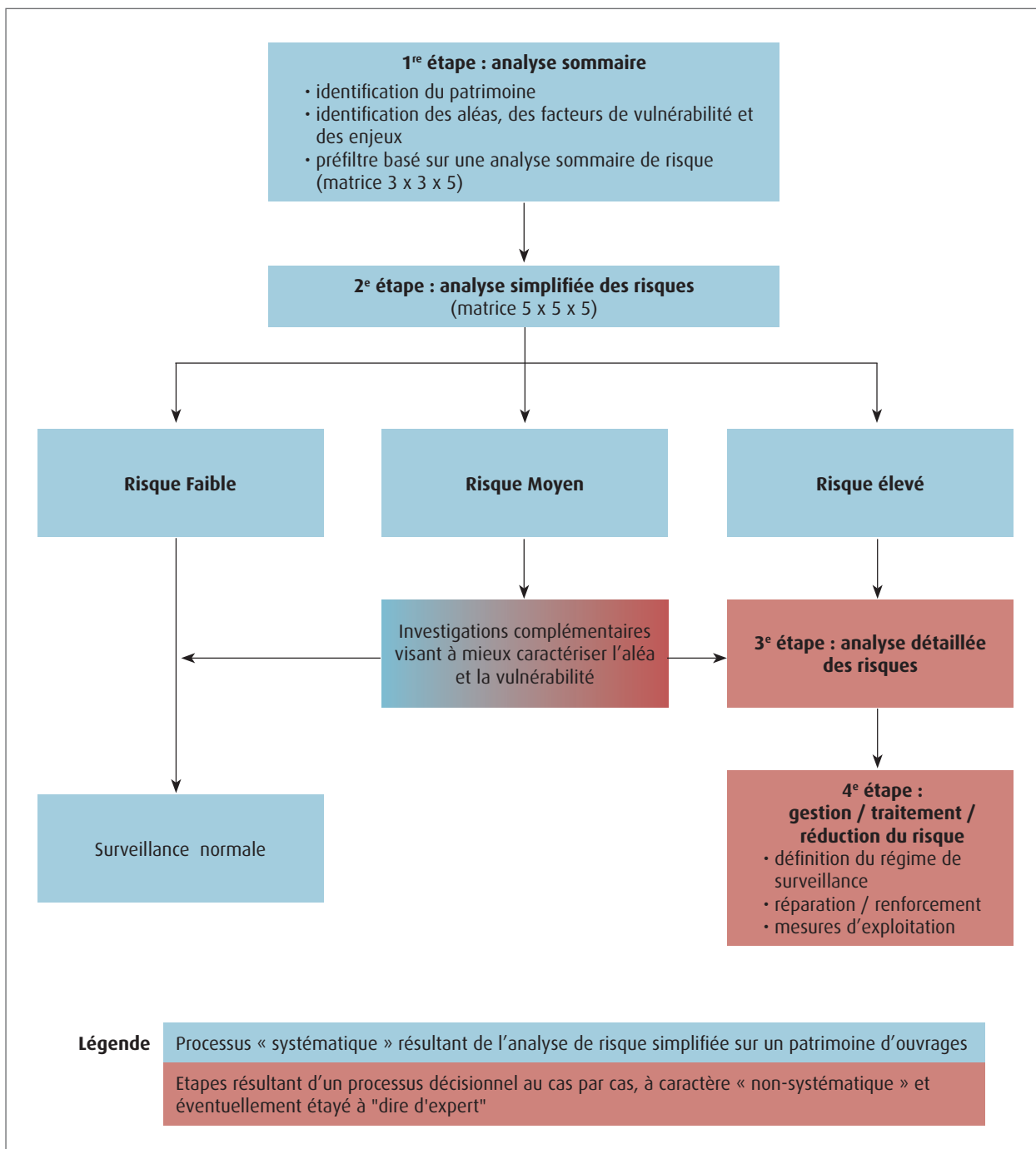


Figure 4 : Processus de gestion du risque résultant de l'enchaînement des différentes étapes relatives à la prise en compte du risque affouillement sur un patrimoine d'ouvrages d'art (Source : Cerema)


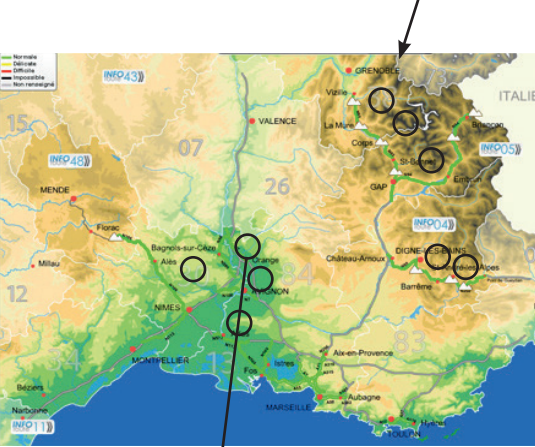

<p><b>Etape 1 : Analyse sommaire</b> (préfiltre préalable par approche qualitative)</p>		<p><b>Objectif :</b> Identification préalable du patrimoine d'ouvrages d'art devant faire l'objet d'une analyse vis-à-vis du risque affouillement</p> <p><b>Cible :</b> Parc étendu d'ouvrages</p> <p><b>Critères de hiérarchisation privilégiés :</b> Enjeux stratégiques (conséquences) &gt; aléa, vulnérabilité succincts</p> <p><b>Méthode/outil :</b> Matrice de risque 3 (aléa) x 3 (vulnérabilité) x 5 (importance)</p> <p><b>Données d'entrée nécessaires :</b> Données générales facilement accessibles par le gestionnaire</p>
<p><b>Etape 2 : Analyse simplifiée des risques</b> (approche semi-quantitative)</p>		<p><b>Objectif :</b> Evaluation simplifiée du risque associé à chaque ouvrage permettant de définir les précautions à prendre par le gestionnaire : surveillance normale, investigations complémentaires ou analyse détaillée</p> <p><b>Cible :</b> Ouvrages retenus à l'issue de l'étape 1</p> <p><b>Critères de hiérarchisation privilégiés :</b> Enjeux stratégiques, aléa, vulnérabilité (poids équivalent)</p> <p><b>Méthode/outil :</b> Matrice de risque 5 (aléa) x 5 (vulnérabilité) x 5 (importance)</p> <p><b>Données d'entrée nécessaires :</b> Dossier d'ouvrage (plans généraux et appuis) + reconnaissances visuelles sur site + données géologiques et hydrauliques générales (cf. chapitre 2 §1.2.1 - et <i>nota</i> concernant l'accès à ces données)</p>
<p><b>Etape 3 : Analyse détaillée des risques</b> (approche empirique, modélisation numérique ou physique)</p>		<p><b>Objectif :</b> Qualification précise du risque d'affouillement et définition des mesures de traitement du risque (surveillance spécifique, renforcement...)</p> <p><b>Cible :</b> Ouvrages individuels les plus critiques retenus à l'issus de l'étape 2, ou résultant d'un processus décisionnel au cas par cas</p> <p><b>Critères de hiérarchisation privilégiés :</b> Aléa/vulnérabilité</p> <p><b>Méthode/outil :</b> Expertise, évaluation quantitative (modélisation numérique), recalcul de la structure + modélisation hydrogéologique</p> <p><b>Données d'entrée nécessaires :</b> Dossier OA complet (notes de calcul, hypothèses générale et géotechniques) + investigations géologiques et hydrauliques complémentaires</p>

Figure 5 : Logigramme général illustrant la démarche relative à chacune des phases (objectif, critères de hiérarchisation, méthode/outils mis en œuvre et données d'entrées nécessaires)  
(Source : Cerema)

# Chapitre 1

## Identification du patrimoine justifiant d'une analyse vis-à-vis du risque d'affouillement

### 1 - Approche qualitative des aléas - étape 1

#### 1.1 - Généralités

L'aléa est un phénomène incertain à l'origine du risque, qui peut se produire ou non au cours de la vie de l'ouvrage, caractérisé par sa probabilité d'occurrence et son intensité. Parmi les quatre catégories d'aléas identifiées pour les analyses des risques [9], les affouillements sont classés dans la catégorie des aléas externes d'origine naturelle (dus aux agressions de l'environnement sur l'ouvrage).

#### 1.2 - Facteurs d'aléas - étape 1

##### 1.2.1 - Facteurs portant sur le cours d'eau

###### A/ Les conditions d'écoulement

L'affouillement est fortement lié à la vitesse d'écoulement de l'eau ou courant. A ce stade d'analyse sommaire préalable, ce critère est scindé en trois grandes catégories :

- **les rivières dites « fluviales »** : rivières de plaines, rivières aménagées ou navigables, canaux, rivières fluviales en milieu estuarien (hors Méditerranée) soumis à la marée ;
- **les rivières torrentielles** : la particularité du régime hydraulique vient des fortes crues, brutales, dues aux orages (cas des rivières du pourtour méditerranéen). Lors de ces événements, ces cours d'eau deviennent alors très érosifs pour l'ouvrage ;
- **les torrents de montagne et rivières sous régime cyclonique des départements et régions et collectivités d'outre-mer (DROM-COM)** : ce sont les cours d'eau de montagne à fort courant et à forte pente ainsi que les cours d'eau des régions cycloniques (France d'outre-mer). En métropole, les cours d'eau torrentiels sont en général situés dans des communes soumises à la loi montagne. Ce sont les cours d'eau les plus « érosifs » et donc les plus pénalisants du point de vue des affouillements.

Les ouvrages soumis à des crues récurrentes peuvent être classés dans la catégorie « rivières torrentielles », même s'il s'agit d'un ouvrage fluvial, du fait du fort impact de ces dernières sur le phénomène d'affouillement.

###### B/ La nature du fond du lit

Seuls les matériaux alluvionnaires de type granulaires tels que les graviers et sables de toutes granulométries sont en théorie affouillables. *A contrario*, les terrains durs rocheux, marneux et plus généralement présentant une cohésion significative, ne sont pas susceptibles d'être affouillés.

Il s'agit donc ici de savoir sur quel type de matériau reposent les fondations de l'ouvrage : sont-elles sur de la roche ou sur un sol meuble (pieux ou semelles ne s'appuyant pas sur le rocher) ? On focalisera donc ici l'analyse au niveau de l'environnement immédiat des **appuis** de l'ouvrage, au droit des piles ou des culées (risque de fosse ou sur un périmètre plus large (cas par exemple de piles fondées sur un bloc reposant lui-même sur des alluvions).

La composition du sous-sol peut éventuellement être renseignée à partir de données géologiques disponibles sur internet (<http://infoterre.brgm.fr>) lorsque le maillage de ces données est suffisamment fin au droit du cours d'eau. A défaut et de manière sécuritaire, on pourra baser l'analyse sur la seule partie visible (substratum rocheux affleurant ou sol meuble). On distingue alors pour ce critère les sous-catégories suivantes, représentatives de la nature du fond du lit et de la susceptibilité des matériaux qui le composent à être plus ou moins entraînés par le courant :

- sables ;
- sols cohérents (limons, argiles, etc.) ;
- graves, cailloux, galets, etc. ;
- blocs (diamètre > 20 cm) ;
- substratum rocheux affleurant.

Cette information peut être obtenue par l'observation de terrain directement sur le site (en période de basses eaux), ou via le dossier d'ouvrage, ou par une connaissance particulière et précise de l'ouvrage (suivi de la construction par exemple).



Figure 6 : Exemple d'ouvrage sur fond rocheux (Source : DIR Atlantique)

**Nota :**

**(1) Les argiles et limons consolidés entrent dans la catégorie des sols dits « cohérents » :** même s'ils n'ont pas la « dureté » d'une roche, leur cohésion fait qu'il ne peut s'y développer de phénomène d'affouillement, au sens de la mise en suspension de particules de sols, sous l'effet du courant et des turbulences. Néanmoins, ces sols peuvent subir une certaine érosion – plus intense en période de crue – qui, au fil des ans, peut aboutir à une perte d'épaisseur. Ce phénomène induit un certain dégarnissage lent et progressif des fondations, mais sans comparaison avec le phénomène d'affouillement proprement dit pouvant se développer sur plusieurs mètres de hauteur et de manière rapide dans des terrains granulaires.

**(2) La dernière option la plus favorable** (substratum rocheux affleurant) doit être retenue uniquement si on est sûr que tous les appuis sont directement posés sur un massif rocheux dur et peu fracturé.

**Attention :** Les roches tendres (grès, tuffeau, gypse, roches décomposées) ou le substratum érodable (marnes, craies, grès, etc.) ne rentrent pas dans cette catégorie, mais sont plutôt à rapprocher de l'une ou l'autre des catégories précédentes en terme d'indice, en fonction notamment de la granulométrie pouvant résulter de leur décomposition.

## 1.2.2 - Facteurs portant sur l'ouvrage

### A/ Dimensionnement du débouché hydraulique (effet de contraction du lit au droit de l'ouvrage)

Le débouché hydraulique correspond à la capacité de l'ouvrage à laisser le courant passer. Il s'agit ici de savoir si la présence du pont réduit l'ouverture naturelle du lit de manière significative ou non.

Ce critère, qui intègre la qualité d'entretien des berges (cas d'embâcles coincés pouvant impacter le passage libre de l'eau) est déterminant, car il est souvent l'une des causes principales des affouillements. De nombreux ouvrages ont ainsi été détruits lors de crues importantes parce que le débouché insuffisant a provoqué l'affouillement des sols constituant le fond de lit.



Ce critère est difficile à apprécier mais au vu de son importance, la notion de débouché hydraulique est tout de même utilisée pour l'analyse sommaire.

***Débouché largement dimensionné*** : Ouvrage enjambant le lit mineur et en grande partie le lit majeur ou ouvrage avec remblais d'accès au niveau du terrain naturel. De manière générale, des ouvrages tels que présentés ci-dessous (Figures 7 et 8) seront considérés comme possédant un débouché hydraulique largement dimensionné (et donc peu impacté par la présence de l'ouvrage).



Figure 7 : Ouvrage en zone torrentielle au débouché hydraulique largement dimensionné (Source : DIR Atlantique)



Figure 8 : Ouvrage sur une « rivière de plaine » au débouché hydraulique largement dimensionné (Source : LR de Blois)

***Débouché sous-dimensionné (réduction du lit de plus de 15 % au droit de l'ouvrage)*** : Différents éléments permettent d'apprécier un débouché hydraulique sous-dimensionné :

- tirant d'air : ouvrage ayant déjà été en charge (lors des crues saisonnières) ou submergé (Figure 9) ;
- largeur du passage : ouvrage limité au lit mineur (ou inférieur) et possédant des remblais de forte hauteur dans le lit majeur ou avec des embâcles importants coincés au niveau des berges (Figure 10) ;
- ouvrage de décharge, dont la présence indique un débouché hydraulique incertain sous l'ouvrage.



Figure 9 : Ouvrage fluvial au débouché hydraulique sous dimensionné (Source : LR de Blois)



Figure 10 : Ouvrage en maçonnerie sur « rivière de plaine » au débouché hydraulique mal dimensionné (Source : DIR Atlantique)

A ce stade, l'analyse distingue uniquement trois configurations possibles :

- débouché hydraulique peu impacté par la présence de l'ouvrage ;
- débouché hydraulique réduit de 15 à 40 % au droit de l'ouvrage ;
- débouché hydraulique réduit de plus de 40 % au droit de l'ouvrage.

**Nota :**

(3) **Cas de mise en charge connue ou visible des parties latérales du tablier de l'ouvrage :** Ce cas de figure indique un sous-dimensionnement avéré du débouché hydraulique de l'ouvrage et doit donc systématiquement être interprété comme représentatif d'une réduction significative (> 40 %) de l'ouverture du lit ;

(4) **Culées « en saillie » :** Les culées en saillie (Figures 13 et 14), qui représentent un cas particulier bien spécifique de diminution de la largeur d'écoulement (cf. ci-dessous), sont également à intégrer dans l'évaluation de la réduction de débouché hydraulique ;

(5) **Possibilités d'écoulement du flux hydraulique en dehors de l'ouvrage considéré :** Il s'agit ici de la possibilité pour l'écoulement, en cas de crue, de se faire ailleurs que sous l'ouvrage, par exemple par la mobilisation d'ouvrage(s) de décharge voire de débordement au-dessus des remblais routiers de part et d'autre de l'ouvrage. Lorsqu'une telle possibilité existe, il paraît clair qu'il s'agit d'un facteur favorable susceptible d'atténuer les effets d'une crue et notamment l'affouillement. Toutefois, ce facteur a paru relativement difficile à appréhender dans le cadre d'une analyse rapide appliquée à un grand nombre d'ouvrages ; il n'a donc pas été retenu dans le cadre ni de l'analyse sommaire préalable ni de l'analyse simplifiée et devra le cas échéant faire l'objet d'une analyse plus poussée au cas par cas (étape 3 : étude détaillée).

## **B/ Obstacles (locaux) à l'écoulement**

Les facteurs ci-dessous, représentatifs des obstacles locaux à l'écoulement, concernent tous les appuis situés dans le lit majeur, donc susceptibles d'être immergés en période de crue. Pour l'analyse, il convient de se baser sur l'appui présentant la combinaison de conditions la plus défavorable.

### *Largeur de la partie de l'appui faisant obstacle à l'écoulement*

La largeur de l'obstacle à l'écoulement est un facteur essentiel du développement de l'affouillement local. L'élément à prendre en compte est la **partie inférieure de l'appui située au-dessus du fond du cours d'eau** (Figure 11). Selon les cas, il peut s'agir de la pile elle-même ou d'une semelle ou d'un massif de fondation (batardeau par exemple) dépassant du fond. Il est en effet fréquent que la partie visible d'un appui (pile, colonnes, voile, etc.) soit en fait « posée » sur un élément de fondation bien plus large (semelle, batardeau, massif, caisson, etc.) dont l'arase supérieure est située au-dessus du fond du cours d'eau : c'est bien cet élément qui va conditionner l'affouillement mais il n'est pas toujours aisé de l'identifier et encore moins de connaître ses dimensions.

A noter que lorsque cette partie plus large est complètement enterrée sous le fond du lit, il n'y a pas lieu de la prendre en considération car dans ce cas, elle constitue plutôt une protection contre l'affouillement local.

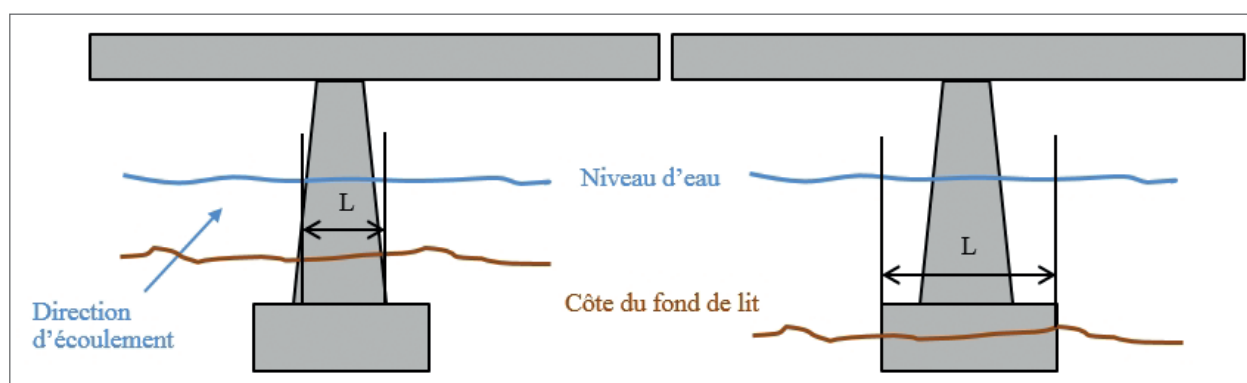


Figure 11 : Largeur L de l'obstacle à l'écoulement à considérer (Source : Cerema)

A ce stade de l'analyse préalable, on se contente de distinguer les cas suivants :

- absence de pile et de culées en saillie (voir ci-après) ;
- largeur d'appui individuel inférieure ou égale à 2 mètres ;
- largeur d'appui individuel comprise entre 2 et 4 mètres ;
- largeur d'appui individuel supérieure à 4 mètres.

### Forme et orientation de la partie de l'appui faisant obstacle à l'écoulement

La forme de l'obstacle à l'écoulement est un facteur influent à double titre.

D'une part, il est reconnu qu'une forme arrondie ou profilée des appuis à leur extrémité amont (comme l'avant-bec des piles de ponts anciens) favorise un bon écoulement de l'eau et minimise donc l'affouillement local.

D'autre part, vis-à-vis du risque d'affouillement, la dimension prépondérante réside dans l'épaisseur qui fait obstacle à l'écoulement, mesurée perpendiculairement au courant. Or cette information peut s'avérer plus difficile à déterminer qu'on pourrait le croire à première vue. En effet, dans le cas d'un appui mince mais de forme allongée (type voile en béton armé par exemple), pour lequel le courant n'est pas strictement parallèle à la largeur de l'appui, l'épaisseur à considérer peut être bien plus importante que la faible épaisseur de l'appui, et peut devenir un obstacle très pénalisant pour l'écoulement.

Il faut par ailleurs avoir à l'esprit que l'orientation de l'écoulement peut varier selon la hauteur d'eau. Ainsi, un écoulement bien orienté en période de basses eaux peut ne plus l'être autant en période de crue. Ce critère nécessite donc une connaissance à la fois de la géométrie de chaque pile et de l'orientation de l'écoulement de la rivière à différents régimes. L'identification de l'angle d'attaque de l'écoulement par rapport à l'orientation des appuis est généralement incompatible avec le niveau d'étude correspondant à cette phase d'analyse sommaire pour laquelle on se limite à l'identification de configurations favorables (**fûts circulaires ou carrés -ou quasiment- et/ou absence de biais**) ou défavorables (**appuis de forme oblongue ou allongée présentant un biais par rapport à la direction principale d'écoulement, de nature à au moins tripler la surface d'obstacle vue**) et à une majoration sécuritaire des autres cas possibles. La prise en compte plus précise de la forme et de l'orientation des piles est donc reportée au stade ultérieur (étape 2 : analyse simplifiée).

Dans le cas où la pile repose sur un massif plus large que la pile elle-même (semelle, batardeau, caisson, etc.) dont l'arase supérieure est située au-dessus du fond « moyen » du cours d'eau au voisinage de l'appui, c'est la forme de cet élément porteur qu'il faudra prendre en considération.

Le critère « forme oblongue ou allongée associée à un biais de nature à au moins tripler la surface d'obstacle vue » est à retenir dans le cas des piles constituées d'un ou plusieurs éléments de forme allongée (piles-voiles par exemples). Le triplement de la surface d'obstacle vue est par exemple atteint dans le cas d'un rapport entre largeur et épaisseur des éléments supérieurs à 4 et d'un biais de l'ordre de 30° par rapport à la direction principale d'écoulement, ou dans le cas d'un biais de 15° à partir d'un rapport largeur sur épaisseur supérieur ou égal à 8.

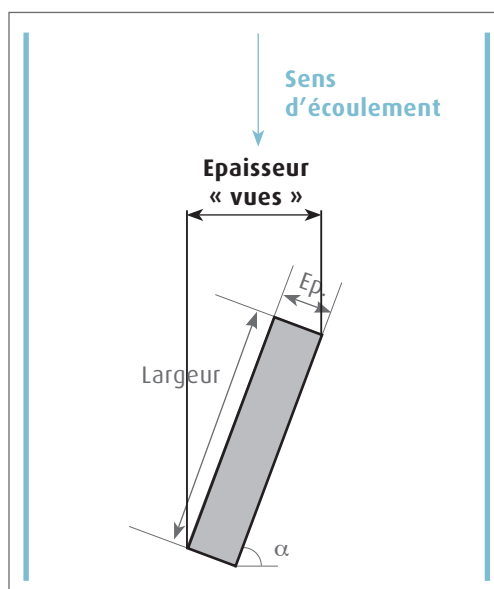


Figure 12 : Configuration de forme oblongue ou allongée associée à un biais de nature à augmenter sensiblement la surface d'obstacle vue (Source : Cerema)

### Positionnement des culées

Les culées d'un pont désignent ses appuis d'extrémité. Si la culée empiète sur le lit majeur du cours d'eau, ce qui entraîne un raccourcissement de la largeur du lit, alors elle est considérée en saillie. Le paramètre de la « **culée en saillie** » est important car il engendre fréquemment un affouillement de la semelle de fondation de la culée.



Figure 13 : Affouillement d'une culée en saillie d'un pont (Source : Cerema Méditerranée)

Si elles ne constituent pas une gêne à l'écoulement en période normale ou de basses eaux, les culées en saillie peuvent ainsi constituer un obstacle très important lorsque le cours d'eau est en crue.

Ainsi par exemple, une culée remblayée dont le mur de front est positionné dans l'alignement des murs de soutènement des berges situés en amont et aval ne constituera généralement pas un obstacle à l'écoulement. En revanche pour cette même culée, si les berges sont en talus, la montée des eaux risque de transformer la culée en obstacle à l'écoulement (Figure 14).

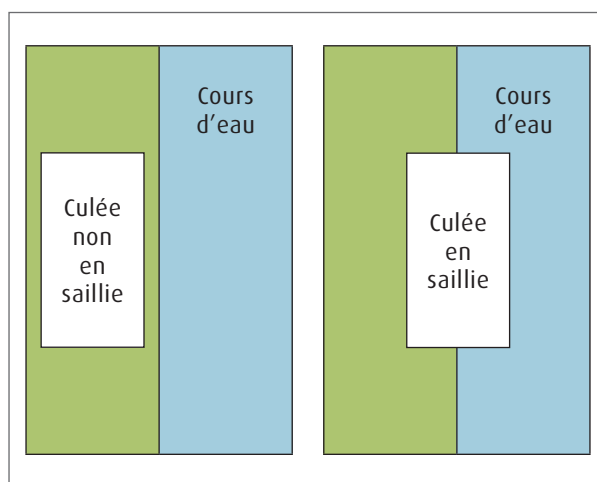


Figure 14 : Définition d'une culée « en saillie » (Source : Cerema)

### C/ L'évolution du lit

Il s'agit ici de savoir si l'aspect ou la constitution du lit se trouvent modifiés après des crues ou selon les saisons. L'évolution du lit peut aussi avoir une cause artificielle : aménagements ou extraction de matériaux. Sont visées à la fois une évolution en plan (déplacement, modification du tracé du lit) et les évolutions en profondeur.

Cette information relève d'une connaissance locale du cours d'eau mais peut aussi être fournie par certaines observations de terrain :

- lit connu pour être stable : la stabilité du lit peut être évaluée grâce à certains critères concernant l'environnement du cours d'eau comme la présence, en zone de plaine, de végétations arbustives encadrant le cours d'eau et/ou sur les îles éventuelles, ou par la présence d'herbes en fond ;

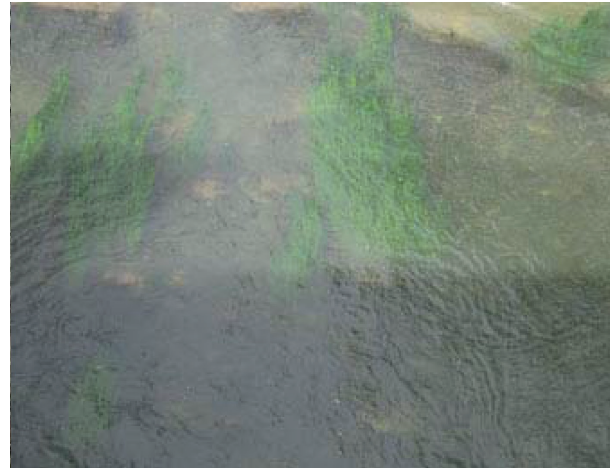


Figure 15 (coin en haut à gauche) : Présence de végétation arbustive sur les berges du lit principal indiquant la stabilité du lit (Source : LR de Blois)

Figure 16 (ci-dessus) : Présence d'herbe en fond de lit indiquant la stabilité de ce dernier (Source : LR de Blois)

Figure 17 (ci-contre) : Exemple de végétation arbustive en bordure de lit (Source : LR de Blois)

- lit connu comme étant mobile : la mobilité d'un lit peut se traduire ou être mise en évidence par la présence d'un des phénomènes suivants : abaissement, divagation (déplacement du lit), érosion des berges, fosses d'affouillement, coudes, bancs d'alluvions à nu, etc. Exemples : la Loire dans la région de Tours, la Dordogne, le Rhône (fond mobile).



Figure 18 : Exemple de bancs d'alluvions à nu indiquant un lit mobile (Source : LR de Blois)

#### **D/ Phénomène d'embâcles**

La présence d'embâcles (flottants bloqués par les appuis en rivières) peut conduire à une aggravation du maître-couple de la pile, favorisant localement le développement de tourbillons et donc potentiellement les phénomènes d'affouillement.

La prolongation jusqu'au fond du lit de l'influence de la présence d'embâcles (généralement concentrés proche de la surface) est toutefois difficile à quantifier.

Elle est ici considérée implicitement et indirectement couverte au travers de la cotation d'autres aspects favorisant l'occurrence de ce type de phénomène : réduction du débouché hydraulique au droit de l'ouvrage, dimension et forme des appuis, etc.

### 1.3 - Grille d'évaluation des aléas - étape 1

Facteurs influant les aléas affouillements		Cotation		
<b>Conditions d'écoulement</b>	Rivières fluviales : rivières de plaines, rivières aménagées ou navigables, canaux, rivières fluviales en milieu estuarien (hors Méditerranée) soumis à la marée	2	A11	
	Rivières torrentielles (notamment rivières Méditerranéennes) caractérisées par des crues fortes et brutales en cas de gros orages	3,5		
	Torrents de montagne et rivières sous régime cyclonique des DROM-COM : cours d'eau de montagne à fort courant et à forte pente et cours d'eau des régions cycloniques (France d'outre-mer)	5		
<b>Nature du fond de lit</b> (voir notas (1) et (2) du §1.2.1)	Substratum rocheux affleurant	0	A12	A34
	Blocs	1		
	Graves, cailloux, galets, etc.	1,6		
	Sols cohérents (limons, argiles, etc.)	2,8		
	Sables	3,5		
<b>Affouillement général</b>	2 x A11 x A12 - 5		<b>A1</b>	
<b>Effet de contraction du lit</b> (voir notas (3), (4) et (5) du §1.2.2)	Débouché hydraulique peu impacté par la présence de l'OA	0,5	A2	
	Réduction de 15 à 40 % du débouché hydraulique au droit de l'OA	2		
	Réduction > 40 % du débouché hydraulique ou mise en charge connue de l'OA	6		
<b>Dimension des appuis faisant obstacle à l'écoulement</b> (dimension de l'appui individuel le plus large par rapport au sens d'écoulement, y compris semelle si apparente, ou partie de culée en saillie)	Absence de pile et de culée en saillie	0	A31	
	Largeur ≤ 2 m	1,5		
	2 m < Largeur ≤ 4 m	2,5		
	Largeur > 4 m	3,5		
<b>Forme des piles</b>	Configuration favorable : fûts circulaires ou carrés (ou quasiment) et/ou absence de biais	1	A32	
	Oblongue ou allongée, avec un biais par rapport à l'écoulement de nature à tripler la largeur d'obstacle vue	3		
	Autres cas	2		
<b>Évolution du lit</b>	Lit connu pour être stable	1,1	A33	
	Présence de dunes H>1m ou bancs d'alluvions mobiles	1,3		
<b>Affouillement local</b>	1,2 x A31 x A32 x A33 x A34 x A11		<b>A3</b>	
<b>Niveau d'aléa (affouillement total)</b>	A1 + A2 + A3		<b>A</b>	

A partir de l'indice d'aléa « A » calculé ci-dessus, trois niveaux d'aléa sont définis pour la phase 1 d'analyse sommaire préalable :

Niveau d'aléa - étape 1	
Faible	$A < 3$
Moyen	$3 \leq A < 7$
Elevé	$A \geq 7$

Dans cette démarche, les poids affectés à chacun des indices intermédiaires et la manière de les combiner ont été calibrés et objectivés en cohérence avec la démarche d'analyse simplifiée développée au chapitre suivant, elle-même issue d'une exploitation de formules empiriques (cf. chapitre 3 - §2.1) extraites de la littérature scientifique spécialisée, ainsi que de l'analyse de quelques cas d'étude représentatifs.

#### Cas d'affouillements avérés ou existence d'ouvrages de protection des appuis :

Attention : en cas d'existence d'un phénomène d'affouillement avéré au droit de l'ouvrage, ayant nécessité des travaux de protection des appuis postérieurs à la construction ou des travaux de renforcement des fondations réalisés contre les affouillements (au droit ou à proximité immédiate de l'ouvrage), le niveau d'aléa est à considérer comme élevé indépendamment du résultat de l'analyse.

Il est ici question des travaux d'aménagement réalisés après la mise en service de l'ouvrage afin de le protéger des affouillements. Il peut s'agir par exemple de batardeaux en palplanche, d'enrochement des pieds de piles ou de la réalisation de radier. Il est nécessaire de savoir si les protections contre les affouillements ont été mises en place lors de la conception de l'ouvrage (n'indiquant qu'une présomption, potentiellement sécuritaire, d'aléa) ou après sa mise en service. Dans ce deuxième cas, la réalisation postérieure à la construction de l'ouvrage, de ces ouvrages de protection hydraulique au droit des appuis ou sur les berges, ou tous travaux de renforcement des fondations (tels que présentés au chapitre relatif aux facteurs de vulnérabilité), témoignent généralement de la présence avérée de l'aléa « affouillement » au droit du franchissement ; ils pèsent donc négativement sur le critère « aléa » vis-à-vis de cet aspect.

A noter que des travaux de protection réalisés à proximité immédiate de l'ouvrage (par exemple sur un ouvrage proche, franchissant le même cours d'eau dans des conditions similaires) sont à considérer de la même manière vis-à-vis de ce critère que des travaux réalisés directement sur l'ouvrage étudié.

## 2 - Évaluation de la vulnérabilité - étape 1

### 2.1 - Généralités

Dans le cadre des analyses de risque, la vulnérabilité (ou inversement la robustesse) de l'ouvrage est définie de manière générale comme étant sa sensibilité vis-à-vis de l'aléa. Dans le cas présent, il s'agit de la sensibilité des ponts vis-à-vis de l'affouillement.

La vulnérabilité d'un ouvrage vis-à-vis de l'aléa affouillement résulte d'un mécanisme d'endommagement « en chaîne ». Dans ce mécanisme, les fondations des appuis sont les premiers éléments de défaillance. Selon le niveau de mouvement de la fondation, il peut alors advenir en chaîne des désordres sur les appuis (piles et culées hors fondation) : basculement partiel ou complet éventuellement accéléré par l'effet de la poussée hydrodynamique du courant, rupture, etc. ; et sur le tablier : mise en torsion ou effondrement du tablier si la pile bascule ou rompt, augmentation conséquente des contraintes de flexion en cas de dénivellation d'appui, sauf dans le cas de structures de tablier très souples ou de travées isostatiques.

L'analyse proposée ci-dessous pour l'évaluation de la vulnérabilité à l'aléa « affouillement » repose donc sur une prise en compte de ce séquençage par le biais de trois indices relatifs respectivement à la vulnérabilité des fondations puis à ses conséquences potentielles sur l'intégrité des appuis et du tablier.

**Toujours selon ce mécanisme d'endommagement en chaîne, la défaillance potentielle des appuis (piles ou culées) et/ou du tablier, même s'il existe des configurations plus ou moins favorables, est à considérer davantage comme une conséquence de la défaillance des fondations que comme une source de vulnérabilité initiale. Par conséquent, en cas de vulnérabilité maximale des fondations, la vulnérabilité globale doit être considérée maximale indépendamment de la vulnérabilité intrinsèque des appuis ou du tablier (risque de perte totale d'un appui), et inversement en cas de vulnérabilité minimale des fondations, la vulnérabilité globale doit être considérée minimale indépendamment de la vulnérabilité intrinsèque des appuis ou du tablier (aucun risque de déformation ou de déstabilisation de la structure).**

## 2.2 - Facteurs de vulnérabilité - étape 1

Les principaux facteurs identifiés susceptibles d'intervenir dans la vulnérabilité d'un pont vis-à-vis de l'affouillement sont listés ci-après. Les deux premières séries de facteurs, relatives aux appuis et à leurs fondations, concernent **tous les appuis situés dans le lit majeur**, donc susceptibles d'être immergés en période de crue. Pour tous les facteurs recensés, il convient de se baser sur **l'appui présentant la combinaison de conditions la plus défavorable**.

En cas d'absence de piles ou de culées en saillie dans le lit majeur de la rivière, la vulnérabilité de l'ouvrage est prise égale à 0. On verra toutefois par la suite que selon le niveau d'aléa évalué, cela ne se traduit pas nécessairement par un niveau de risque faible ; des événements extrêmes pouvant en effet conduire la rivière à sortir ou déborder de son lit et venir attaquer les fondations des culées, même reculées par rapport aux berges « naturelles ».

### 2.2.1 - Vulnérabilité des fondations

#### A/ Période de construction (ouvrage, ou appuis si plus anciens)

Seulement deux étapes clés ont été retenues pour la période récente :

- l'année 1950 marque approximativement le début de l'emploi de la technique des pieux forés permettant la réalisation d'éléments de fondation de forte section et jusqu'à de grandes profondeurs ;
- l'année 1975, quant-à-elle, correspond à la mise en place d'une politique de surveillance systématique des ouvrages, notamment par des visites subaquatiques, pour les ouvrages de l'Etat.

La période ou l'année de construction est une information normalement disponible dans la base SIAMOA pour les ouvrages de l'Etat.

#### B/ Type et profondeur des fondations

Le type et la profondeur des fondations (niveau de fondation) sont évidemment des facteurs essentiels de la vulnérabilité d'un ouvrage vis-à-vis de l'affouillement.

On rappelle qu'il existe trois grandes catégories de fondations (profondes, superficielles ou semi-profondes), qui se définissent en théorie à partir de leur élancement  $D/B$  (avec  $D$  la longueur de la fondation et  $B$  sa largeur).

- Les fondations dites **profondes** se définissent par un élancement  $D/B \geq 10$ . Elles sont généralement constituées d'un ensemble de pieux ou barrettes (le cas d'un pieu unique est rare) solidarités entre eux en partie supérieure par des poutres et blocs de calage (cas des ouvrages en maçonnerie) ou par une semelle en béton armé dans laquelle ils sont encastés (ouvrages modernes). Dans le cas des ouvrages anciens, la longueur des pieux (en bois) dépasse rarement une douzaine de mètres et ils n'atteignent de ce fait pas toujours une couche de sol vraiment résistante. Les pieux métalliques ou en béton armé des ouvrages plus récents peuvent avoir des longueurs bien supérieures et atteignent beaucoup plus sûrement des horizons résistants. **Aux stades d'analyse sommaire et d'analyse simplifiée de la présente approche méthodologique et de manière simplificatrice, est considérée conventionnellement comme fondation profonde, une fondation appuyée à au moins 6 à 8 m de profondeur sous le fond du lit (niveau de fondation), qu'elle soit massive ou constituée de pieux, et ancrée dans des terrains présentant une bonne résistance mécanique. Les micropieux, particulièrement sensibles au phénomène d'affouillement (risque de flambement par perte de résistance latérale du sol), n'entrent pas ici dans cette catégorie.** Sauf cas exceptionnel, la profondeur du niveau de fondation n'est pas accessible par l'observation de terrain. Cette information peut être trouvée dans le dossier d'ouvrage.
- Les fondations dites **superficielles** ne font que reposer sur le sol, ou s'y enfoncer très légèrement. Elles se définissent par un élancement  $D/B < 4$  et leur profondeur n'excède généralement pas 3 mètres. Elles sont en principe constituées d'un massif en maçonnerie ou en béton, ou d'une semelle en béton armé. Les fondations récentes de ce type construites en rivière sont le plus souvent ceinturées par une enceinte en palplanches métalliques (batardeau) utilisée pour la construction de la fondation et laissée en place après travaux, et qui lui apporte une certaine protection vis-à-vis des affouillements. Le risque principal concernant les fondations superficielles est la survenance d'un affouillement atteignant un niveau inférieur à celui de la base de la fondation créant un vide partiel sous la fondation, lequel pouvant alors aboutir, dans le cas d'une assise résiduelle insuffisamment large, à un basculement de l'appui.
- Entre les deux extrêmes (fondations superficielles et profondes), on trouve les fondations **semi-profondes**, définies par un rapport d'élancement  $4 \leq D/B < 10$ . La base de ces fondations se situe au-dessus de la profondeur critique (seuil de stabilité de la résistance de pointe) et leur profondeur est généralement comprise entre de 3 à 6 m (il peut s'agir par exemple de puits, ou encore de semelles en béton armé posées sur un massif de gros béton, etc.). **Dans le cadre de la présente méthodologie, lorsque des couches compressibles existent sur une grande hauteur et que le bon sol est pratiquement inaccessible, les fondations sur « pieux flottants » (dont la portance n'est assurée que par frottement latéral) sont également considérées comme appartenant à cette catégorie « intermédiaire », du fait de la perte de résistance par frottement latéral engendrée par l'affouillement des premières couches de sol.**



*Les ouvrages anciens en maçonnerie sur fondations « profondes » en bois* (ou les ouvrages plus récents mais fondés sur d'anciennes fondations) reposent sur des pieux qui restent généralement relativement courts et ceux-ci peuvent donc voir leur fiche (partie restant enterrée) fortement réduite en situation d'affouillement. Si ces pieux se trouvent régulièrement dégarnis sur leur partie supérieure, ils peuvent en outre être soumis à des phénomènes éventuels de pourrissement. Il en résulte alors une perte d'autant plus significative de leur capacité portante mais aussi de stabilité latérale, pouvant aboutir à un tassement ou un basculement de l'appui en particulier lors d'épisodes de crues. **On distinguera donc ici les pieux non-dégarnis (considérés comme des fondations semi-profondes) des pieux dégarnis (considérés comme des fondations superficielles étroites).** *Les ouvrages récents fondés sur pieux ou barrettes* bénéficient par contre très généralement de conditions de fondation beaucoup plus robustes vis-à-vis du risque d'affouillement. Beaucoup possèdent en effet des pieux forés profonds et de diamètre important. D'autre part, ils sont souvent protégés par le batardeau en palplanches métalliques ayant servis à leur construction, et **seront très généralement classés en fondations profondes.**

Ces différentes considérations (période de construction, type et profondeur des fondations) ont amené à considérer que seules les fondations profondes construites après 1950 peuvent de manière quasi-certaine être considérées comme présentant un faible risque. Les autres cas seront affinés dans le cadre de l'analyse de risques simplifiée (étape 2).

Une difficulté à signaler est que le type de fondation est malheureusement souvent inconnu et qu'il ne peut généralement pas être identifié de manière visuelle. Compte tenu de son importance, et même de son caractère prépondérant vis-à-vis de la vulnérabilité de l'ouvrage à l'affouillement, l'approche sécuritaire consistant à **assimiler l'absence de données à la configuration la plus pessimiste** a été retenue à ce stade. Au stade ultérieur de l'étude simplifiée, il est **fortement recommandé** de rechercher systématiquement cette donnée dans les documents d'archive (dossier d'ouvrage, rapport d'inspection détaillée et autres).

### C/ Actions de surveillance des appuis de l'ouvrage

Le fait que des actions de surveillance telles que des inspections détaillées subaquatiques soient menées de manière régulière sur un ouvrage peut être considéré comme un facteur favorable (c'est-à-dire de robustesse) si elles ne révèlent pas de défauts. En effet, l'objectif de ces inspections, même si ce n'est pas le seul, est notamment de détecter l'apparition ou le développement d'affouillement sur les appuis ou à proximité (fosses) de ceux-ci.

On peut tirer les mêmes conclusions dès lors qu'il est possible de faire l'inspection détaillée des appuis directement (sans intervention de scaphandriers) lorsqu'ils sont temporairement hors d'eau en période d'étiage par exemple ou pour toute autre raison. A ce premier stade d'analyse sommaire préalable, on se limite par conséquent et pour des raisons de facilité d'accès aux données, à distinguer uniquement le cas de pieds d'appuis visibles à l'étiage sans trace d'affouillement (configuration la plus favorable) des autres cas.

La fréquence des actions de surveillance spécifiques (ou temps écoulé depuis la dernière inspection détaillée subaquatique) et les conclusions de ces analyses (détection ou non de l'apparition ou du développement d'affouillement) seront intégrées plus précisément au stade ultérieur d'analyse simplifiée des risques (cf. chapitre 2 - §2.2.1).

## 2.2.2 - Sensibilité des appuis (piles et culées hors fondations) à une déstabilisation de leur fondation

### A/ Matériau constitutif et état des appuis (y compris éléments de protection éventuels)

Il paraît vraisemblable qu'un ouvrage dont un ou plusieurs appuis se trouvent déjà en situation de fragilité du fait de l'existence de phénomènes d'affouillement avérés ou pour une autre raison, présente un plus grand risque. En effet, les conséquences de l'affouillement pour un tel appui ont toutes les chances d'être plus graves et plus immédiates que pour un appui en parfait état. L'état des appuis est donc un facteur à prendre en compte dans l'évaluation de la vulnérabilité de l'ouvrage.

Il en est probablement de même pour le tablier mais dans une moindre mesure.

Le matériau constitutif des appuis a une influence à la fois sur leur état structural, et sur leur capacité à plus ou moins bien résister à une déstabilisation de leur fondation (basculement ou déchaussement partiel).

Au stade de l'analyse sommaire préalable (préfiltre), on se limitera toutefois à dissocier les deux configurations suivantes :

- appuis en béton ou en métal, en bon état ;
- appuis en maçonnerie, ou constitués de béton ou métal dégradé.

L'intégration plus fine de la note IQOA associée aux différentes parties d'ouvrage est reportée à l'étape ultérieure.

## B/ Forme de l'obstacle à l'écoulement

On s'intéresse ici à l'exposition de l'appui aux effets de poussée hydrodynamique, généralement concomitants à la problématique affouillement. De ce point de vue, une forme arrondie, correspondant à une pile constituée d'un ou plusieurs fûts de forme cylindrique ou quasi-cylindrique, apparaît plus favorable qu'une forme rectangulaire (influence dans un rapport de deux sur le coefficient hydrodynamique réglementaire), même en cas de courant biais par rapport à l'alignement de la pile. Une ligne de piles composée de colonnes est à classer dans cette même catégorie, tandis que les configurations de piles « équipées d'un avant-bec aiguïté » sont considérées les plus favorables vis-à-vis de ce critère.



Figure 19 : Ligne de piles composée de colonnes



Figure 20 : Exemple de pile non ronde

(Source : DIR Atlantique)

### **Existence de protections des fondations vis-à-vis de l'affouillement :**

Il s'agit de la présence d'éléments de protection tels que des enrochements, gabions, matelas en gabions, parafoilles, radiers, épis, etc. De telles protections peuvent avoir été mises en place dès la construction de l'ouvrage car faisant partie intégrante de sa conception, ou bien ultérieurement à titre de renforcement contre des affouillements détectés à l'occasion d'opérations de surveillance ou soupçonnés.

La robustesse censée être apportée par ces dispositifs de protection a fait l'objet de débat ; en effet, leur présence peut donner lieu à des positions assez contradictoires quant au risque d'affouillement. Ainsi, le fait de constater la présence de protections peut aussi bien être interprété comme un élément de robustesse si celles-ci ont été mises en place dès la construction de l'ouvrage, ou au contraire de vulnérabilité si elles ont été mises en place plus tard car dans ce cas elles pourraient être le signe de développement d'affouillement avéré. Or, il est souvent difficile de savoir dans lequel des deux cas on se trouve si on n'a pas d'informations historiques très précises sur la vie de l'ouvrage.

On sait par ailleurs que certains dispositifs de protection, et notamment les enrochements quand ils réduisent significativement le débouché hydraulique, peuvent avoir un effet plus néfaste que bénéfique vis-à-vis de l'affouillement et, de plus, compromettre la possibilité de visiter correctement les appuis.

Ce facteur a donc été exclu au stade de l'analyse sommaire préalable et même au stade ultérieur d'analyse simplifiée car jugé trop délicat à apprécier et devant faire l'objet d'une analyse plus poussée au cas par cas (étape 3 : étude détaillée).

### 2.2.3 - Sensibilité du tablier aux dénivellations, basculement ou déchaussement partiel d'appui en fonction du type d'ouvrage

Dans le cadre de l'analyse sommaire préalable, seuls sont distingués les ponts-cadres et les buses en béton (les buses métalliques étant exclues de la présente méthodologie). En effet, ces ouvrages se caractérisent par le fait qu'ils possèdent un radier général qui les rend moins sensibles à l'affouillement que les autres types d'ouvrages.

## 2.3 - Grille d'évaluation de la vulnérabilité - étape 1

Facteurs influant la vulnérabilité aux affouillements		Cotation	
Période de construction (ouvrage, ou appuis si plus anciens)	Après 1976	-1	V11
	1951-1975	3	
	Avant 1950	5	
Type de fondations	Fondations profondes ou semi-profondes (y compris pieux bois non dégarnis et semelles sur gros béton)	2	V12
	Fondations superficielles « larges » ( $B \geq 8$ m selon la direction d'affouillement)	5	
	Autres cas (y compris pieux bois dégarnis) ou absence de données	10	
Surveillance	Visite récente (inspection $\leq 6$ ans) montrant l'absence d'affouillement (visite subaquatique ou pieds d'appuis visibles à l'étiage)	0	V13
	Autres cas	4	
Vulnérabilité des fondations (§2.2.1)	- Si absence de piles ou culées en saillie : 0 - Sinon : V11 + V12 + V13		V1
Matériau constitutif des appuis	Béton ou métal, en bon état	1	V21
	Maçonnerie, ou béton ou métal dégradé	3	
Forme de l'obstacle (partie « faisant face » à l'écoulement)	Avant-bec aiguisé	0	V22
	Appui cylindrique ou avant-bec circulaire	0,5	
	Appui rectangulaire	1	
Sensibilité des appuis à une déstabilisation de leur fondation (§2.2.2)	V21 + V22		V2
Sensibilité du tablier aux dénivellations, basculement ou déchaussement partiel d'appui (§2.2.3)	Buse béton ou pont-cadre	1	V3
	Autres cas	2	
Niveau de vulnérabilité	- Si $V1 \leq 5$ : V1 - Si $V1 > 5$ : V1 + V2 + V3		V

A partir de l'indice de vulnérabilité « V » calculé ci-dessus, trois niveaux de vulnérabilité sont définis pour la phase 1 d'analyse sommaire préalable selon la répartition suivante (valeurs généralement comprises entre 0 et 20, avec un indice maximal théorique pouvant atteindre 25) :

Niveau de vulnérabilité - étape 1	
Faible	$V \leq 8$
Moyen	$8 < V \leq 12$
Elevé	$V > 12$

Dans cette démarche, les poids affectés à chacun des indices intermédiaires ont été calibrés en cohérence avec la démarche d'analyse simplifiée développée au chapitre suivant et à partir de quelques cas représentatifs. En particulier, le choix de la valeur de la largeur critique pour les semelles superficielles sur fond de lit (8 m) correspond dans l'analyse simplifiée à un excentrement de descente de charge légèrement inférieur à 2 fois la limite du tiers central d'une fondation ancrée à 2,5 m sous le terrain naturel et soumise à un affouillement de 5,5 m ( $\approx$  limite supérieure du niveau d'aléa moyen).

### 3 - Évaluation du danger ou criticité - étape 1

Le danger (ou criticité selon les analyses des risques) est le croisement entre l'intensité des aléas auxquels est soumis un ouvrage avec la vulnérabilité de ce dernier.

Ce croisement est réalisé à partir de la note globale de chacun des critères, dont les limites, rappelées ci-dessous, ont été fixées à dire d'expert et calibrées à partir d'études tests de manière à représenter à la fois :

- le niveau de fiabilité attribué à chaque critère dans le cadre de cette première étape ;
- le poids accordé à chacun d'eux dans l'analyse.

Niveau d'aléa - étape 1	
Faible	$A < 3$
Moyen	$3 \leq A < 7$
Elevé	$A \geq 7$

Niveau de vulnérabilité - étape 1	
Faible	$V \leq 8$
Moyen	$8 < V \leq 12$
Elevé	$V > 12$

Il existe plusieurs méthodes afin de croiser ces éléments, mais celle utilisée ici est une méthode par tableau de croisement (matrice 3x3) :

Danger/criticité	Vulnérabilité faible	Vulnérabilité moyenne	Vulnérabilité forte
Aléas faibles	Criticité faible	Criticité faible	Criticité moyenne
Aléas moyens	Criticité faible	Criticité moyenne	Criticité forte
Aléas forts	Criticité moyenne	Criticité forte	Criticité forte

### 4 - Évaluation des conséquences - étape 1

#### 4.1 - Généralités sur les enjeux

Les enjeux représentent dans notre étude la perte socio-économique pour les gestionnaires et la collectivité qu'engendrerait un effondrement du pont ou une réduction de son niveau de service, y compris implicitement, les potentielles pertes humaines. Ces enjeux prennent en considération aussi bien l'implantation de l'ouvrage au sein d'un réseau, que son coût financier ou sa valeur patrimoniale. La méthode générale d'analyse des risques appliquée aux ouvrages d'art [9] définit quatre critères afin de définir ces enjeux :

- critère A : importance de l'itinéraire porté par l'ouvrage ;
- critère B : trafic sur la voie portée ;
- critère C : valeur patrimoniale de l'ouvrage ;
- critère D : conséquences d'une réduction du niveau de service.

## 4.2 - Adaptation à la problématique des affouillements

Il est proposé ci-dessous une adaptation, vis-à-vis de la problématique des affouillements, des quatre critères A, B, C et D cités précédemment et décrits dans le guide « Maîtrise des risques – Application aux ouvrages d’art » du Sétra. Sont en particulier intégrés un certain nombre d’aspects relatifs à la gestion de crise en cas d’inondation. La cotation proposée dans le guide sus-mentionné est également légèrement adaptée :

### A/ Importance de la voie portée

Ce premier critère représente la valeur stratégique de l’itinéraire porté par l’ouvrage. Il relève de la hiérarchisation du réseau routier national et conduit à distinguer :

- les itinéraires très stratégiques : grands axes autoroutiers, tronçons urbains à forts enjeux, passages très fréquents de convois exceptionnels, desserte d’équipements stratégiques (centrale électrique, hôpital, caserne, aéroport, etc.) ;
- les itinéraires stratégiques : autres axes autoroutiers, tronçons interurbains à enjeux moyens, etc. ;
- les autres itinéraires.

En fonction des conséquences moyennes ou élevées que peuvent avoir des travaux sur l’ouvrage ou bien son effondrement sur le cours d’eau franchi, selon que l’ouvrage franchit une voie navigable ou une zone protégée par exemple, le critère A peut être augmenté de 1 ou 2 points :

- conséquences élevées (+2 points) : il peut s’agir :
  - soit des cours d’eau navigables utilisés pour le transport de marchandises, la présence de travaux de réparation et de confortement de l’ouvrage perturbant alors le trafic sur la rivière,
  - soit des cours d’eau situés en zone protégée (parcs nationaux, zones Natura 2000, etc.) ;
- conséquences moyennes (+1 point) : il s’agit principalement des cours d’eau navigables utilisés à des fins touristiques et non commerciales.

De la même façon, si l’ouvrage porte des réseaux principaux (gaz, électricité, eau potable) essentiels en situation de crise ou s’il s’agit d’un ouvrage principal desservant une zone urbanisée sensible exposée au risque inondation (accès des secours, évacuation des populations, etc.), ce critère pourra être augmenté jusqu’à 2 points.

### B/ Niveau de trafic

Ce deuxième critère traduit les conséquences socio-économiques d’un effondrement de l’ouvrage. Celles-ci sont évaluées par le biais de l’importance du trafic supporté par l’ouvrage qui est un moyen simple de quantifier le surcoût qu’engendrerait sa fermeture. Il reprend en les adaptant légèrement les classes « traditionnelles » de trafic utilisées par les analyses des risques.

### C/ Valeur patrimoniale de l’ouvrage

La surface du tablier permet une bonne approximation du coût financier de construction de l’ouvrage et/ou de réparation. Le critère tient également compte le cas échéant du classement de l’ouvrage au patrimoine historique.

### D/ Conséquences sur le niveau de service

Ce critère prend en compte l’implantation de l’ouvrage dans le réseau routier et l’impact, en terme de report de trafic, qu’aurait sa fermeture vis-à-vis des usagers. Le gestionnaire a alors le choix entre trois cas : déviation facile, difficile ou impossible. Intervient en outre, en fonction de la longueur de la brèche franchie, la possibilité ou non de mettre en place un pont de secours vis-à-vis d’une situation de crise.

### E/ Potentielles victimes directes associées à l’effondrement de l’ouvrage

Ce critère tient compte de l’éventuelle présence d’une barrière physique interdisant l’accès à l’ouvrage en cas de crue, ainsi que des inspections systématiques éventuellement prévues (ou pas) suite à chaque épisode de crue important sur des ouvrages présumés vulnérables.

### 4.3 - Grille d'évaluation des enjeux

Facteurs représentatifs des enjeux (adaptés légèrement à la problématique affouillements et crise inondation)	Critères	Cotation
<b>A/ Importance de la voie portée</b> Fonction du caractère plus ou moins stratégique de l'itinéraire, des conséquences d'un effondrement sur le cours d'eau franchi et du rôle de l'ouvrage en cas de crise inondation	Cas général	0,5
	Stratégique	1
	Très stratégique	2
	Conséquences moyennes sur voie franchie	(+1)
	Conséquences élevées sur voie franchie	(+2)
	Ouvrage portant des réseaux essentiels en situation de crise ou desservant une zone urbanisée sensible exposée au risque inondation	(+2)
<b>B/ Niveau de trafic</b> Conséquences socio-économiques fonction du trafic total sur la voie portée (intègre également indirectement le risque de victimes directes sur l'ouvrage en cas d'effondrement)	< 1 000 v/j	1
	entre 1 000 v/j et 15 000 v/j	1,5
	entre 15 000 v/j et 50 000 v/j	2
	> 50 000 v/j	2,5
<b>C/ Valeur patrimoniale de l'ouvrage</b> Fonction notamment de la surface tablier et de la valeur patrimoniale de l'ouvrage	$S < 100 \text{ m}^2$	0,5
	$100 \leq S < 500 \text{ m}^2$	1
	$500 \leq S < 1 000 \text{ m}^2$	1,5
	$1 000 \leq S < 2 000 \text{ m}^2$	2
	$2 000 \text{ m}^2 \leq S$ ou valeur patrimoniale historique reconnue	2,5
<b>D/ Conséquences sur le niveau de service</b> Facilité de mise en place d'une déviation ayant la capacité d'absorber le report de trafic, y compris pont de secours en situation de crise	Déviabilité facile (pont attenante ou proche)	0
	Déviabilité difficile (déviabilité longue)	1,5
	Déviabilité impossible (aucun pont à proximité)	3
	Brèche > 40 m ou site contraint rendant impossible toute installation de pont de secours	(+2)
<b>E/ Potentielles victimes directement associées à l'effondrement de l'ouvrage</b> Selon présence ou non de barrière physique prévue en cas de crue, et inspection systématique ou non suite à chaque épisode	Barrière physique prévue interdisant l'accès à l'ouvrage en cas de crue	0
	Cas général	2
	Ouvrage présumé vulnérable et n'ayant fait l'objet d'aucune inspection spécifique de ses fondations suite au dernier phénomène de crue important subi	4

## 5 - Évaluation du risque - étape 1

L'évaluation du risque résulte du croisement entre la criticité associée à un ouvrage vis-à-vis du risque affouillement (croisement des indices aléa et vulnérabilité) et les enjeux qu'il représente (ou conséquences).

Les classes d'enjeux sont chiffrées par un Indice Socio-Economique (ISE) sur la base des limites suivantes :

Niveau de conséquences	
Très Faible	$0 \leq \text{ISE} < 4$
Faible	$4 \leq \text{ISE} < 8$
Moyen	$8 \leq \text{ISE} < 12$
Elevé	$12 \leq \text{ISE} < 16$
Très élevé	$16 \leq \text{ISE} \leq 20$

Le niveau de risque est alors obtenu à partir d'un tableau de croisement sous forme de matrice 5x3 :

Risque	Criticité faible	Criticité moyenne	Criticité forte
Conséquences très faibles	Risque très faible à faible		
Conséquences faibles			
Conséquences moyennes	Risque moyen à élevé		Risque très élevé
Conséquences élevées	Risque très élevé		
Conséquences très élevées			

**Il est conseillé de concentrer la suite de la démarche sur les ouvrages dont le niveau de risque à l'issue de cette première étape est moyen à élevé ou très élevé.**

**Comme indiqué dans le chapitre introductif du présent guide, cela ne veut pas dire que le risque d'affouillement sur les autres ouvrages soit nul, mais simplement que dans une démarche intégrée de gestion du risque, ceux-ci ne ressortent pas comme devant faire l'objet en priorité d'une analyse. Leur analyse pourra éventuellement être menée dans le cadre d'une démarche ultérieure, en fonction des moyens et des priorités du maître d'ouvrage.**

Dans tous les cas, le fait de ne pas étudier plus précisément certains ouvrages (par exemple ceux présentant des enjeux très faibles et une criticité forte ou ceux présentant des enjeux moyens et une criticité faible) doit être pleinement assumé par le gestionnaire en fonction de sa connaissance du contexte et des moyens dont il dispose (notion de « risque accepté ») ; la méthode proposée ne constituant qu'une aide à la prise de décision.

# Chapitre 2

## Approche semi-quantitative : analyse simplifiée des risques

### 1 - Évaluation des aléas - étape 2

#### 1.1 - Généralités

L'approche consiste ici à affiner la démarche à partir d'un certain nombre de données d'entrée quantifiables (*indiquées en bleu dans les paragraphes ci-dessous*) et d'une exploitation simplifiée des équations théoriques présentées au chapitre 3 du guide, et permettant ainsi de passer pour cette phase d'une approche purement qualitative à une approche « semi-quantitative ». Elle suppose donc d'avoir accès à des données plus précises et exhaustives sur l'ouvrage et son environnement, et conduira en règle générale à une évaluation moins sécuritaire (et plus réaliste) du niveau d'exposition à l'aléa affouillement.

Pour information, la réflexion proposée ci-dessous pour la quantification des différents facteurs d'aléa a servi de base de calibrage pour la méthode d'analyse qualitative proposée pour l'étape 1 (recherche de cohérence dans le poids respectif associé à chacun des critères et dans la manière de les combiner entre eux).

#### 1.2 - Facteurs d'aléas - étape 2

##### 1.2.1 - Affouillement général

###### A/ Conditions d'écoulement et vitesse du courant

Au même titre que la nature ou la granulométrie des sols qui constituent le fond du lit des rivières (voir ci-après), la vitesse du courant constitue un des paramètres les plus influents vis-à-vis du phénomène affouillement.

Pour les trois catégories de rivières identifiées vis-à-vis du risque affouillement, et à défaut de données plus précises au droit de l'ouvrage étudié (*cf. nota* ci-après), les vitesses d'écoulement maximales (référence crue centennale) peuvent être estimées directement à partir de la pente du fond de lit, conformément à la figure 12 (partie 3, p. 51) du guide Sétra « Cours d'eau et ponts » de juillet 2007 [8] reprise ci-dessous.



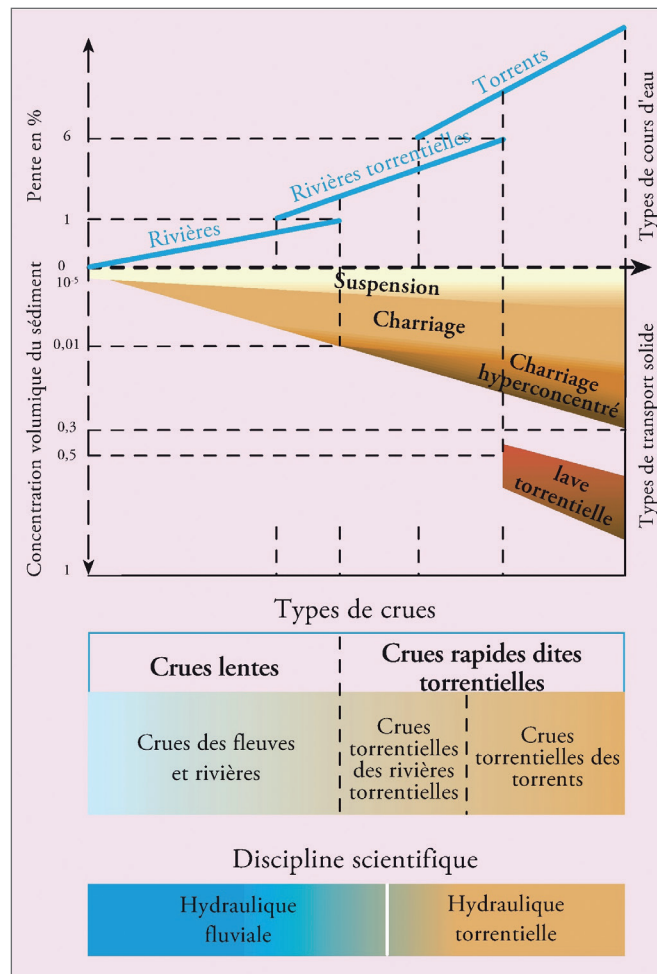


Figure 21 : Types de cours d'eau, mécanismes de transports solides et types de crues, en rapport avec la pente du lit et la concentration de la charge solide - Source : MATE/METL - Plan de prévention des risques naturels (PPR) - Risques d'inondation - Guide méthodologique - la documentation Française, Paris - 1999 (extrait guide Sêtra « Cours d'eau et ponts » de juillet 2007 [8])

On peut ainsi considérer que :

- pour les **rivières « fluviales »** (pente inférieure à 1 %) : les vitesses d'écoulement naturel pour une crue centennale peuvent atteindre dans le lit mineur 3 à 4 m/s avec des phénomènes de charriage peu concentré ;
- pour les **rivières torrentielles** (pente comprise entre 1 % et 6 %) : les vitesses d'écoulement naturel pour une crue centennale peuvent atteindre localement 6 à 7 m/s avec des phénomènes de charriage concentré ;
- pour les **torrents « de montagne »** (pente supérieure à 6 %) : les vitesses d'écoulement naturel pour une crue centennale peuvent dépasser 6 à 7 m/s avec des phénomènes de charriage hyperconcentré et de laves torrentielles.

A noter le cas particulier sur le littoral (en dehors de la Méditerranée) des **rivières « fluviales en zones estuariennes »** (i.e. : soumises aux effets de la marée) : bien que correspondant en général à des pentes très inférieures à 1 %, ces zones se caractérisent par une sensibilité au risque affouillement accentuée du fait des écoulements dus aux marées (en absence de crue) qui peuvent aussi atteindre dans le lit mineur des vitesses de l'ordre de 3 à 4 m/s, dans les deux sens d'écoulement (amont ↔ aval) et à raison de deux cycles par jour. Pour exemple, Nantes et Bordeaux sont situées en zone estuarienne.

Sur la base de ces éléments, l'approche proposée est la suivante :

- si disponible (voir *nota* ci-dessous) : Valeur de **vitesse d'écoulement naturel maximal (référence : crue centennale) en amont du franchissement :  $V_{max}$  (m/s)**, correspondant à la vitesse moyenne d'écoulement sur la « tranche » d'eau considérée (ou intégrale du profil de vitesse sur la hauteur d'eau en un point donné de la largeur du lit) ;
- à défaut : **Pente moyenne  $p$  (%)** du fond de lit au niveau de la zone de franchissement, puis :
  - $V_{max}$  (m/s) = 3 si  $p < 1$  %
  - $V_{max}$  (m/s) =  $3 + (6-3)^{*(p-1)/(6-1)}$  si  $1$  % <  $p < 6$  %
  - $V_{max}$  (m/s) = min ( $p$  ; 10) si  $p > 6$  %

- à défaut : **Catégorie de cours d'eau** :

- rivières fluviales : rivières de plaine, rivières aménagées ou navigables et canaux, rivières fluviales en milieu estuarien (hors Méditerranée) soumis à la marée :  $V_{\max} = 3 \text{ m/s}$
- rivières torrentielles (notamment rivières Méditerranéennes) :  $V_{\max} = 6 \text{ m/s}$
- torrents de montagne et rivières sous régime cyclonique des DROM-COM :  $V_{\max} = 10 \text{ m/s}$

#### **Nota concernant l'accès aux données hydrauliques**

Malheureusement, fournir un tableau indiquant les vitesses maximales des principales rivières n'est pas envisageable à l'échelle nationale, pour la raison que la vitesse du cours d'eau peut varier de manière très sensible en fonction des configurations locales (largeur, coudes, pente, etc.) et sur le tracé des rivières : les régimes du Rhône à sa naissance au niveau du Lac Léman et à sa traversée de Lyon ou d'Arles par exemple n'ont rien de comparables.

Certaines données récupérées au droit de stations d'enregistrement permanentes ou relevées ponctuellement lors d'évènements marquants peuvent toutefois être obtenues auprès :

- des services gestionnaires (VNF, Compagnie Nationale du Rhône, etc.) pour ce qui concerne les cours d'eau navigables ;
- des Syndicats de Bassin Versant ou à partir de la « Base de Données des Observatoires en Hydrologie » (BDOH) de l'Irstea (<https://bdoh.irstea.fr>) pour certains cours d'eau faisant l'objet d'une surveillance particulière.

### **B/ La nature du fond du lit**

Pour le calcul de l'affouillement général, la vitesse critique ( $V_c$  en m/s) qui provoque le début de mise en mouvement (par charriage) est estimée à partir de :

$$V_c = 6 y^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad [8] [15] [16]$$

Avec :  $y$  : Hauteur d'eau moyenne (en situation de crue) en amont du pont (m) (voir nota ci-dessus)

$D_{50}$  : Diamètre de grain médian des matériaux constitutifs du lit (m), représentatif des premiers mètres. A défaut, des valeurs égales aux limites hautes suivantes (source : NF P 94 056) peuvent être adoptées selon la nature des sols constitutifs du fond de lit :

- $D_{50} = 0,2 \text{ mm}$  pour des sables fins
- $D_{50} = 2 \text{ mm}$  pour des sables grossiers
- $D_{50} = 20 \text{ mm}$  pour des graviers
- $D_{50} = 200 \text{ mm}$  pour des cailloux et galets
- $D_{50} = 1000 \text{ mm}$  pour des blocs

Puis :

- si  $V_{\max} < V_c$  ou substratum rocheux affleurant => pas d'affouillement général
- si  $V_{\max} > V_c$  => profondeur d'affouillement général évaluée à partir de la formule (sécuritaire) de Ramette, comme l'épaisseur de matériaux mise en mouvement :

$$P_1 = 0,73 \cdot q^{2/3} / d^{1/6} - y$$

Avec :  $q = Q/L$  : le débit liquide par unité de largeur  $L$  du lit du cours d'eau ( $\text{m}^2/\text{s}$ ), soit  $q = V_{\max} \cdot y$

$d$  : le diamètre moyen (en m) des sédiments, pris égal à  $D_{50}$  en 1<sup>ère</sup> approximation.

#### **Nota :**

- certaines sols cohérents de type argiles et limons consolidés, ne sont en théorie pas affouillables au sens technique du terme, du fait de leur cimentation liée aux forces d'attractions intergranulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) qui influencent leur comportement en leur assurant une certaine cohésion intrinsèque. Ils présentent en revanche un caractère plus ou moins érodable en fonction de leur niveau de compacité ou dureté, ainsi que de la forme, de l'angularité ou de l'effet de surface des grains. Pour ce type de sols, la taille nominale des grains constitutifs n'est donc pas représentative du phénomène de creusement étudié ici, et à défaut d'étude d'érodabilité plus précise, on rapprochera leur comportement de celui des sables grossiers, ce qui devrait constituer dans la plupart des cas une hypothèse sécuritaire.
- voir aussi nota du chapitre 1 §1.2.1 - relatif à la prise en compte des roches tendres ou fracturées (grès, tuffeau, gypse, roches décomposées) ou de substratums réputés érodables (marnes, craies, grés, etc.).

## 1.2.2 - Effet de contraction du lit - Dimensionnement du débouché hydraulique

Pour tenir compte de l'effet de contraction du lit (ou débouché hydraulique) au droit de l'ouvrage, on utilise la formule de Laursen [15] [17] [18] :

$$y_2/y_1 = (Q_2/Q_1)^{6/7} \cdot (W_1/W_2)^{k_1} \quad \text{et} \quad P_2 = y_2 - y_0$$

- Avec :
- $P_2$  : profondeur d'affouillement liée à l'effet de contraction du lit au droit de l'ouvrage
  - $y_2$  : profondeur moyenne de l'écoulement après l'affouillement dans la section contractée (m)
  - $y_1$  : profondeur moyenne de l'écoulement dans le chenal en amont du pont au début de la contraction (m)
  - $y_0$  : profondeur existante dans la section contractée au droit du pont avant l'affouillement (m)
  - $Q_1$  : débit dans chenal à la section en amont ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
  - $Q_2$  : débit dans chenal à la section contractée ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
  - $W_1$  : largeur du fond du lit en amont du pont (m)
  - $W_2$  : largeur du fond du lit dans la section contractée moins les largeurs des piles (m)
  - $k_1$  : coefficient dépendant du mode de transport du matériau dans le lit et dont la valeur est comprise entre 0,59 et 0,69

Si on raisonne en 1<sup>re</sup> approximation à débit et profondeur d'écoulement constants sur la zone impactée (réduction de largeur compensée uniquement par une augmentation de la vitesse d'écoulement, conduisant à  $Q_2 = Q_1$  et  $y_1 = y_0 = y$ ) et qu'on considère en outre une valeur moyenne de  $k_1$  égale à 0,64 indépendamment du mode de transport du matériau dans le lit, les équations ci-dessus se simplifient de la manière suivante :

$$P_2 = y \cdot [(W_1/W_2)^{0,64} - 1]$$

A noter que pour définir le débouché hydraulique d'un ouvrage (largeur  $W_2$ ), il est en théorie nécessaire de prendre en compte ses ouvrages de décharge et la manière dont ces ouvrages vont être sollicités en cas de débordement sous l'effet du débit de crue de référence. Cette donnée peut toutefois être difficile à établir, la largeur de la vallée pouvant être tout à fait déconnectée du niveau de débit (exemple de la vallée de l'Eure qui est très large mais qui a de faibles débits).

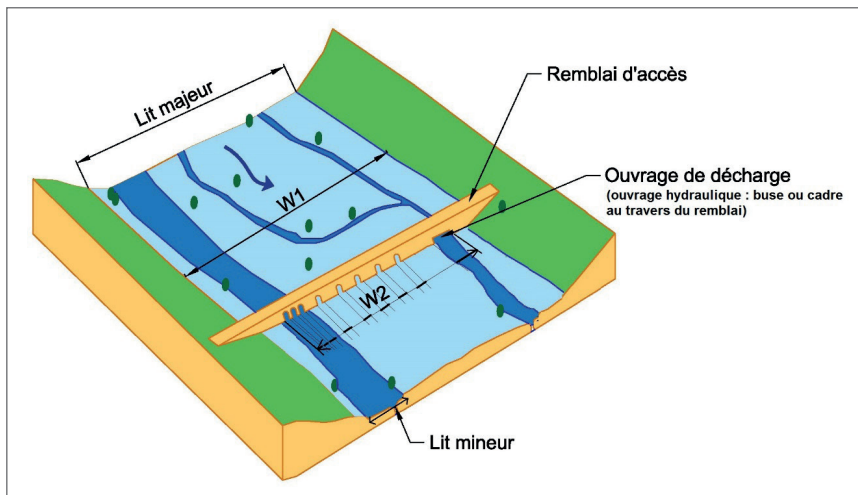


Figure 22 : Exemple de représentation générale de l'impact d'un ouvrage sur le débouché hydraulique (Source : Cerema)

### 1.2.3 - Affouillement local - Prise en compte des obstacles à l'écoulement (largeur et forme des appuis, embâcle...) et de l'évolutivité du lit

Pour le calcul de l'affouillement local au droit des appuis, on utilise le principe de la formule de l'université du Colorado [15] :

$$P_3 = 2 K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot a^{0,65} \cdot y^{0,35} \cdot Fr^{0,43}$$

Avec :  $y$  = hauteur d'eau en amont de l'appui (m)

$K_1$  = facteur de correction de la forme de l'appui

$K_2$  = facteur de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement

$K_3$  = facteur de correction de la forme du lit

$K_4$  = facteur de correction de pavage du lit en fonction de la taille des grains

$a$  = épaisseur du fût de pile (m), ou largeur de semelle si apparente, ou partie de culée en saillie le cas échéant

$Fr$  = nombre de Froude directement en amont de l'appui :  $Fr = V_{max}/(g \cdot y)^{1/2}$  avec  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  l'accélération de la pesanteur

- le facteur de correction  $K_1$  dépend directement de la forme de l'appui (voir Chapitre 3 §2.1.3 - Figure 27) ; il est pris égal à :
  - 0,9 pour des appuis munis d'un avant-bec « aiguisé »
  - 1,0 pour des appuis de forme cylindrique ou munis d'un avant-bec circulaire,
  - 1,1 pour des appuis de forme rectangulaire.
- le facteur de correction  $K_2$ , pour l'angle d'attaque de l'écoulement  $\theta$ , est calculé à partir de l'équation suivante :

$$K_2 = (\cos \theta + \frac{L}{a} \cdot \sin \theta)^{0,65}$$

Avec  $L$  : la largeur du fût de pile ou de l'appui.

- le facteur de correction  $K_3$  de forme du fond du lit vaut 1,1 dans la plupart des cas à l'exception de lits caractérisés par la présence de dunes importantes (de hauteur supérieure ou égale à 1 m) ou bancs d'alluvions à nu parfaitement connus et/ou redoutés pour être mobiles, auxquels cas  $K_3$  est pris égal à 1,3.
- le facteur de correction  $K_4$  correspondant à la taille des sédiments est pris égal à
  - 1,0 si  $D_{50} < 2 \text{ mm}$  (sables)
  - 0,4 si  $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$
  - 0 en présence de substratum ou matériau cimenté réputé non-affouillable affleurant.

## 1.3 - Quantification du niveau d'aléa - étape 2

Au final, la profondeur d'affouillement total  $P$  est donnée par la somme des trois composantes évaluées précédemment et liées respectivement à l'affouillement général, à l'effet de contraction du lit et à l'affouillement local :

$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

Le niveau d'affouillement maximal ainsi calculé conduit à une profondeur totale d'affouillement de l'ordre de 20 m, relativement conforme aux hypothèses prises par exemple pour le dimensionnement du nouveau pont sur la rivière St-Etienne à la Réunion, que l'on peut qualifier de cas extrême...

A partir de la profondeur d'affouillement total, évaluée selon l'approche ci-dessus, il est proposé de définir cinq niveaux d'aléa selon la répartition suivante :

Niveau d'aléa - étape 2	
Très Faible	$P < 1 \text{ m}$
Faible	$1 \leq P < 3 \text{ m}$
Moyen	$3 \leq P < 6 \text{ m}$
Elevé	$6 \leq P < 12 \text{ m}$
Très élevé	$P \geq 12 \text{ m}$

Il est précisé que les niveaux d'affouillement évalués ci-dessus le sont sur la base d'une hypothèse de caractéristiques de sol homogènes sur les 12 premiers mètres de profondeur du lit. En cas de variabilité notable des caractéristiques géotechniques des couches de sol constituant le fond de lit sur ces 12 premiers mètres, les résultats obtenus sont évidemment à plafonner à l'épaisseur de sol effectivement affouillable et/ou peuvent résulter du cumul des affouillements propres à chaque couche affouillable.

En outre, en cas d'existence d'un phénomène d'affouillement avéré au droit de l'ouvrage, ayant nécessité des travaux de protection des appuis postérieurs à la construction ou des travaux de renforcement des fondations réalisés contre les affouillements (au droit ou à proximité immédiate de l'ouvrage), le niveau d'aléa est à considérer comme élevé indépendamment du résultat de l'analyse.

## 1.4 - Prise en compte des effets du changement climatique

Les éléments d'analyse de l'impact des effets du changement climatique développés en annexe 1 sur la base de l'état de connaissance à la date de rédaction du présent guide, permettent le cas échéant d'intégrer cet aspect dans les résultats de l'analyse simplifiée des risques.

**Cette intégration consiste, dans les zones potentiellement impactées par une augmentation de précipitations ou de débits à l'horizon considéré, à majorer les trois critères d'aléa suivants :**

- vitesse d'écoulement naturel maximal ( $V_{max}$ ) ;
- hauteur d'eau moyenne en situation de crue ( $y$ ) ;
- largeur du fond du lit en amont du pont ( $W_1$ ).

**En considérant l'année 2100 comme l'horizon de référence recommandé (défini comme horizon lointain), les majorations à apporter à  $V_{max}$ ,  $y$  et  $W_1$  sont respectivement de :**

- 13 % si le maximum d'augmentation de précipitations à l'horizon considéré est compris entre + 10 % et + 20 % ;
- 20 % si le maximum d'augmentation de précipitations à l'horizon considéré est supérieur à + 20 %.

**Ces éléments de prise en compte pourront éventuellement être ajustés en fonction de l'évolution des connaissances sur le sujet.**

A noter qu'actuellement le portail DRIAS [38] développé par Météo France en collaboration avec d'autres établissements scientifiques dans le cadre du Plan National d'Adaptation au Changement Climatique (PNACC) fournit un accès gratuit et interactif à des scénarios climatiques régionalisés (maille de 8 km sur l'ensemble du territoire national) en termes de températures et précipitations (valeurs moyennes et extrêmes annuelles ou saisonnières, fréquence d'épisodes « anormaux », etc.). A terme, cet outil pourrait intégrer les conséquences de ces données météorologiques « brutes » sur l'évolution des débits et régimes de crues des cours d'eau.

## 2 - Évaluation de la vulnérabilité - étape 2

### 2.1 - Généralités

Comme dans le cas de l'évaluation de l'« aléa », l'approche consiste ici à raffiner la démarche à partir d'un certain nombre de paramètres d'entrée (indiqués en bleu dans les paragraphes ci-dessous) qui supposent d'avoir accès à des données plus précises et exhaustives sur l'ouvrage et son environnement.

La démarche retenue consiste essentiellement à diviser chacun des indices « enveloppes » identifiés à l'étape précédente en sous-indices plus détaillés.

### 2.2 - Facteurs de vulnérabilité - étape 2

#### 2.2.1 - Vulnérabilité des fondations

En cas d'absence de piles ou de culées en saillie dans le lit majeur de la rivière, la vulnérabilité des fondations est prise égale à 0. Dans le cas contraire, son évaluation repose sur trois critères principaux :

- la période de construction des appuis, représentative de la prise en compte ou non de la problématique affouillement dans la conception de l'ouvrage ;

- **le type de fondations** : Profondes, semi-profondes, superficielles plus ou moins larges, micropieux (il est rappelé que compte tenu du caractère prépondérant du type de fondations dans la vulnérabilité de l'ouvrage à l'affouillement, il est *fortement recommandé dans tous les cas* de rechercher cette donnée dans les documents d'archive : dossier d'ouvrage, rapport d'inspection détaillée, etc.) ;
- **la soumission ou non de l'ouvrage à une surveillance régulière et les conclusions de ces visites d'inspection.**

Les poids respectifs affectés à chacun de ces critères et la « quantification » du potentiel de basculement des fondations superficielles en fonction de l'excentrement des descentes de charges résultant de la création d'une cavité sous la semelle sont détaillés ci-dessous :

- période de construction (ouvrage ou appuis si plus anciens - identique étape 1) :
  - après 1976  $V11 = -1$
  - 1951-1975  $V11 = 3$
  - avant 1950  $V11 = 5$
- type de fondations (définition de 6 cas au lieu de 3 dans la première approche) :
  - profondes  $V12 = 1$
  - semi-profondes (yc pieux bois non dégarnis et semelles sur gros béton)  $V12 = 2$
  - semelle superficielle large ( $e \leq B'/6$ )  $V12 = 3$
  - semelle superficielle de largeur intermédiaire ( $B'/6 < e \leq B'/3$ )  $V12 = 5$
  - semelle superficielle de faible largeur ( $e > B'/3$ )  $V12 = 10$
  - micropieux ou pieux bois dégarnis  $V12 = 10$

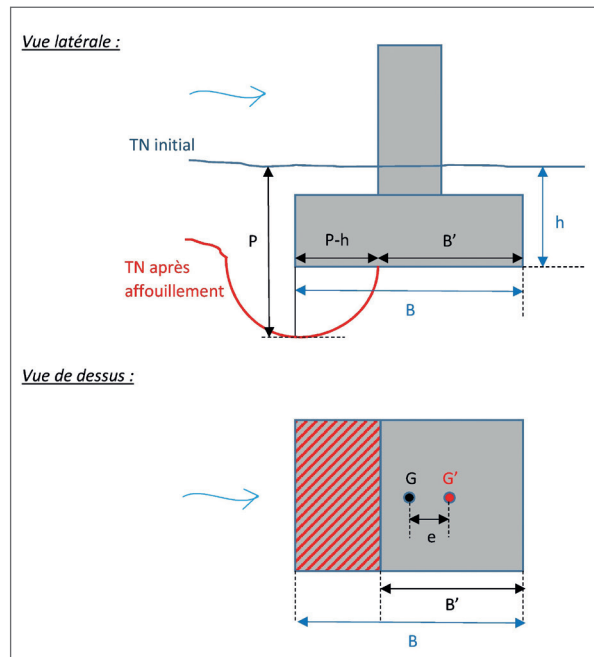


Figure 23 : Excentrement de descente de charge pouvant résulter du phénomène d'affouillement sur une semelle superficielle (Source : Cerema)

Dans l'analyse ci-dessus, l'évaluation du potentiel de basculement des fondations superficielles sur fond de lit nécessite la connaissance de deux données d'entrée supplémentaires :

- **la largeur B de la semelle dans la direction concernée par l'affouillement** (parallèlement à l'écoulement dans le cas d'une semelle de pile, perpendiculairement dans le cas d'une semelle de culée) ;
- **la profondeur d'ancrage h (ou côte de la sous-face) de la semelle** comptée depuis la surface du fond de lit.

En considérant en première approximation une cavité sous la semelle de la forme d'un quart de cylindre centré sur une de ses faces latérales, le phénomène, tel que schématisé sur la Figure 23 ci-dessus, peut être représenté de manière simplifiée à partir des expressions suivantes :

$$B' = B - (P-h)$$

$$e = y_G - y_{G'} = B/2 - B'/2 = (P-h)/2$$

avec P la profondeur totale d'affouillement évaluée précédemment au §1.3.

La semelle est alors considérée :

- stable (hypothèse de semelle large) si l'excentrement de la charge reste dans le tiers central ( $e \leq B'/6$ ) ;
- moyennement stable (hypothèse de semelle de largeur intermédiaire) si l'excentrement de la charge reste comprise entre le tiers central et 2 fois le tiers central ( $B'/6 < e \leq B'/3$ ) ;
- instable (hypothèse de semelle de faible largeur) si l'excentrement de la charge sort de la zone correspondant à 2 fois le tiers central ( $e > B'/3$ ).

A noter que la manière la plus sûre et souhaitable pour obtenir les données relatives à la géométrie des semelles de fondation consistera à consulter le dossier d'ouvrage, s'il existe. Lorsque des inspections détaillées subaquatiques ont été réalisées, les rapports correspondants sont normalement conservés dans le dossier d'ouvrage et mentionnent les caractéristiques dimensionnelles des appuis. Si ces informations ne sont pas disponibles, on pourra les rechercher directement sur site ou à partir d'une photo, de préférence à l'occasion d'une période de basses eaux permettant d'observer la base des appuis.

- surveillance (définition plus précise des périodicités) :
  - visite récente (inspection  $\leq 6$  ans) => pas d'affouillement observé V13 = 0
  - visite récente (inspection  $\leq 6$  ans) => initiation d'affouillement observée\* V13 = 2
  - fondations non inspectées depuis 7 à 10 ans V13 = 2
  - fondations non inspectées depuis plus de 10 ans V13 = 4

**Nota :**

Outre le fait que des actions de surveillance (inspections détaillées subaquatiques) soient menées ou non de manière régulière sur l'ouvrage, l'analyse intègre également les conclusions de ces analyses : détection ou non de l'apparition ou du développement d'affouillement sur les appuis ou à proximité (fosses) de ceux-ci.

(\*) Il est à noter qu'en cas de détection d'un phénomène d'affouillement important, l'ouvrage sort automatiquement de la phase d'analyse simplifiée du risque pour entrer dans une phase de « gestion du risque »...

L'indice de vulnérabilité global des fondations (V1) est alors obtenu par addition des trois sous-indices V11, V12 et V13 :

$$V1 = V11 + V12 + V13$$

## 2.2.2 - Sensibilité des appuis (piles et culées hors fondations) à une déstabilisation de leur fondation

L'évaluation de la vulnérabilité des fûts de piles et culées est essentiellement qualitative. Elle intègre à la fois sa capacité pressentie à supporter une légère rotation à la base en fonction de la nature du **matériau constitutif** (béton ou maçonnerie) et de l'**état pathologique des appuis** (y compris éléments de protection éventuels), ainsi que sa sensibilité (ou exposition) aux effets de la poussée hydrodynamique en fonction de la **forme (géométrie) de l'obstacle à l'écoulement** :

- matériau constitutif des appuis :
  - béton ou métal V21 = 1
  - maçonnerie V21 = 2
- forme de l'obstacle :
  - avant-bec aiguisé V22 = 0
  - appui cylindrique ou avant-bec circulaire V22 = 0,5
  - appui rectangulaire V22 = 1
- état des appuis (y compris éléments de protection éventuels) :
  - 1 ou 2 ou 2E V23 = 0
  - 3 ou 3U ou NE V23 = 1

L'indice de sensibilité global (V2) des éléments d'appuis (piles et culées hors fondations) est alors obtenu par addition des trois sous-indices V21, V22 et V23 :

$$V2 = V21 + V22 + V23$$

**Nota :**

(1) Les facteurs V1 et V2 concernent **tous les appuis situés dans le lit majeur**, donc susceptibles d'être immergés en période de crue. Comme au stade de l'étape précédente (analyse sommaire préalable), pour tous les facteurs recensés, il convient de se baser sur **l'appui présentant la combinaison de conditions la plus défavorable**.

(2) L'état des appuis (y compris éléments de protection éventuels) est ici caractérisé au travers des cotations IQOA correspondant (piles et culées hors appareils d'appui). Pour les ponts en maçonnerie, les ponts-cadre et les buses en béton, on retiendra la cotation « structure » qui intègre celle des appuis et fondations (pas de PV IQOA appuis pour ces types d'ouvrages). Pour les autres types d'ouvrages, on retiendra les seules cotations « piles » et « culées », l'état de ces éléments ayant un poids plus important que celui du tablier dans le risque lié à l'affouillement.

### 2.2.3 - Sensibilité du tablier aux dénivellations, basculement ou déchaussement partiel d'appui

L'évaluation de la sensibilité du tablier aux dénivellations, basculement ou déchaussement partiel d'appui est basée sur le **type d'ouvrage**. Outre les buses en béton (les buses métalliques étant exclues du présent guide) et les ponts-cadres identifiés à l'étape précédente, l'analyse distingue ici les ouvrages par niveau de robustesse en fonction de leur capacité à plus ou moins bien supporter des tassements modérés d'appui. Les ponts plutôt souples (ouvrages multi-poutres métalliques) sont ainsi mieux notés que les tabliers réputés moins déformables (caissons en béton précontraints par exemple). L'hyperstaticité est également prise en considération, comme élément défavorable, car elle peut conduire à un effondrement en chaîne de l'ouvrage (exemple du pont sur la rivière Saint-Etienne) tandis que les ponts à travées indépendantes peuvent circonscrire les dommages autour de l'appui affouillé. Sur la base de ces différentes considérations, les indices de vulnérabilité représentatifs de la sensibilité du tablier sont définis de la manière suivante :

- type d'ouvrage :
  - buse béton ou pont-cadre V3 = 1
  - voute en maçonnerie V3 = 2
  - autres cas V3 = V31 + V32

où V31 et V32 représentent respectivement la **sensibilité de la structure de tablier aux phénomènes de torsion et de flexion** (structures d'autant plus vulnérables que moins souples selon la composante concernée) :

- sensibilité du tablier à la torsion :
  - tablier caisson V31 = 1
  - autre V31 = 0
- sensibilité du tablier à la flexion :
  - travées isostatiques V32 = 0
  - travées hyperstatiques structure mixte V32 = 0,5
  - travées hyperstatiques structure béton V32 = 1

## 2.3 - Quantification du niveau de vulnérabilité - étape 2

Au final, et selon le même principe que celui décrit au chapitre précédent dans le cadre de l'étape 1 (analyse sommaire qualitative), le niveau global de vulnérabilité se définit de la manière suivante :

- en cas de vulnérabilité minimale des fondations (**V1 ≤ 5**), la vulnérabilité globale de la structure est considérée minimale (« très faible » ou « faible ») indépendamment de la vulnérabilité intrinsèque des appuis ou du tablier (**=> V = V1**). C'est le cas en particulier de fondations profondes ou semi-profondes réalisées après 1976 ;
- dans les autres cas (**V1 > 5**), la vulnérabilité globale de la structure intègre les conséquences potentielles d'un basculement partiel des fondations sur les appuis et le tablier => **V = V1 + V2 + V3**.

**A noter qu'avec les cotations retenues et le calibrage défini ci-dessous, en cas de vulnérabilité maximale des fondations (V1 ≥ 15), la vulnérabilité globale de la structure ressort quasi-systématiquement comme « très élevée » indépendamment de la vulnérabilité intrinsèque des appuis ou du tablier, sauf si aucun affouillement n'a jamais été observé (dans ce cas la vulnérabilité globale est notée « élevée »).**

A partir de l'indice de vulnérabilité global V évalué selon l'approche ci-dessus (valeurs généralement comprises entre 0 et 20, avec un indice maximal théorique pouvant atteindre 25), cinq niveaux de vulnérabilité sont définis pour la phase 2 (analyse simplifiée) de la manière suivante :

Niveau de vulnérabilité - étape 2	
Très Faible	V ≤ 4
Faible	4 < V ≤ 8
Moyen	8 < V ≤ 12
Elevé	12 < V ≤ 16
Très élevé	V > 16



### 3 - Évaluation du danger ou criticité - étape 2

Les bornes associées aux différents niveaux d'aléa et de vulnérabilité ont été calibrées et validées à partir d'études menées sur différentes régions plus ou moins exposées du territoire national [43] : île de la Réunion (4 ouvrages de franchissement de rivières torrentielles testés), Région PACA (11 ouvrages testés dont certains endommagés lors des inondations du Var de 2014) et Nord-Ouest de la France (6 ouvrages ayant fait l'objet d'études d'affouillement approfondies dans le cadre des projets de recherche DOFEAS et ANR « SSHEAR »).

Comme pour la phase précédente, le danger (ou criticité) est obtenu par croisement des niveaux d'aléa et de vulnérabilité, à la différence près que ce croisement est ici réalisé à partir d'une matrice 5x5 permettant une plus grande finesse d'analyse (en comparaison à la matrice 3x3 utilisée à l'étape 1) :

Danger/criticité		Vulnérabilité				
		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Aléa	Très faible	Très faible	Très faible	Faible	Faible	Faible
	Faible	Très faible	Faible	Faible	Moyenne	Moyenne
	Moyen	Faible	Faible	Moyenne	Elevée	Elevée
	Elevé	Faible	Moyenne	Elevée	Elevée	Très élevée
	Très élevé	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée	Très élevée

### 4 - Évaluation des conséquences - étape 2

Idem étape 1 cf. chapitre précédent.

### 5 - Évaluation du risque - étape 2

De la même manière que pour obtenir l'indice de criticité, nous utilisons ici aussi un tableau de croisement sous forme de matrice 5x5.

Risque	Criticité très faible	Criticité faible	Criticité moyenne	Criticité élevée	Criticité très élevée
Conséquences très faibles	Ouvrages exclus à l'issue de la 1 <sup>re</sup> phase				
Conséquences faibles	Risque faible	Risque faible	Risque faible	Risque moyen	Risque moyen
Conséquences moyennes	Risque faible	Risque faible	Risque moyen	Risque moyen	Risque élevé
Conséquences élevées	Risque faible	Risque moyen	Risque moyen	Risque élevé	Risque élevé
Conséquences très élevées	Risque moyen	Risque moyen	Risque élevé	Risque élevé	Risque élevé

# Chapitre 3

## Analyse détaillée des risques

### 1 - Généralités sur la prise en compte du phénomène affouillement

#### 1.1 - Références normatives et techniques

La prise en compte des actions hydrauliques, notamment vis-à-vis du risque affouillement, est mentionnée de manière plus ou moins détaillée dans le corpus normatif (Eurocodes) traitant de la conception et du dimensionnement des ouvrages d'art [1] [2] [3] [4] [5] :

##### 1.1.1 - NF EN 1990 (EC0) « Bases de calcul des structures »

- **Amendement n°1 (NF EN 1990/A1) de juillet 2006 regroupant les spécifications particulières aux ponts routiers, passerelles et ponts ferroviaires**

*cf. Clauses A2.2.1(2) ; A2.2.6(1) NOTE 3 ; A2.3.1(7) ; Tab A2.4(A)(B)(C)*

Ce premier document général définit notamment les principes généraux de stabilité, ainsi que les combinaisons d'actions et coefficients associés.

Parmi les six conditions de stabilité à vérifier (EQU, STR, GEO, FAT, UPL, HYD), deux peuvent être directement liées au phénomène affouillement. Il s'agit de :

- la condition GEO : « Défaillance ou déformation excessive du sol » ;
- la condition HYD : « Soulèvement local du terrain, érosion interne ou érosion régressive du terrain sous l'effet des gradients hydrauliques (EC7) ».

A noter en outre que les conditions de stabilité EQU ou STR peuvent également être indirectement liées à ce phénomène, si la portance d'un appui n'est plus assurée par exemple, ou si la défaillance du sol entraîne un report de contrainte excédant les résistances des matériaux constitutifs des éléments structuraux.

Cet amendement n°1 joue également un rôle d'« aiguillage » vers les autres Eurocodes vis-à-vis de certains aspects spécifiques, notamment :

- NF EN 1990/A1/NA (EC0/A1 NA) pour les prescriptions nationales ;
- NF EN 1991-1-6 (EC1-1-6) pour la définition des actions en cours d'exécution ;
- NF EN 1997 (EC7) pour tout ce qui traite des calculs géotechniques ;
- Conditions définies au projet individuel, si spécificités non couvertes par les Eurocodes.

- **NF EN 1990/A1/NA (Annexe nationale) de décembre 2007**

*cf. Clauses A2.2.1(2) NOTE 1 ; A2.2.6(1) NOTE 3, A2.3.1(5) ; Tableau A2.4(A)(B) ; A2.3.2(1) Tableau A2.5 NOTE*

Dans cette annexe nationale, sont notamment définis les différents niveaux d'eau à considérer, ainsi que les combinaisons d'actions et coefficients associés à prendre en compte dans le contexte national :

- Niveau Quasi-Permanent (ou niveau EB des « basses eaux ») ;
- Niveau Fréquent (ou niveau EF) ;
- Niveau Caractéristique (ou niveau EH des « hautes eaux ») ;
- Niveau Accidentel (ou niveau EE des « eaux exceptionnelles »).

### 1.1.2 - NF EN 1991 (EC1) « Actions sur les structures »

- **NF EN 1991-1-6 (novembre 2005) et NF EN 1991-1-6 NA (mars 2009) « Actions générales – actions en cours d'exécution »**

*cf. Clause 4.9*

Cette clause définit plus spécifiquement l'ensemble des actions dues à l'eau, en particulier :

- le modèle de poussée hydrodynamique ;
- les poussées additionnelles liées à l'accumulation potentielle de débris (phénomènes d'embâcles) sur les ouvrages.

### 1.1.3 - NF EN 1997 (EC7) « Calcul géotechnique »

- **NF EN 1997-1 (juin 2005) et NF EN 1997-1 NA (septembre 2006) « Règles générales »**

*cf. Clauses 2.4.7.4 ; 2.4.7.5, section 10 et Annexe 4*

Les règles générales définies dans l'Eurocode 7 définissent les différents types de ruptures d'origine hydraulique et les critères de vérification associés :

- rupture par soulèvement hydraulique global dû à la poussée d'Archimède : la vérification au soulèvement hydraulique consiste à vérifier que la pression de l'eau (pression déstabilisatrice) sous une structure (ouvrage creux enterré, radier sous l'eau, etc.) ou une couche de terrain de faible perméabilité (remblai léger partiellement ou totalement immergée, fond d'une excavation, etc.) est inférieure à la contrainte moyenne stabilisatrice au soulèvement, c'est-à-dire de la structure et/ou des couches de terrain sus-jacent ;
- rupture par soulèvement hydraulique dû à l'annulation des contraintes effectives verticales : la vérification de l'annulation des contraintes effectives verticales consiste à vérifier que les forces d'écoulement dirigées vers le haut restent inférieures au poids du sol. Si cette condition n'est pas vérifiée, les particules sont alors entraînées vers le haut par l'écoulement de l'eau ;
- rupture par érosion interne : la vérification de l'érosion interne consiste à vérifier que la force d'écoulement ne permet pas l'entraînement des particules de sol par la circulation de l'eau ;
- rupture par érosion régressive : il s'agit d'une forme particulière de rupture par érosion interne, occasionnée par une érosion interne localisée initialement mais qui s'étend et s'amplifie jusqu'à créer une voie de circulation de l'eau privilégiée entraînant de plus en plus de particules de sol.

Les différentes configurations de calcul (niveaux d'eau et combinaisons) sont en outre redéfinies dans ce document et sont conformes à celles définies dans l'Amendement 1 de l'Eurocode 0 (NF EN 1990/A1).

- **NF P 94-262 de Juillet 2012 « Justification des ouvrages géotechniques - Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes »**

Sont notamment définis dans cette norme d'application nationale :

- les modèles de poussées hydrauliques (conformes à NF EN 1991-1-6) - *cf. Clause 5.1.5 ;*
- les niveaux d'eau (conformes à NF EN 1990/A1 NA et NF EN 1997-1 NA) - *cf. Clause 5.2.3 ;*
- **la prise en compte des niveaux d'affouillement (principes)** - *cf. Clauses 7.1.2(3) et 7.1.3(4) ;*
- les règles de justification des fondations profondes - *cf. §8 à 15.*

### 1.1.4 - Autres références techniques et textes d'application

Parmi les différents documents traitant de la prise en compte des actions hydrauliques dans le calcul des fondations des ponts, on listera notamment certaines productions du Sétra, désormais Direction technique Infrastructures, Transports et Matériaux du Cerema [8] [10] [11] [12] :

- le guide « Cours d'eau et ponts » (Sétra, juillet 2007), qui décrit les phénomènes et les enjeux, et fournit un certain nombre de recommandations sur la réalisation des études hydrauliques ;
- le guide « Application des Eurocodes par le maître d'ouvrage - Le programme d'un ouvrage d'art aux Eurocodes » (Sétra, février 2010) ; et plus spécifiquement le §2.2.5 pour l'inventaire des données de projet relatives aux franchissements de cours d'eau ;
- le guide Eurocodes 0 et 1 – Application aux ponts routes et passerelles (Sétra, février 2010) - *cf. §4.1.4 et 4.2.4 ;*
- le guide Eurocode 7 – Application aux fondations profondes (NF P94-262) (Cerema, décembre 2014) - *cf. Chapitre 11 - §1.1 et 1.4.*

## 1.2 - Hypothèses et démarche générale de calcul

Conformément aux recommandations du Guide Sétra « Application des Eurocodes par le maître d'ouvrage - Le programme d'un ouvrage d'art aux Eurocodes » [10], les données et hypothèses relatives au cours d'eau franchi doivent émaner d'une étude hydraulique spécifique prenant en compte la présence de l'ouvrage en service et en cours d'exécution le cas échéant (batardeaux, par exemple).

Ces données doivent notamment comprendre :

- les levés bathymétriques du fond du lit, en nombre suffisant, et rattachés aux levés topographiques ;
- le régime des eaux : crues (annuelles, décennales, centennales), lit majeur, lit mineur, évolutions connues du lit (érosion du fond et des berges, fosses, anti-dunes, etc.), lâchers de barrage le cas échéant, etc. ;
- le régime des marées : valeurs extrêmes du niveau de la mer en mortes eaux et en vives eaux, mascaret, etc. ;
- les affouillements relevés par l'étude hydraulique ;
- les gabarits à respecter pour la navigation et le passage des corps dérivants ;
- les risques d'embâcles, de troncs d'arbres dérivants, y compris les risques d'écoulement torrentiel avec charriage de blocs ;
- les débouchés à réserver ;
- les protections particulières de berges et des accès à l'ouvrage ;
- les périodes de crues (débit, vitesse du courant, charriage, etc.) ;
- les risques d'érosion particuliers des bétons ;
- etc.

L'inventaire plus précis des données nécessaires à l'étude hydraulique tel que présenté au §6.6 du guide Sétra « Cours d'eau et ponts » [8] est rappelé ci-dessous :

### 6.6.1 - Description du projet

<b>Plan de situation</b> (type carte d'état major ou « Michelin » ou IGN 1/250 000)
<b>Vue en plan du site</b> , 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>
<b>Débouché</b> 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>
<b>Appuis</b> de l'ouvrage : nombre, dimensions, forme, mode de construction, type de fondations
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

<b>Gabarits de navigation</b> : • 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>
<b>Tirants d'air</b> pour objets flottants, à réserver au-dessus des Plus Hautes Eaux Connues (PHEC) <i>(cf. les recommandations en 6.3.1. ci-dessus)</i>
<b>Convois fluviaux</b> éventuels : description <i>(Validés par le SN)</i>

### 6.6.3 - Données topographiques et bathymétriques

<b>Géométrie du chenal d'écoulement</b> : • à partir de levés bathymétriques (lit mineur) et topographiques (lit majeur) ; • vérifications au niveau de sections de contrôle : ponts, barrages, verrous topographiques, seuils, ... 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 <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 (&gt; 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>
Analyse de la <b>stabilité du lit</b> en tracé en plan et en profil en long (modification des méandres, érosion du fond et des berges, fosses) : • à partir des levés topographiques (et bathymétriques) successifs obtenus (cartes d'état major, plans cadastraux anciens ou récents ou photographies aériennes). Deux cas se présentent : • 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).
<b>Transport solide</b> <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>
<b>Description des lits mineur et majeur</b> : • profil en long du terrain naturel selon l'axe du tracé (lit compris) ; • pentes 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 ; • vitesses d'écoulement ( $V_m, V_M$ ) ; • pentes 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

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

Niveaux d'eau caractéristiques, pour des occurrences annuelles, décennales, centennales : <ul style="list-style-type: none"> <li>• PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) ;</li> <li>• PHEN (Plus Hautes Eaux Navigables) (s'il y a lieu) ;</li> <li>• PBEC (Plus Basses Eaux Connues) ou niveau d'étiage ;</li> <li>• niveaux d'étiage d'occurrence annuelle, décennale... ;</li> </ul>
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) : <ul style="list-style-type: none"> <li>• périodes, fréquence moyenne ;</li> <li>• débits, vitesse et direction des courants ;</li> <li>• charriage : existence et nature le cas échéant (trunks d'arbre, blocs de glace, ...)</li> </ul> <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 : <ul style="list-style-type: none"> <li>• PHMVE (Plus Hautes Marées de Vives Eaux) ;</li> <li>• PBMVE (Plus Basses Marées de Vives Eaux) ;</li> <li>• PHMME (Plus Hautes Marées de Mortes Eaux) ;</li> <li>• PBMME (Plus Basses Marées de Mortes Eaux) ;</li> <li>• mascaret ;</li> <li>• courants de marée.</li> </ul> <i>(se rapprocher du Service Maritime ou du port autonome)</i>
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"> <li>• niveaux d'eau journaliers mesurés aux stations ;</li> <li>• débits maximaux instantanés (journaliers, mensuels, annuels, décennaux, centennaux non connus aux stations) ;</li> <li>• courbe de tarage, appelée aussi loi hauteur-débit ou loi Q(z), aux stations.</li> </ul>
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 :

- 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

*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*

## 6.6.6 - Données environnementales

Aménagements proches du cours d'eau ou influant sur celui-ci : <ul style="list-style-type: none"> <li>• 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) ;</li> <li>• influence de ces aménagements sur le régime d'écoulement du fleuve et sur la connaissance statistique du régime de crue du cours d'eau ;</li> <li>• caractéristiques et comportement des ouvrages d'art voisins déjà construits.</li> </ul>
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 (trunks d'arbre, ...)

## 6.6.7 - Données sur les zones inondables

Limites de la plus forte crue historique connue
Cartographie des zones inondables par approche hydrogéomorphologique

Figure 24 : Inventaire des données nécessaires à l'étude hydraulique tel que présenté dans le guide Sétra « Cours d'eau et ponts » [8]

Les profondeurs d'affouillement local au droit des appuis sont à déterminer par des modélisations spécifiques (analytiques, numériques et/ou physiques – cf. §2 du présent chapitre). Classiquement, leur valeur peut atteindre jusqu'à 2 ou 3 fois la largeur de l'« obstacle ». Le niveau d'affouillement général (charriage et redéposition) est quant à lui à déterminer à partir d'un niveau de fond de lit mineur et en tenant compte de son évolution prévisible (abaissement général le cas échéant, selon les résultats des études hydrogéologiques menées).

L'analyse détaillée de la vulnérabilité de l'ouvrage vis-à-vis du risque affouillement se poursuit alors sur la base d'un modèle de calcul de structure intégrant la suppression des couches de sol affouillées, cumulée aux effets :

- des poussées hydrodynamiques (eau + embâcles) calculées conformément aux indications du §1.3 ci-dessous ;
- de la poussée hydrostatique (poussée d'Archimède) correspondant à la hauteur de crue considérée ;
- des actions quasi-permanentes (descentes de charges sous poids-propre de la structure) ;
- des autres actions concomitantes dictées par la vérification des combinaisons d'actions réglementaires et permettant le cas échéant de définir une réduction du niveau de service (limitation de trafic) ou des mesures de surveillance particulières.

Dans tous les cas, un calcul en fourchette par rapport à la profondeur d'affouillement est recommandé en fonction du caractère favorable ou défavorable de l'action considérée de manière concomitante à l'affouillement (poussée hydrodynamique, variation T°C, vent, séisme, etc.). Deux configurations extrêmes du lit seront ainsi en règle générale à considérer : lit (re)chargé au maximum et situation d'affouillement maximal.

### 1.3 - Modèles de poussée hydrodynamique et niveaux d'eau à considérer

La prise en compte du phénomène d'affouillement va généralement de pair avec celle de la poussée hydrodynamique du courant, puisque c'est en règle générale la combinaison de ces deux phénomènes simultanés qui est à l'origine des désordres les plus graves observés sur les ouvrages (pouvant aller jusqu'à l'effondrement). En effet si la déstructuration du sol autour des fondations d'un appui peut réduire significativement leur capacité à assurer la reprise des descentes de charges verticales, c'est surtout leur résistance latérale qui est impactée vis-à-vis notamment de la poussée hydrodynamique à l'origine même du phénomène affouillement.

Dans les modélisations usuelles, cette poussée hydrodynamique s'exerce selon une répartition de charge triangulaire (poussée supposée nulle au niveau du terrain naturel affouillé) et sur une **hauteur d'eau qui comprend l'affouillement général (abaissement du lit par mise en mouvement des matériaux charriables) mais pas la profondeur correspondant à l'affouillement local au droit de l'appui**, conformément au schéma ci-dessous directement extrait de l'Eurocode.

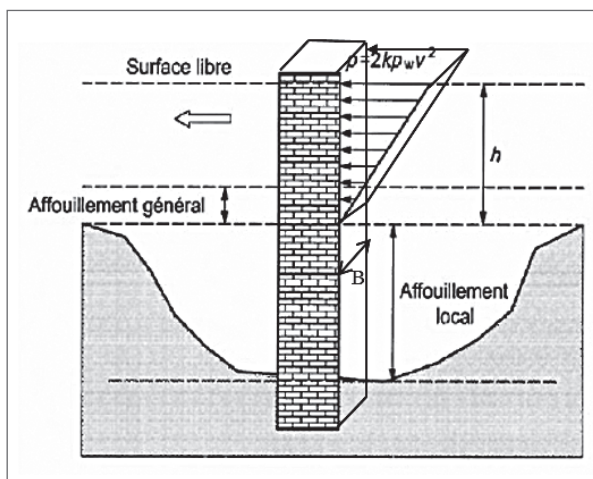


Figure 25 : Effets hydrodynamiques du courant (Source : NF P 94-262 [5] – Fig. 5.1.5)

Ce modèle permet d'évaluer l'effort de poussée hydrodynamique F total selon la formule :

$$F = k \cdot \rho_w \cdot h \cdot B \cdot v^2$$

Avec :

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau, généralement prise égale à 1000 kg/m<sup>3</sup>, sauf en cas de forte densité de matières charriées ;

h : la hauteur d'eau sur laquelle s'exerce la poussée ;

- B : la largeur de l'obstacle à l'écoulement ;
- v : la vitesse moyenne d'écoulement à la surface ;
- k : un coefficient tenant compte de la géométrie de l'obstacle, égal à :
  - 0,72 si la section plane de l'obstacle est carrée ou rectangulaire,
  - 0,35 si la section plane de l'obstacle est circulaire.

Le cas échéant, l'accumulation potentielle des débris (embâcles) est représentée par une force  $F_{deb}$  à partir de l'expression suivante extraite de l'EC1-1-6 §4.9 [3] :

$$F_{deb} = k_{deb} \cdot A_{deb} \cdot v_{wa}^2$$

Où :

- $k_{deb}$  représente la masse volumique des débris, exprimé en  $kg/m^3$  (valeur recommandée :  $666 kg/m^3$ ) ;
- $v_{wa}$  est la vitesse moyenne du débit d'eau en  $m/s$  ;
- $A_{deb}$  est l'aire d'obstruction créée par les débris piégés, en  $m^2$ .

Les niveaux d'eau permettant d'évaluer la hauteur de poussée dépendent de l'état limite considéré et peuvent être définis conformément à la figure ci-dessous extraite de la norme NF P 94-262 de juillet 2012 :

- Quasi-permanent (EB) : susceptible d'être dépassé pendant 50 % du temps de référence ;
- Fréquent (EF) : susceptible d'être dépassé pendant 1% du temps de référence ;
- Caractéristique (EH) : période de retour 50 ans (probabilité de dépassement = 2 % par an) ;
- Accidentel (EE) : niveau le plus élevé ou le plus bas qui ne peut pas être physiquement dépassé (selon étude hydraulique locale à mener) ;
- Phase exécution : niveau à définir selon contexte du projet individuel.

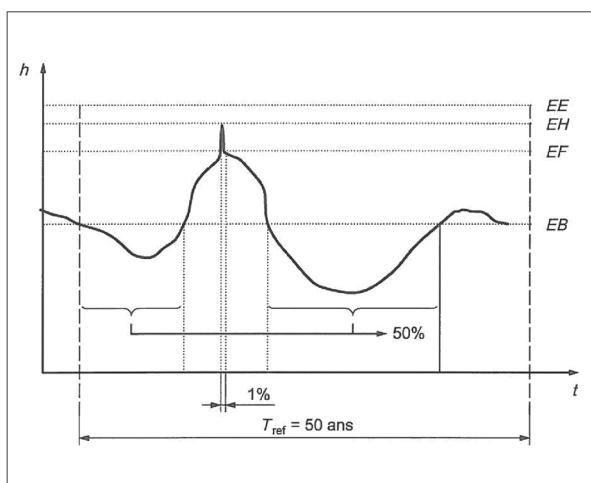


Figure 26 : Représentation des niveaux d'eau EB, EF, EH et EE (Source : NF P 94-262 [5] – Fig. 5.2.3)

A partir de la définition de ces différents niveaux, les actions dues à l'eau pour les combinaisons ELS Quasi-Permanentes, ELS Fréquentes, ELS Caractéristiques et ELU Accidentelles sont traitées comme des actions permanentes ; leur caractère variable étant pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations de projet définies précédemment (niveaux d'eau).

En ce qui concerne les combinaisons ELU Fondamentales, les effets hydrostatiques (poussée d'Archimède, incrément de poussée latérale des terres dû à la présence de l'eau dans le sol...) sont traités comme des actions permanentes, avec  $\gamma_{G,sup} = 1,2$  et  $\gamma_{G,inf} = 1$ . En revanche, la classification des effets hydrodynamiques comme action permanente ou variable (avec  $\gamma_Q = 1,5$ ) est à définir pour le projet individuel, en tenant compte des conditions environnementales spécifiques.

Dans tous les cas :

- les coefficients partiels de sécurité sont à appliquer aux effets des actions et non aux niveaux d'eau ;
- les actions hydrodynamiques se cumulent uniquement avec les autres actions quasi-permanentes (y compris affouillement), sauf en cas de phénomène « climatiquement » lié (vent cyclonique par exemple dans les régions ultra-marines).



## 2 - Méthodes d'évaluation des profondeurs d'affouillement

Tout ouvrage implanté sur un cours d'eau en perturbe l'écoulement naturel. En effet, par l'emprise des piles et des culées dans le lit, l'ouvrage réduit la surface disponible pour l'écoulement ce qui induit une gêne à l'écoulement en amont et une accélération des vitesses au droit de l'ouvrage. Il se crée alors à son aval un mouvement tourbillonnaire périodique de l'écoulement local qui 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. L'accélération des vitesses au droit de 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 et déséquilibrent ponctuellement le transport solide.

Plusieurs approches permettent d'évaluer ce phénomène d'érosion : certaines sont basées sur des représentations théoriques [15] [16] [17] [19] [24] [25] [26] ou statistiques [27] [28] [29] (modèles analytiques), d'autres reposent sur des modélisations numériques sophistiquées à l'aide de logiciels de calcul spécifiques, d'autres encore sur l'expérimentation sur maquettes ou modèles à échelle réduite représentant mieux les conditions d'écoulement et d'érosions locales (modèles physiques).

S'agissant d'un phénomène complexe, et de plus en plus prégnant en raison des effets du changement climatique, ce sujet alimente actuellement de nombreux travaux de recherche scientifique [30] [31].

Les objectifs de ces calculs ou modèles consistent à affiner l'évaluation des profondeurs d'affouillement en fonction du contexte local (part respective des composantes liées à l'affouillement général, local ou à la réduction de la surface d'écoulement), éventuellement à partir d'une représentation plus précise des conditions d'écoulement au droit de l'ouvrage (valeur et orientation des vitesses d'écoulement autour des appuis, etc.) et en vue de préconiser les mesures de surveillance ou de protection des appuis les mieux adaptées.

Dans ces différents modèles, le risque d'accumulation de débris flottants (embâcles) contre les appuis du pont est à considérer avec une attention particulière. En effet, en réduisant significativement la section d'écoulement à un endroit donné, cette accumulation se traduit par une accentuation significative de la vitesse d'écoulement locale et du développement de phénomènes de tourbillons autour des piles, avec le risque de voir des affouillements sérieux se former rapidement et ruiner les fondations de ces appuis pendant la crue [29]. D'autre part et de manière assez évidente, le potentiel d'affouillement est étroitement lié aux caractéristiques géologiques locales, en particulier granulométrie et vitesse d'entraînement des couches de surface [28].

### 2.1 - Modèles analytiques (formules empiriques)

Plusieurs équations empiriques d'évaluation du phénomène d'affouillement et de ses différentes composantes (affouillement général, affouillement local dû à la présence d'un obstacle ou à une réduction de section) sont disponibles dans la littérature scientifique. Ces méthodes de calcul, relativement simples à mettre en œuvre, sont toutefois affectées d'une certaine incertitude et les profondeurs d'affouillement résultant de leur application sont uniquement à considérer comme un **premier ordre de grandeur**.

**Il convient par conséquent de les utiliser avec prudence en tentant de les recalibrer si possible sur des mesures de terrain, et de recourir à une expertise beaucoup plus approfondie et à des moyens de simulations éventuellement lourds (jusqu'au modèle physique) pour les phases d'études de projet de renforcement ou de protection des appuis, notamment lorsque le cours d'eau présente de fortes caractéristiques de mobilité des fonds et du tracé.**

Les paragraphes ci-dessous décrivent les formulations empiriques les plus simples couramment utilisées pour l'évaluation des profondeurs d'affouillement. Ces formules sont pour certaines issues de travaux français ou européens [16] [20], pour d'autres extraites des manuels « HEC 18 - Evaluating scour at bridge » publiés par la Federal Highway Administration (USA) datant de 2001 et 2012 [17] [18] [19]. Elles ne s'appliquent que pour des sédiments non cohésifs.

#### **Nota :**

L'attention du lecteur est attirée sur le parti pris par les auteurs du guide de conserver les notations originales issues des documents de références dans la présentation des différentes formulations ci-dessous.

Certaines grandeurs ou paramètres identiques peuvent ainsi avoir des notations différentes d'une formule à l'autre. Un tableau de conversion est fourni en Annexe 3.

### 2.1.1 - Formulation de Ramette : Évaluation de l'affouillement général

La formule dite « de Ramette » [8] [16] permet d'évaluer la profondeur maximale des fonds perturbés (ou susceptibles d'être affouillés), en section rectiligne, sans causes de perturbations supplémentaires (appuis de pont, quais, jetées, etc.). Cette formulation de l'affouillement général, dont les résultats sont à considérer comme un premier ordre de grandeur sécuritaire, s'exprime à partir de l'équation suivante :

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

Avec :

- $f_p$  : la profondeur (hauteur) des fonds perturbés par rapport à la ligne d'eau correspondant au débit  $Q$  (m) ;
- $q = Q/L$  : le débit liquide par unité de largeur  $L$  du lit mineur du cours d'eau ( $m^2/s$ ) ;
- $d$  : le diamètre moyen des sédiments (m).

Dans cette même formulation, le phénomène d'affouillement général n'est toutefois réputé pouvoir apparaître qu'à partir d'une certaine vitesse d'écoulement, appelée vitesse de début d'entraînement ou vitesse critique. Cette vitesse, qui correspond au début de mise en mouvement par charriage des matériaux granulaires sans cohésion est notée  $V_0$  et peut être évaluée par la relation simple suivante :

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

Avec :

- $y$  = tirant d'eau = hauteur d'eau moyenne en amont du pont (m) ;
- $d$  = diamètre moyen des grains (m).

#### **Nota :**

(1) Selon les sources, on rencontre également d'autres formulations (quasi-équivalentes) de cette vitesse critique [15] :

$$V_c = 6,19 \cdot y^{1/6} \cdot D_{50}^{1/3}$$

où  $D_{50}$  est le diamètre de grain médian des matériaux constitutifs du lit (*i.e.* pour lequel 50 % du passant cumulé est atteint sur la courbe granulométrique).

(2) Il n'existe pas à ce jour de formule équivalente permettant d'évaluer simplement la limite de départ des matériaux très fins ou cohérents, dans lesquels plusieurs phénomènes physico-chimiques interviennent.

### 2.1.2 - Formulation de Laursen : Quantification de l'effet de contraction du lit au droit de l'ouvrage

Selon cette formulation [15] [17] [18], le calcul de l'affouillement dû à la contraction du lit mineur au droit de l'ouvrage diffère selon que l'érosion se produit avec ou sans charriage, sur la base de la vitesse critique  $V_c$  définie ci-dessus :

#### • Cas d'une érosion « sans charriage » (vitesse moyenne d'écoulement $V$ telle que $V < V_c$ ) :

Dans ce cas, la profondeur (hauteur) moyenne de l'affouillement  $y_s$  (m) est donnée par l'équation :

$$y_2 = \left[ \frac{K_u \cdot Q^2}{D_m^{2/3} \cdot W^2} \right]^{3/7} \quad \text{et} \quad y_s = y_2 - y_0$$

Avec :

- $y_2$  = profondeur (cote) d'équilibre du fond de lit dans la section réduite après affouillement ;
- $y_0$  = profondeur (cote) existante dans la section contractée au droit du pont avant l'affouillement (m) ;
- $Q$  = débit passant sous le pont ou directement en amont ( $m^3/s$ ) ;
- $D_m$  = diamètre du plus petit grain non-transportable ( $1,25 \times D_{50}$ ) de la section contractée (m) ;
- $W$  = largeur du fond du lit dans la section réduite (m) ;
- $K_u = 0,025$ .

• **Cas d'une érosion « avec charriage » (vitesse moyenne d'écoulement  $V$  telle que  $V \geq V_c$ ) :**

Dans ce cas, la profondeur (hauteur) moyenne de l'affouillement  $y_s$  (m) est donnée par l'équation :

$$y_2 = y_1 \times \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \times \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \quad \text{et} \quad y_s = y_2 - y_0$$

Avec :

- $y_2$  = profondeur (cote) d'équilibre d'affouillement dans la section réduite après affouillement ;
- $y_0$  = profondeur (cote) existante dans la section contractée au droit du pont avant l'affouillement (m) ;
- $y_1$  = profondeur (cote) moyenne du fond de lit dans le chenal en amont du pont au début de la contraction (m) ;
- $Q_1$  = débit dans le chenal à la section en amont ( $m^3/s$ ) ;
- $Q_2$  = débit dans le chenal à la section contractée ( $m^3/s$ ) ;
- $W_1$  = largeur du fond du lit en amont du pont ;
- $W_2$  = largeur du fond du lit dans la section contractée moins les largeurs des piles ;
- $k_1$  = coefficient dépendant du mode de transport du matériau dans le lit déterminé à partir du tableau ci-dessous :

$V^*/\omega$	$k_1$	Mode de transport des matériaux du lit
< 0,50	0,59	Charriage des sédiments en contact avec le fond du lit
0,50 - 2,0	0,64	Sédiments transportés par saltation
> 2,0	0,69	Sédiments transportés en suspension

Tableau 1 : Valeurs du facteur  $k_1$  de condition de transport pour l'affouillement par contraction [18]

- Avec :
- $V^* = (\tau_0/\rho)^{1/2} = (g \cdot y_1 \cdot S_1)^{1/2}$  : vitesse limite associée à une instabilité par glissement (rupture par cisaillement) du fond de lit dans la section amont (m/s) ;
  - $\omega$  : vitesse de chute du matériau (supposé en suspension) constitutif du fond de lit, basée sur le  $D_{50}$  (m/s) ;
  - $g$  : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
  - $S_1$  : pente du chenal principal dans la section amont (m/m) ;
  - $\tau_0$  : contrainte limite de rupture par cisaillement du matériau constitutif du fond de lit (Pa) ;
  - $\rho$  : masse volumique de l'eau ( $1000 \text{ kg/m}^3$ ).

### 2.1.3 - Formule de l'Université de l'Etat du Colorado (CSU) : Évaluation de l'affouillement local

Cette formulation [15] [18] [19], qui permet d'évaluer la profondeur d'affouillement local engendré par les turbulences créées ponctuellement au droit des obstacles à l'écoulement varie en fonction de la nature des appuis (piles ou culées) :

#### Affouillement local autour des piles :

La profondeur (hauteur) de l'affouillement local  $y_s$  (m) autour des piles est donnée par l'équation suivante :

$$y_s = 2 \times K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times a^{0,65} \times y_1^{0,35} \times Fr_1^{0,43}$$

Avec :

- $y_1$  = hauteur d'eau en amont de la pile (m) ;
- $K_1$  = facteur de correction de la forme de la pile ;
- $K_2$  = facteur de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement ;
- $K_3$  = facteur de correction du fond du lit ;
- $K_4$  = facteur de correction d'armurage (ou pavage) du lit en fonction de la taille des grains  $D_{50}$  et  $D_{95}$  ;
- $a$  = largeur de l'appui au niveau du fond de lit (fût de pile ou fondations si apparentes) ;
- $Fr_1$  = nombre de Froude directement en amont de la pile.

Dans cette équation, la détermination des facteurs de correction  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  et  $K_4$  s'effectue à partir des paramètres définis par les figures et tableaux ci-après :

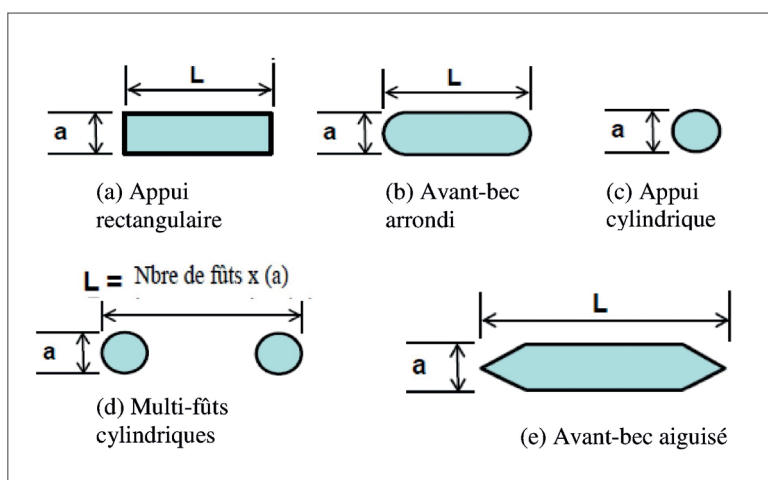


Figure 27 : Formes des piles les plus courantes vis-à-vis du risque affouillement (Source : Cerema)

Forme de pile	$K_1$
(a) Appui rectangulaire	1,1
(b) Avant-bec arrondi	1,0
(c) Appui cylindrique	1,0
(d) Multi-fûts cylindriques	1,0
(e) Avant-bec aiguisé	0,9

Tableau 2 : Valeurs du facteur  $K_1$  pour différentes formes de piles [18]

Le facteur de correction  $K_2$ , pour l'angle d'attaque de l'écoulement  $\theta$ , est calculé à partir de la formule suivante :

$$K_2 = \left( \cos \theta + \frac{L}{a} \cdot \sin \theta \right)^{0,65}$$

Si  $L/a$  est supérieur à 12, les valeurs de la dernière colonne du Tableau 3 ci-dessous sont utilisées. Ce tableau illustre l'ampleur de l'effet de l'angle d'attaque de l'écoulement sur l'affouillement local de la pile. Un angle d'attaque de  $30^\circ$  multiplie ainsi au minimum par deux la profondeur d'affouillement, toutes choses étant égales par ailleurs.

Angle d'attaque ( $^\circ$ )	Rapport largeur / épaisseur de la pile		
	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

Tableau 3 : Valeurs du facteur  $K_2$  en fonction de l'angle d'attaque de l'écoulement et du rapport largeur / épaisseur de la pile [18]

Le facteur de correction  $K_3$  de forme de fond du lit est déterminé à partir du Tableau 4 ci-dessous :

Conditions d'évolution du fond de lit	Hauteur des dunes (m)	$K_3$
Aucune évolution : affouillement en eau claire	Sans objet	1,1
Lit plat et régime d'anti-dunes	Sans objet	1,1
Petites dunes	$0,6 \leq H < 3$	1,1
Dunes moyennes	$3 \leq H < 9$	1,1 à 1,2
Grosses dunes	$H \geq 9$	1,3

Tableau 4 : Valeurs du facteur  $K_3$  en fonction des conditions d'évolution du fond de lit [18]

Pour le facteur de correction  $K_4$  correspondant à la taille des sédiments, on a :

- si  $D_{50} < 2\text{mm}$  ou  $D_{95} < 20\text{mm}$ , alors  $K_4 = 1$  ;
- si  $D_{50} > 2\text{mm}$  ou  $D_{95} > 20\text{mm}$ , alors  $K_4 = 0,4 (V_R)^{0,15} \geq 0,4$ .

Avec :

$$V_R = \frac{V_1 - V_{iCD_{50}}}{V_{iCD_{50}} - V_{iCD_{95}}} > 0$$

Où :

$V_1$  représente la vitesse d'écoulement en amont de l'obstacle ;

$V_{iCD_x}$  = vitesse d'écoulement (m/s) nécessaire au début de mise en mouvement d'une particule isolée de taille  $D_x$  (m), soit :

$$V_{iCD_x} = 0,645 \cdot \left(\frac{D_x}{a}\right)^{0,053} \cdot V_{cD_x}$$

Avec :

$D_x$  = taille de grain pour laquelle x pour cent du passant cumulé est atteint sur la courbe granulométrique du matériau (m) ;

$$V_{cD_x} = 6,19 \cdot Y_1^{1/6} \cdot D_x^{1/3} ;$$

$Y_1$  = hauteur de l'écoulement en amont de l'obstacle.

### **Affouillement local autour des culées :**

La profondeur (hauteur) de l'affouillement local  $y_s$  (m) autour des culées est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{Y_s}{Y_a} = 2,27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{L'}{Y_a}\right)^{0,43} \cdot Fr^{0,61} + 1$$

Avec :

$K_1$  = coefficient de forme de la culée :

- $K_1 = 1,00$  pour une culée à mur de front avec murs en retour perpendiculaires ;
- $K_1 = 0,82$  pour une culée à mur de front avec murs en aile ;
- $K_1 = 0,55$  pour une culée remblayée ;

$K_2$  = coefficient d'angle du remblai par rapport à l'écoulement :

- $K_2 = (\theta/90)^{0,13}$  avec :  $\theta < 90^\circ$  si le remblai pointe vers l'aval ;  
 $\theta > 90^\circ$  si le remblai pointe vers l'amont ;

$L'$  = largeur de l'écoulement actif influencé par la présence du remblai (m) ;

$A_e$  = surface de l'écoulement à l'approche de la section obstruée par le remblai (m<sup>2</sup>) ;

$Fr$  = nombre de Froude en amont du remblai =  $V_e / (g y_a)^{1/2}$  ;

$V_e$  = vitesse d'écoulement =  $Q_e / A_e$  (m/s) ;

$Y_a$  = hauteur d'eau moyenne de la plaine d'inondation =  $A_e / L$  (m) ;

$L$  = longueur du remblai projetée orthogonalement à l'écoulement (m).

### **2.1.4 - Formule de H.N.C. Breusers et Al. : Évaluation directe de l'affouillement total**

L'estimation directe de la profondeur totale d'affouillement  $P_p$ , intégrant ses différentes composantes, peut également être menée en utilisant la formule de H.N.C. Breusers et al. modifiée [8] [20], avec le rajout du facteur d'entraxe  $f_4(x)$  proposé par Elliot et Baker [21] et du coefficient de sédiment  $\beta$  proposé par Abèle [22].

Elle s'exprime alors de la manière suivante :

$$\frac{P_p}{D} = [f_1(U)] \cdot [\beta \cdot th(Y/D)] \cdot f_2 \cdot [f_3(\alpha)] \cdot [f_4(x)]$$

Avec :

$D$  : épaisseur de la pile (ou diamètre pour une pile circulaire) (m) ;

$l$  : largeur 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) telle que déjà définie dans les paragraphes précédents ;
- th : tangente hyperbolique ;
- $\alpha$  : 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) ;
- $f_1(U)$  : facteur d'intensité de courant ;
- $\beta$  : facteur de sédiment ;
- $f_2$  : facteur de forme de la pile ;
- $f_3(\alpha)$  : facteur de l'angle d'attaque du courant ;
- $f_4(x)$  : facteur d'entraxe.

Ces différents paramètres de calcul sont évalués à partir des figures et tableaux ci-dessous :

Vitesse moyenne amont U	$f_1(U)$
$U \leq 0,5 U_c$	0
$0,5 U_c < U < U_c$	$2 \cdot (U/U_c) - 1$
$U \geq U_c$	1

Tableau 5 : Facteur d'intensité de courant  $f_1(U)$  en fonction des valeurs de U

Configuration et nature du fond de lit		$\beta$
Sans pavage du lit	Matériaux fins ( $d_{50} \leq 0,8$ mm)	2
	Matériaux grossiers ( $d_{50} > 0,8$ mm)	2,4
En cas de pavage du lit		3

Tableau 6 : Facteur de sédiment  $\beta$  en fonction de  $d_{50}$

Forme de la pile	$f_2$
Pile profilée	0,75
Pile circulaire	1
Pile rectangulaire	1,3

Tableau 7 : Facteur de forme  $f_2$

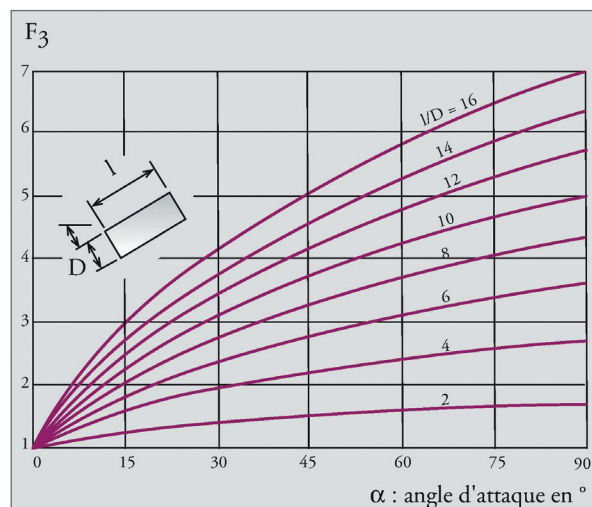


Figure 28 : Abaque pour le facteur d'angle d'attaque  $f_3(\alpha)$

(Dans le cas d'un groupe de piles ajouré, prendre la somme de leurs largeurs et de longueurs respectives pour définir l'épaisseur D et la largeur l)  
(Source : Cerema)

$x/D$	$f_4(x)$
$< 2$	2,79
2 - 4	$1 + [1,79/((x/D) - 1) \cdot 0,695]$
4 - 7	$4,34 - [0,62 \cdot (x/D)]$
$\geq 7$	1

Tableau 8 : Facteur d'entraxe  $f_4(x)$

Le passage en charge de l'écoulement sur l'ouvrage peut être la cause d'une augmentation de la profondeur des affouillements sous l'ouvrage. A défaut d'étude plus précise, des précautions s'inspirant des résultats des travaux de E.R. Umbrell et al. [23] peuvent être mises en œuvre dans tous les cas de figure. En cas de risque d'une telle mise en charge, il conviendra alors de considérer qu'il faut augmenter l'évaluation de la profondeur maximale d'affouillement  $P_p$  d'une quantité  $P_{CH}$  calculée par l'équation :

$$P_{CH} = Y \cdot \{1,1 [(1 - (W/Y)) \cdot (U/U_c)]^{0,6}\} - H_b$$

Dans laquelle les différents paramètres sont définis en se référant à la figure ci-dessous :

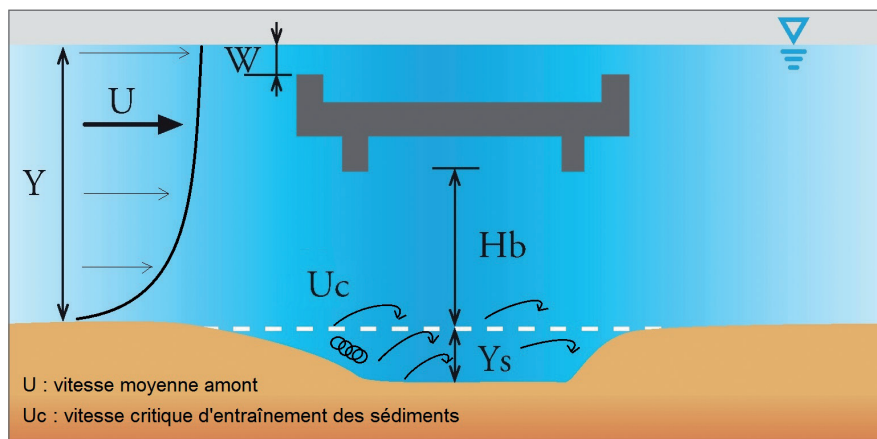


Figure 29 : Paramètres pour un écoulement en charge [8] [23]  
(Source : Cerema)

## 2.2 - Modélisations numériques

Les développements dans le domaine de la modélisation numérique et des calculs informatiques ont permis l'élaboration de logiciels de calcul sophistiqués pour les simulations des régimes hydrauliques des cours d'eau et plus globalement la résolution des phénomènes hydrauliques à surface libre, maritimes ou fluviaux.

Parmi les logiciels de modélisation hydraulique les plus couramment utilisés, on peut par exemple citer :

- HEC-RAS® (1D - 2D) qui a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres ouvrages publics relevant de leur compétence, et qui a été largement diffusé de par le monde depuis sa publication en 1995. Développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) en Californie, ce système permet notamment aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables ;
- TELEMAR-MASCARET® (2D - 3D) développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) de la Direction des Recherches et Développement d'EDF et dont les champs d'application sont multiples, tant dans le domaine maritime (dimensionnement d'ouvrages portuaires, étude de l'effet de la construction de digues submersibles ou de dragages, impact du rejet d'un émissaire côtier...), que fluvial (étude de l'impact de la construction d'ouvrages tels que ponts, seuils, épis, simulation de ruptures de barrages, études d'inondation, etc.).

Ces logiciels reposent en règle générale sur la résolution des équations de conservation de l'énergie ou des équations de quantité de mouvement ou encore sur l'ensemble des équations de Saint-Venant pour les écoulements non permanents. Les pertes d'énergie sont évaluées par les frottements et les effets de contraction / expansion. De nombreux phénomènes physiques complexes peuvent ainsi être pris en compte : frottement sur le fond en fonction de la rugosité du fond de lit, turbulences, caractère fluvial ou torrentiel des écoulements, forces de traînée autour des obstacles verticaux, etc.

Couplé avec des modules spécifiques représentant le transport sédimentaire et prenant en compte l'évolution du lit dans le cadre d'une approche itérative automatisée (module complémentaire SISYPHE® dans le cadre du logiciel TELEMAT®), ces outils peuvent être utilisés directement pour l'évaluation des profondeurs d'affouillement. On notera toutefois que ce type de couplage automatique est encore à ce jour en phase exploratoire dans le cadre d'activités de recherche et développement. Par ailleurs, chacun de ces outils ou modules présentent des limites d'emploi en termes de régimes ou conditions d'écoulement. **Par conséquent, il est systématiquement recommandé d'avoir recours à un ou des experts qualifiés (hydraulique et hydrogéologie) pour l'interprétation et l'exploitation des résultats issus de ces outils.**

### 2.2.1 - Modèles 1D

Les représentations unidirectionnelles permettent d'obtenir, pour un débit donné, une cote de ligne d'eau par profil en travers. Ces profils doivent être perpendiculaires à l'axe principal d'écoulement et répartis sur la zone d'étude de façon à décrire au mieux la vallée (tronçon homogène entre chaque profil).

Pour chaque profil d'étude, il est nécessaire de disposer de levés bathymétriques et d'une analyse granulométrique d'échantillons prélevés dans le lit de la rivière, ainsi évidemment que de données hydrologiques telles que les débits et hauteurs d'eau correspondant à différents niveaux de crues à considérer.

Il convient en outre en général de procéder à un calage du modèle correspondant à un ajustement des coefficients de rugosité pour que la simulation du comportement de la rivière soit la plus fidèle à la réalité. Cela consiste en règle générale à faire coïncider les conditions hydrauliques calculées avec les conditions mesurées (débit, cotes aux échelles et laisses de crues) lors d'un événement de forte intensité et suffisamment renseigné (crue historique par exemple) afin de pouvoir garantir les résultats de la simulation pour de forts débits.

Les modules spécifiques permettant d'estimer la profondeur des différentes composantes d'affouillements dans ce type de modèle reposent généralement sur la programmation et la résolution automatique des équations empiriques présentées au §2.1 du présent chapitre. Ils permettent de représenter directement les fosses d'affouillement au droit des appuis d'un ouvrage sur le profil correspondant (Figure 30).

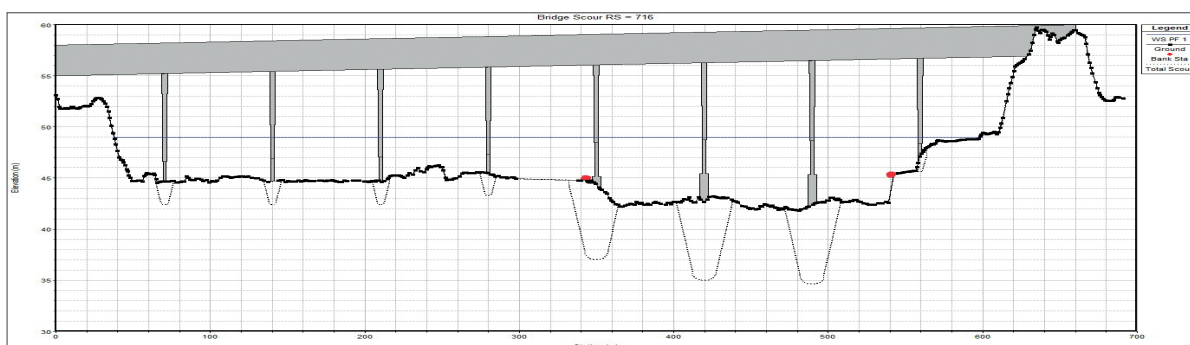


Figure 30 : Exemple de profondeurs d'affouillement au droit des piles d'un pont calculées à l'aide du logiciel de modélisation 1D HEC RAS® et du module spécifique « Bridge Scour » pour l'évaluation des affouillements [15] (Source : Cerema)

### 2.2.2 - Modèles 2D

Par rapport aux modèles unidimensionnels présentés ci-dessus, les modèles 2D permettent une prise en compte directe des variations hydrauliques dues aux changements de forme de la section transversale, à la présence de coudes ou autres singularités pouvant influencer les caractéristiques d'un écoulement 2D, telles que la présence de seuils ou ressauts hydrauliques, digues, buses, épis en amont ou en aval de la zone étudiée, les zones de confluence ou encore la proximité de la mer et la prise en compte des courants de houle pour les études dans les zones estuariennes.

Les résultats principaux de ces modèles sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne (valeur et orientation) sur la verticale (Figure 31).



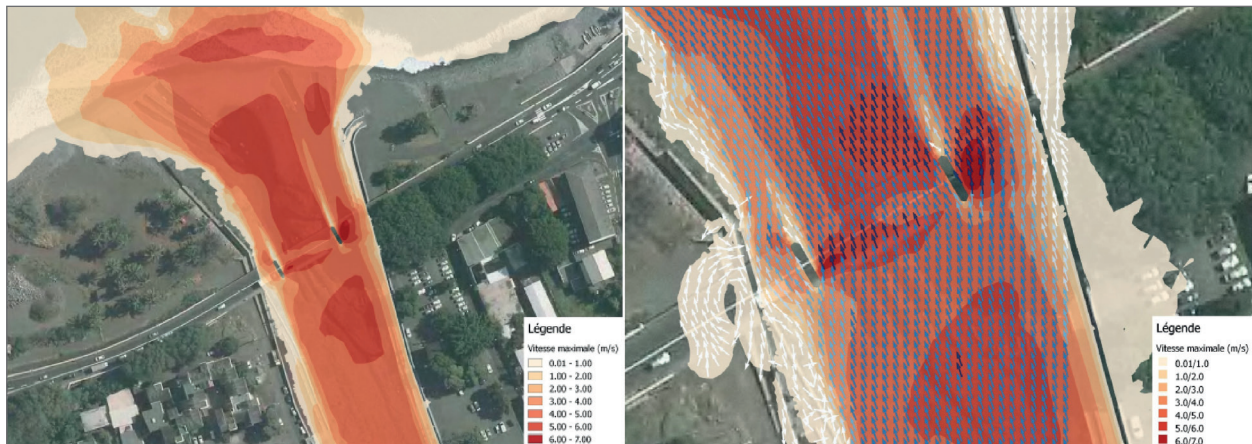


Figure 31 : Modélisation hydraulique réalisée à l'aide du logiciel TELEMAC 2D@ dans le cadre de la conception du nouveau pont sur la rivière St-Denis à la Réunion permettant de tester différentes implantations d'appui en tenant compte de l'influence de l'ouvrage amont et des endiguements existants ainsi que de la proximité de la mer et de l'impact des houles cycloniques (Source : Cerema Méditerranée)

### 2.2.3 - Modèles 3D

Basés sur les modèles à trois dimensions de Reynolds ou Navier-Stokes, les outils de modélisation 3D permettent de mieux prendre en compte certaines configurations particulières se traduisant notamment par la formation de courants au sein du volume d'eau étudié et nécessitant une représentation des vitesses dans l'espace.

## 2.3 - Modélisations physiques

Les modèles physiques sur maquettes réduites (Figure 32) permettent de représenter de manière plus réaliste (tant d'un point de vue qualitatif que quantitatif) toute la complexité des phénomènes hydrogéologiques à l'origine de l'affouillement des appuis d'ouvrages, et le cas échéant, de tester ou valider l'efficacité de différentes mesures de protections.

En reproduisant les processus dissipatifs liés à l'hydrodynamique des ouvrages (seuil, appuis de ponts, buses et ouvrages de décharge latéraux...) ainsi que les processus hydrosédimentaires mis en jeu (mobilité des fonds de lit, création de fosses et de formes de fond), ces modèles physiques permettent ainsi, en particulier en réponse à des problématiques très locales, de recaler les modèles numériques plus classiquement utilisés.

Ces modèles sont réalisés à l'aide de moyens et par des services ou bureaux d'études très spécialisés, et requièrent notamment une expertise pointue du traitement des effets d'échelle (lois de similitude) afin d'en garantir la pertinence.

Ainsi, pour un modèle à l'échelle 1/50 par exemple, l'utilisation de la similitude de Froude, applicable pour modéliser l'hydrodynamique et les phénomènes relevant des contraintes, conduit à retenir les échelles suivantes :

- longueur, largeur, hauteur [m] :  $(1/50)$  ;
- débit [ $m^3/s$ ] :  $(1/50)^{5/2} \approx 1/17678$  ;
- vitesse [m/s] :  $(1/50)^{1/2} \approx 1/7,07$  ;
- temps [s] :  $(1/50)^{1/2} \approx 1/7,07$  ;
- coefficient de Strickler [ $m^{1/3}/s$ ] :  $(1/50)^{-1/6} \approx 1/0,52$ .

À ces échelles, le nombre de Reynolds reste notamment important sur le modèle, ce qui garantit que, comme en nature, le modèle fonctionne en régime de turbulence pleinement développée. Par ailleurs, pour la modélisation des sédiments, la fraction de sédiments très fins doit rester faible (fraction sous 200  $\mu m$  inférieure à 10 %) pour ne pas introduire de cohésion sur le modèle (si elle n'existe pas sur le terrain) et par là, éviter de perturber la formation des dunes.

L'échelle géométrique non distordue, la mise à l'échelle des sédiments et la conservation de leur densité garantissent la similitude sur la contrainte adimensionnelle (paramètre de Shields), de sorte que les différents modes de transport soient bien reproduits par le modèle.



Figure 32 : Modèle physique élaboré pour quantifier les phénomènes d'affouillement dans le cadre des études de projet du viaduc de franchissement de la Durance amont de la Liaison Est-Ouest d'Avignon (Sources : Cerema Méditerranée et CNR Ingénierie)

- Dimensions de la maquette : 25 m x 14 m pour un secteur réel de 800 m de long par 400 m de large ;
- Durée des essais : 2 heures au débit choisi représentant en réalité 14 heures de crues.

L'exploitation de ce type de modèles requiert la mise en place de matériels d'instrumentation spécifiques : débitmètres, capteurs de niveau à ultrasons, micro-moulinets et vélocimètres pour la mesure des vitesses locales, tachéomètres pour le levé des fonds et des affouillements à fond sec après l'essai, repères et échelles fixes au niveau des singularités et appuis d'ouvrages pour la lecture directe des affouillements...

L'ensemble de ces capteurs et moyens de mesures mis en place sur le modèle doit faire l'objet d'un étalonnage avant le démarrage des essais. Des validations métrologiques en cours d'essais sont également à réaliser afin de s'assurer qu'ils ne souffrent d'aucune dérive.

Un calage et un ajustement initial de la maquette sont généralement nécessaires. Ce calage consiste à retrouver le champ des vitesses et les niveaux calculés par un modèle mathématique parallèle, pour différentes conditions d'écoulement, en ajustant certains degrés de liberté, par exemple :

- le profil de vitesse de l'alimentation, grâce à la mise en place de grilles et de déflecteurs entre le bassin d'alimentation et la partie amont du modèle ;
- la rugosité du lit, grâce à la mise en place de macro-rugosités (tapis et bandes de fibres de différentes épaisseurs, sur certaines zones).

Cette phase permet notamment une observation attentive des écoulements afin de détecter d'éventuels effets parasites (tels que des fuites ou des zones de recirculation non souhaitées) et d'ajuster alors la représentation des éléments constitutifs du modèle le cas échéant.

Enfin, un test de reproductibilité est généralement mené pendant cette phase de calage, sur la configuration initiale et/ou sur la configuration projetée, pour s'assurer que deux observations dans des conditions identiques conduisent à des résultats équivalents.

# Chapitre 4

## Gestion du risque

### 1 - Mesures de surveillance / gestion de l'exploitation

Conformément aux recommandations du Guide « Cours d'eau et ponts » du Sétra [8], des inspections des fondations des ouvrages franchissant des cours d'eau doivent être préconisées de manière systématique : 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 ainsi à conduire. Un maximum de 5 ans entre deux visites est conseillé.

Pour pouvoir les mener, les piles et culées doivent déjà avoir été déblayées de tous les corps flottants qu'elles auraient pu arrêter. Mais l'inspection doit également prendre en considération le fait 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. **Il faut ainsi garder à l'esprit qu'après la crue, les fonds peuvent reprendre leur physionomie antérieure, ce qui peut complètement masquer l'existence de ces phénomènes d'affouillement.**

Les actions à mener dans le cadre de la surveillance d'un ouvrage d'art en site aquatique, telles que définies par le fascicule 10 de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art [14] sont rappelées sommairement ci-dessous :

- 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 faciliter autant que possible l'accès à ses 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 et/ou un relevé bathymétrique au droit de l'ouvrage et plus particulièrement autour de ses appuis. 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 de l'ouvrage, soit encore dans le souci de compléter les investigations par des moyens techniques spéciaux (dégarnissage, forages, mise à sec, etc.).

On notera également que certains pays comme le Japon, qui sont exposés à des événements climatiques extrêmes (typhons) pouvant engendrer des phénomènes d'affouillement très importants, ont expérimenté depuis quelques années des techniques de surveillance des ouvrages par mesures vibratoires. Ces techniques consistent à mesurer les chutes de fréquences des modes propres de vibration des piles, représentatives de la perte de rigidité du sol de fondation autour des appuis due au mécanisme de mise en suspension / redépense des matériaux du fond de lit lors des phénomènes d'affouillement.



Figure 33 : Mesure vibratoire d'une pile de pont au Japon destinée à quantifier la perte de rigidité des fondations liée au phénomène d'affouillement [31] (Source : Shinohana et al.)

Enfin, dans certains cas d'ouvrages particulièrement exposés au risque affouillement (ouvrages réunionnais en particulier), des seuils d'alerte associés à des préconisations de mesures de confortement à mettre en œuvre au fur et à mesure de l'érosion observée du lit, peuvent être définis au stade de la conception et doivent être scrupuleusement suivis par le gestionnaire de l'ouvrage.

De même, dans certains cas d'ouvrages existants assortis d'une forte présomption de vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa affouillement, une approche similaire basée sur la définition de seuils d'alerte peut éventuellement être mise en œuvre et associée à des conditions de restriction de l'exploitation (coupure de tout ou partie de la circulation, limitation de tonnage, etc.) [29].

## 2 - Dispositifs de protection des appuis

La conception des protections contre les affouillements (berges et appuis d'ouvrages) peut être de diverses natures et plus ou moins bien adaptée au contexte. Le présent paragraphe présente les différentes techniques envisageables et les plus couramment employées : les protections immédiates tels que enrochements, traitement de sol, jet-grouting ; les protections à distance tels que seuil, perrés, épis fixant le lit, etc.

**Seule une description des différentes techniques, de leurs objectifs ou principe de fonctionnement et de leur champ d'application est proposée ici. Les calculs de justification ne sont pas abordés et devront s'appuyer sur une étude hydrogéologique détaillée et le recours à un géotechnicien spécialisé pour le dimensionnement des ouvrages. Dans le cadre d'un projet de renforcement, les mesures de protection préconisées devront ainsi être précisées par des documents comportant les notes de calculs les justifiant ainsi que les métrés et plans correspondants.**

### 2.1 - Protections des piles

#### 2.2.1 - Tapis d'enrochements

Les tapis d'enrochements sont les dispositifs de protection contre les affouillements locaux de piles les plus couramment employés, en raison de leur faible coût et de leur facilité de mise en œuvre. Ils s'avèrent, à l'expérience, très efficaces. En outre moyennant des inspections régulières, ils jouent un rôle d'alerte.

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 (Figure 34).

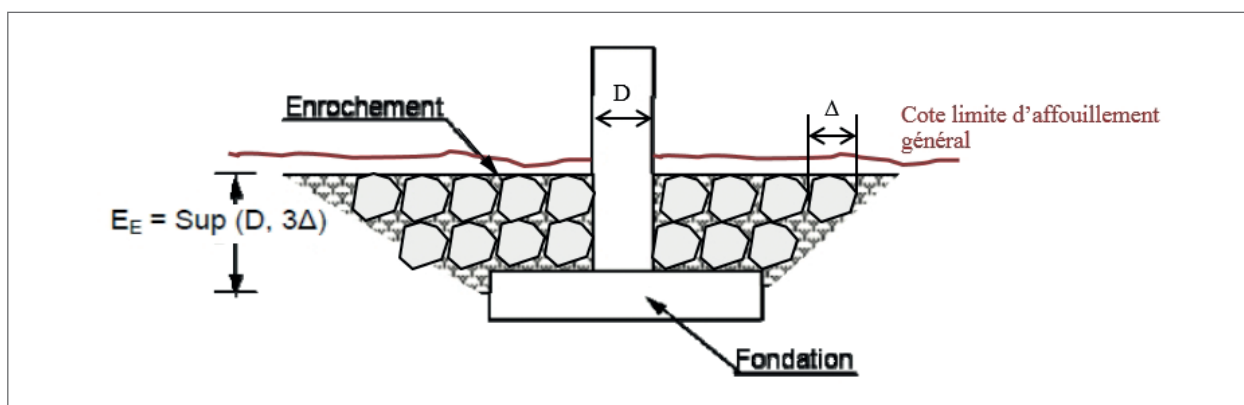


Figure 34 : Disposition d'un tapis d'engrochements autour d'une pile de pont  
(Source : Mongi BEN OUEZDOU et al. (École Nationale des Ingénieurs de Tunis))

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 engrochements ne constituent pas au pied de chaque pile un monticule qui crée une obstruction importante à l'écoulement. Pour cela l'idéal est de positionner le toit des engrochements en-deçà de la cote limite d'affouillement général.

Pour plus de précisions sur le dimensionnement détaillé des tapis d'engrochement, on se reportera à l'annexe 3.2 du guide Sétra « Cours d'eau et ponts » [8].

Une alternative possible à la technique des engrochements liés peut consister à consolider / liaisonner les matériaux en place par injection (jet-grouting).

### 2.1.2 - Rideaux de palplanches, murs et parois moulées

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 ou des canaux de navigation.

Les profils doivent être ancrés au-delà des profondeurs affouillables. En outre dans le cas des palplanches, le niveau de recépage est à caler sous le niveau moyen des fonds. Ce type de protection peut également s'accompagner de la mise en œuvre d'engrochements au droit des piles.

En fonction des conditions géotechniques du site, le batardeau de palplanches peut éventuellement être remplacé par un batardeau constitué de micropieux jointifs scellés par du ciment et formant une barrière étanche autour des matériaux d'assise de la pile. Ces derniers sont ensuite renforcés par injection de coulis de ciment (Figure 35).

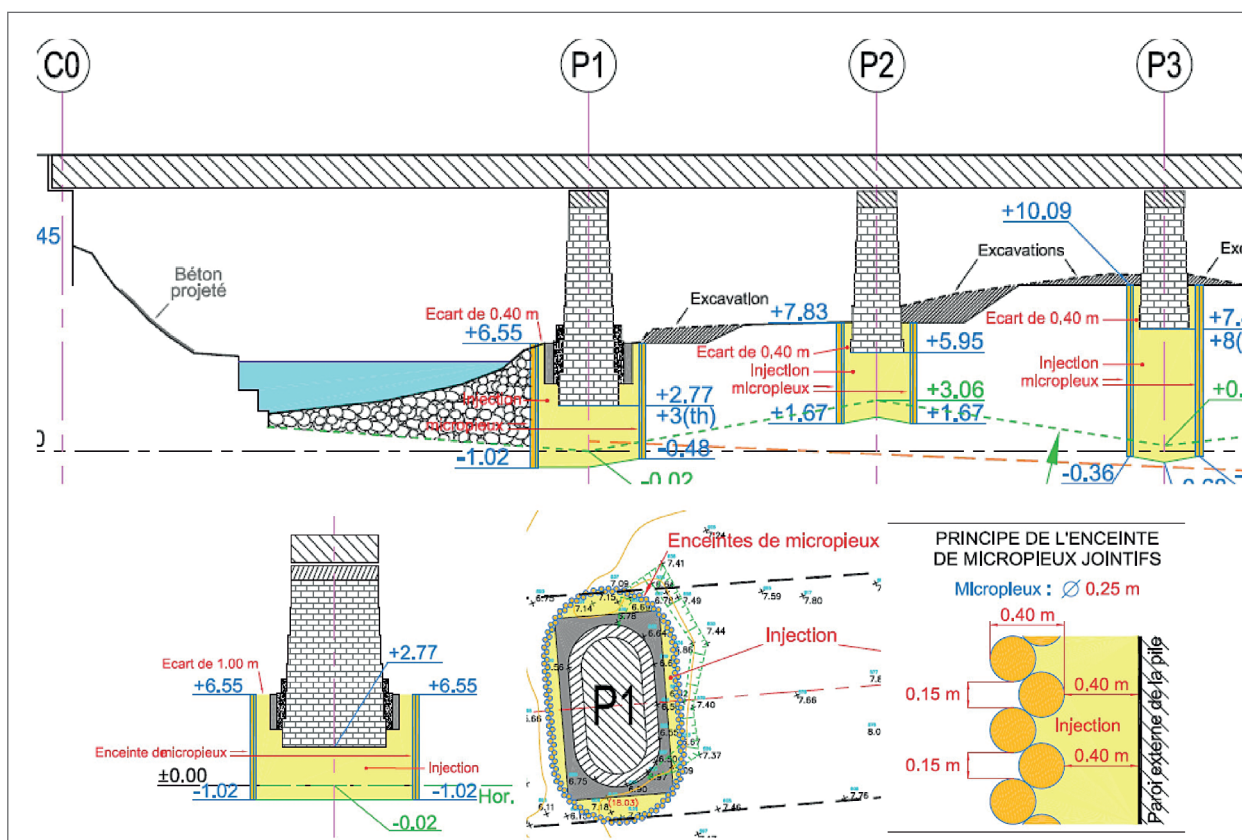


Figure 35 : Technique de batardeau de micropieux jointifs injectés mise en œuvre sur pour le renforcement d'appuis de plusieurs ouvrages réunionnais vis-à-vis du risque affouillement (Source : Cerema Méditerranée)

### 2.1.3 - Structures additionnelles placées en amont des piles (ou pilots)

Le principe de la protection d'une pile par des îlots en amont consiste à briser le courant incident pour affaiblir le tourbillon générateur de l'érosion. Il a été observé que ce dispositif permet de réduire de 50 % les affouillements. Toutefois, le nombre de paramètres nécessaires à la conception d'un tel dispositif est important (5 paramètres, tel que présenté sur la Figure 36) et il n'existe actuellement aucune loi générale pour son élaboration.

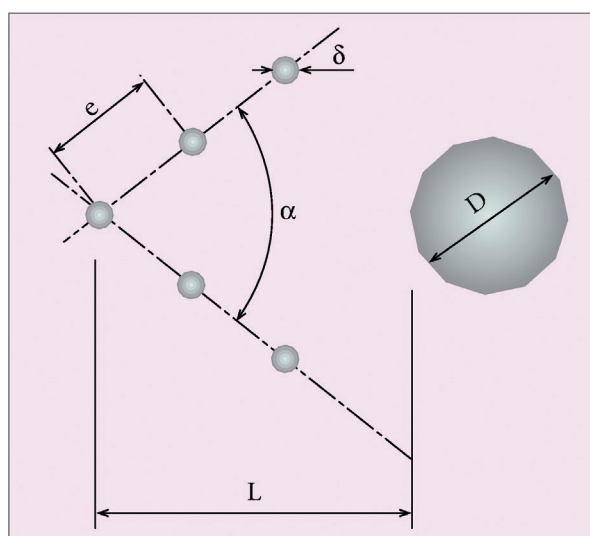


Figure 36 : Pilots [8] (Source : Cerema)

Un tel dispositif a notamment été utilisé pour la protection du pylône nord du pont de Normandie.

### 2.1.4 - Bétonnage complet du fond de lit (radier béton) au droit de l'ouvrage

Une autre méthode de protection contre l'affouillement local des appuis peut également consister à bétonner les parties les plus érodables du fond de lit (constitution d'un radier), sur une ou plusieurs travées complètes de l'ouvrage (Figure 37). Cette technique suppose toutefois que la profondeur d'affouillement général soit relativement limitée. En effet, le toit du radier doit se situer au-dessous de cette cote d'affouillement général sous peine d'être lui-même agressé par l'affouillement local.



Figure 37 : Radier béton mis à nu au droit de la travée 1 du pont de la Galiote à Fréjus (83)  
(Source : Cerema Méditerranée)

## 2.2 - Protection des berges et culées

La présence des piles et culées en saillie d'un ouvrage, par effet de contraction de la surface d'écoulement, peut conduire à une augmentation significative de la vitesse du cours d'eau et par conséquent de son pouvoir d'érosion.

Dans ce cadre, il convient 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 éventuellement être consolidées. En retour, l'incidence de cette consolidation sur l'équilibre morphodynamique du lit devra également être étudiée (voir également §2.3.1 du présent chapitre).

### 2.2.1 - Consolidations locales par enrochements ou parois de protection

Un revêtement en enrochement 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.

La taille des enrochements à prévoir est fonction de leur masse volumique, de la géométrie de la berge et de la vitesse du courant au voisinage de l'enrochement (généralement supérieure à la vitesse moyenne dans la section d'écoulement dans les coudes). Il est préférable d'adopter une protection avec une blocométrie des enrochements étalée, pour une meilleure imbrication des blocs. Dans le cas d'enrochements libres, l'épaisseur de la couche sera prise égale à deux fois le diamètre de l'enrochement préconisé. Cette épaisseur peut être réduite dans le cas d'enrochements liés, ainsi que dans le cas de Gabions ou de matelas Reno.

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. Il n'existe pas de formules particulières pour dimensionner ces banquettes de pied, 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 contribuer constamment la couche d'enrochement. Cette condition est obtenue si l'on donne à la banquette de pied un volume d'enrochement égal au volume de la couche disposée sur la pente de berge. Les banquettes seront généralement logées dans une tranchée de pied de section trapézoïdale.

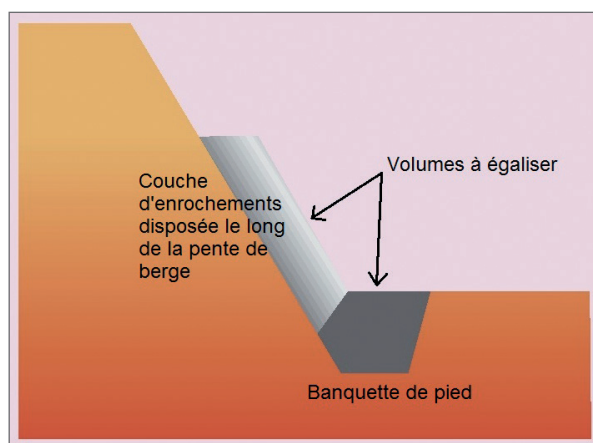


Figure 38 : Banquette de pied de forme trapézoïdale [8] (Source : Cerema)

Comme pour les piles, une alternative (ou un complément) à la technique des enrochements peut consister dans la réalisation d'une paroi de protection de type rideau de palplanche, mur en béton ou en maçonnerie ou paroi moulée. Cette dernière technique est notamment privilégiée lorsque la profondeur d'affouillement évaluée par rapport à la cote du fond de lit conduit à envisager des terrassements trop volumineux (Figure 39).



Figure 39 : Protection d'une culée par paroi moulée surmontée d'une couche d'enrochements liés disposée sur la pente de berge (rivière du Mat, île de la Réunion - Source : Cerema Méditerranée)

### 2.2.2 - Dignes et murs guide-eaux

Les murs guide-eaux peuvent 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. 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 comprise entre 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 » (Figure 40).



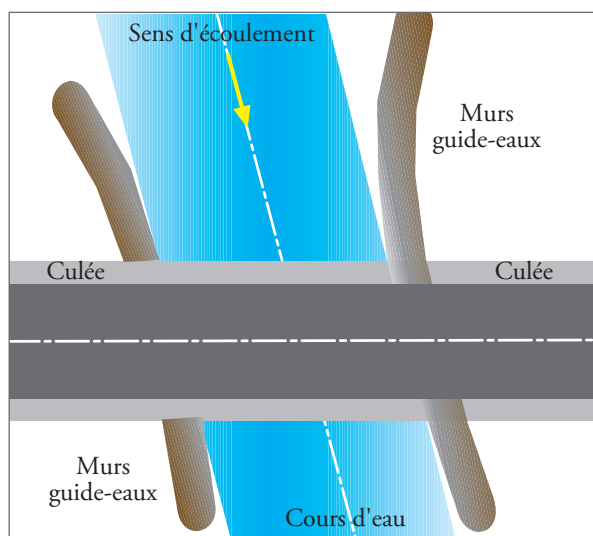


Figure 40 : Murs guide-eaux [8] (Source : Cerema)

A noter que la protection des berges par des épis (cf. §2.3.2 du présent chapitre) dans le lit mineur d'un cours d'eau est également 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.

## 2.3 - Modification des conditions hydrauliques et protections à distance

### 2.3.1 - Création d'ouvrages de décharge

Une alternative à la consolidation des berges telle que décrite au §2.2 du présent chapitre peut consister au contraire à augmenter l'ouverture de l'ouvrage pour rendre sa liberté à la rivière. Cela suppose notamment de percer le ou les remblais d'accès par la réalisation d'ouvrages de décharge (buses ou cadres).

### 2.3.2 - Épis

Les épis sont des structures « anti-hydrauliques » implantées en travers du lit pour gêner l'écoulement fluvial : soit pour détourner le courant de sa trajectoire naturelle, 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. 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 réputés déformables et de durée de vie limitée.

Les épis sont généralement constitués de gabions ou d'enrochements. La ligne de faite des épis ne doit jamais être horizontale mais toujours plongeante. La hauteur de la tête des épis comptée depuis le fond de la 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.

Les épis submersibles sont normalement orientés de 10° environ vers l'amont par rapport à la perpendiculaire aux berges. Le ou les premiers épis sont très menacés par l'impact frontal du courant et doivent donc être « surprotégés ». Pour cette raison, ils 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, il est impératif que les épis soient placés face à face, 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 les allonge et les fait rejoindre la rive sous des angles divers. Il est alors possible de prévoir des épis coudés de façon à ce que l'ancrage se fasse normalement à la berge.

Pour plus de précision sur la conception de ses ouvrages, on se reportera à l'annexe 3.3 du guide Sétra « Cours d'eau et ponts » [8].

### **2.3.3 - Seuils et perrés**

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, par la réduction locale de la pente et des vitesses d'écoulement, de stabiliser ce profil en long dans le périmètre de l'ouvrage.

# Chapitre 5

## Cas particulier des ouvrages en site maritime

### 1 - Introduction

Les parties précédentes du guide traitent des ouvrages situés en milieu fluvial et en milieu estuarien soumis à la marée et non aux vagues. En milieu maritime, la différence sur le risque d'affouillement se situe essentiellement sur la partie « aléas ». Le présent chapitre a pour objectif de construire une grille d'évaluation des aléas, spécifique aux ouvrages en site maritime.

### 2 - Grille d'évaluation des aléas en site maritime

#### 2.1 - Spécificités du milieu maritime au regard de l'aléa affouillement

Les aléas en milieu maritime diffèrent sensiblement de ceux rencontrés en milieu fluvial. Les critères d'aléa, spécifiques au milieu maritime, sont listés ci-dessous.

- **Conditions d'exposition à la houle :**

L'exposition à la houle va jouer un rôle important dans le potentiel d'affouillement du fond autour de la pile. Les formules empiriques de dimensionnement des protections anti-affouillement des piles sont fonction de la hauteur de la houle et de sa longueur d'onde. Ces données dépendent à la fois de la période de retour de l'évènement considéré et du site (mer Méditerranée, côte Atlantique ou France d'outre-mer (DROM-COM), pente moyenne du rivage, conditions de marée, etc.). Ces données sont accessibles via la base CANDHIS du Cerema [32].

En site abrité, le potentiel d'affouillement sera moindre qu'en site exposé, la difficulté étant de donner un critère qui permet de discriminer le site exposé et le site abrité.

- **Conditions de profondeur d'eau :**

Suivant la profondeur d'eau au niveau de l'ouvrage, le potentiel d'affouillement va être différent. En effet, les houles agissent sur les fonds par les vitesses orbitales qu'elles créent sur ces derniers. Ces vitesses décroissent en fonction de la profondeur d'eau :

- si l'ouvrage se situe en grande profondeur d'eau (à marée basse), c'est-à-dire une profondeur supérieure à la moitié de la longueur d'onde de la houle, les vitesses orbitales de la houle sont nulles au fond et dans ce cas la houle ne provoque pas d'affouillement ;
- si l'ouvrage se situe en moyenne profondeur d'eau, le potentiel d'affouillement dû à la houle est réel car des vitesses orbitales de la houle s'exercent sur le fond ;
- si l'ouvrage se situe en faible profondeur d'eau, c'est-à-dire dans la zone de déferlement, le potentiel d'affouillement est accentué notamment quand les vagues déferlent sur ou à quelques mètres de l'ouvrage. Le déferlement provoque des courants de retour et des écoulements turbulents pouvant affouiller le fond. A cela s'ajoute les effets de l'air entraîné dans le déferlement de la vague. De plus dans la zone de déferlement et en proche côtier, les courants littoraux sont plus forts et peuvent provoquer des dépôts de matériaux du fond.

- **Nature du fond de la mer :**

L'effet est sensiblement le même que pour le milieu fluvial. Des fonds meubles sont affouillables alors que des fonds rocheux le sont nettement moins.

- **Évolution générale des fonds :**

L'affouillement n'est pas forcément dû qu'à la présence de l'ouvrage mais peut être plus général. Il convient de regarder si l'évolution générale des fonds sans l'ouvrage est plutôt à l'érosion ou à l'accrétion. Une difficulté apparaît car l'évolution générale des fonds peut être en moyenne dans le temps à l'accrétion mais lors des tempêtes les fonds peuvent être remaniés de façon relativement forte en créant des grandes fosses d'affouillement qui viennent se recombler quelques jours ou mois après la tempête.

- **Élancement de l'ouvrage :**

Le potentiel d'affouillement va être différent en fonction de l'élancement de l'ouvrage. Les ouvrages massifs réfléchissent une partie de la houle incidente et ainsi au voisinage de l'ouvrage la houle est augmentée (somme de la houle incidente + réfléchi) ainsi que ses vitesses orbitales, accroissant les affouillements. Deux cas peuvent être cités :

- dans le cas de pile massive de forme rectangulaire la réflexion est réelle et à prendre en compte ;
- dans le cas de pile s'apparentant à une pile circulaire, un critère de discrimination peut être le diamètre de la pile. Si celui-ci est supérieur à 1/10 de la longueur d'onde de la houle, le potentiel d'affouillement est plus fort du fait de la réflexion.

- **Travaux de protection des appuis postérieurs à la construction ou travaux de renforcement des fondations réalisés contre les affouillements :**

Les analyses sont identiques au milieu fluvial.

## 2.2 - Proposition d'adaptation de la grille d'aléa

Les éléments détaillés ci-dessus témoignent de la complexité des mécanismes d'affouillement en milieu maritime. Compte tenu de cette complexité, une approche semi-quantitative telle que développée pour l'étape 2 de l'évaluation de l'aléa en milieu fluvial apparaît difficilement envisageable, et seule une approche qualitative basée sur le même principe de grille d'aléa que pour l'étape 1 d'analyse en milieu fluvial est donc proposée ici. Cette grille peut être utilisée indifféremment pour les étapes 1 ou 2 de l'analyse (à l'exclusion de la prise en compte des effets du changement climatique réservée à l'étape 2).

Les adaptations suivantes sont proposées pour rendre les grilles d'aléa applicables aux ouvrages en site maritime :

- **les critères relatifs aux « conditions d'écoulement » sont remplacés par ceux relatifs à l'exposition de l'ouvrage à la houle (exposé, abrité) et à la profondeur d'eau au niveau de l'ouvrage : grande, moyenne, ou faible (zone de déferlement) ;**
- **le critère relatif à la nature du fond du lit est remplacé par un critère relatif à la nature du fond de la mer ;**
- **l'évolution connue du lit amont/aval est remplacé par l'évolution générale des fonds marins ;**
- **le débouché hydraulique est remplacé par la largeur des piles (liée au coefficient de réflexion).**

La classification en 3 ou 5 niveaux d'aléas reste en revanche différente selon que l'on se place à l'étape 1 ou 2.

Facteurs influant les aléas affouillements		Cotation		
Exposition de l'ouvrage à la houle	Abrité	1	A11	
	Exposé	2,5		
Profondeur d'eau au niveau de l'ouvrage	Grande	0,5	A12	
	Moyenne	1		
	Faible (zone de déferlement)	2		
	Appuis hors d'atteinte de la mer	0		
Nature du fond de la mer	Substratum rocheux (ou non meuble)	0	A13	0,4
	Blocs	1		
	Graves, cailloux, galets, etc.	1,6		
	Sables	3,5		
Affouillement général	2 x A11 x A12 x A13 - 5		A1	
Évolution générale des fonds marins	Fond connu pour être stable ou dont l'évolution est à l'accrétion	0	A2	
	Fond sans érosion notable connue	2		
	Fond dont l'évolution est à l'érosion ou pouvant être remanié de façon relativement forte en cas de tempêtes avec création de grandes fosses d'affouillement	4		
Dimension des appuis faisant obstacle à la houle (y <sub>c</sub> semelle si apparente, ou partie de culée en saillie)	Largeur ≤ 1/10 <sup>e</sup> de la longueur d'onde de la houle	1,5	A31	
	Largeur > 1/10 <sup>e</sup> de la longueur d'onde de la houle	3		
Forme des piles	Circulaire	1	A32	
	Rectangulaire	2		
Affouillement local	1,2 x A31 x A32 x A34 x A11		A3	
Niveau d'aléa (affouillement total)	A1 + A2 + A3		A	

Niveau d'aléa - étape 1	
Faible	$A < 3$
Moyen	$3 \leq A < 7$
Elevé	$A \geq 7$

Niveau d'aléa - étape 2	
Très Faible	$A < 1 \text{ m}$
Faible	$1 \leq A < 3 \text{ m}$
Moyen	$3 \leq A < 6 \text{ m}$
Elevé	$6 \leq A < 12 \text{ m}$
Très élevé	$A \geq 12 \text{ m}$

Comme pour le milieu fluvial (cf. nota §1.3 du chapitre 1), en cas d'existence d'un phénomène d'affouillement avéré au droit de l'ouvrage, ayant nécessité des travaux de protection des appuis postérieurs à la construction ou des travaux de renforcement des fondations réalisés contre les affouillements (au droit ou à proximité immédiate de l'ouvrage), le niveau d'aléa est à considérer comme élevé indépendamment du résultat de l'analyse.

## 2.3 - Prise en compte des effets du changement climatique

Les éléments d'analyse de l'impact des effets du changement climatique développés en annexe 1 sur la base de l'état de connaissance à la date de rédaction du présent guide, permettent le cas échéant d'intégrer cet aspect dans les résultats de l'analyse simplifiée des risques (étape 2 uniquement).

**Cette intégration, qui porte essentiellement sur la profondeur d'eau au droit de l'ouvrage et sur la possible évolution des fonds marins, consiste à modifier les critères correspondant de la grille d'aléa ci-dessus de la manière suivante :**

Facteurs impactés par la prise en compte des effets du changement climatique (horizon 2100)		Cotation	
Profondeur d'eau au niveau de l'ouvrage	Grande	0	A12
	Moyenne	0,5	
	Faible (zone de déferlement)	3	
	Appuis hors d'atteinte de la mer	2	
Évolution générale des fonds marins	Fond connu pour être stable ou dont l'évolution est à l'accrétion	2	A2
	Fond sans érosion notable connue	3	
	Fond dont l'évolution est à l'érosion ou pouvant être remanié de façon relativement forte en cas de tempêtes avec création de grandes fosses d'affouillement	4	

Ces majorations sont censées correspondre à un horizon de référence à l'année 2100 défini comme lointain. **Elles pourront éventuellement être ajustées en fonction de l'évolution des connaissances sur le sujet.**

# Annexes

## Annexe 1 - Éléments d'analyse de l'impact des effets du changement climatique

### 1 - Objectif et démarche mise en œuvre

L'objectif de la présente annexe est de fournir les éléments d'analyse référencés permettant de compléter l'approche générale proposée dans le présent guide en cherchant à prendre en compte les effets du changement climatique dans l'analyse simplifiée des risques (étape 2). Cette prise en compte s'effectue notamment au niveau de la grille d'aléa de l'analyse simplifiée des risques par une modification de la cotation de certains critères pouvant être impactés par le changement climatique.

La finalité recherchée est principalement de permettre à un gestionnaire d'un patrimoine d'ouvrages, d'avoir une vision de l'évolution du résultat de l'analyse simplifiée des risques (2<sup>ème</sup> étape) en cas de prise en compte du changement climatique dans la méthode et ceci, pour prioriser encore un peu plus, si possible, ses choix.

Pour cela, une recherche bibliographique a été menée au travers des principaux documents récents fournissant des informations sur les conséquences du changement climatique **en France métropolitaine**, sur :

- les précipitations ;
- les régimes hydrologiques (crues, étiages principalement) ;
- les niveaux marins ;
- les houles.

A partir de ces informations sur les éventuelles tendances observées ou pressenties à venir, l'approche a alors consisté à essayer d'évaluer les conséquences prévisibles de ces observations sur le risque d'affouillement des ouvrages. Pour cela les analyses des ouvrages situés en **milieu fluvial** et de ceux situés en **milieu maritime**, ont été dissociées.

### 2 - Les effets du changement climatique en France métropolitaine en lien avec les ouvrages en site affouillable

#### 2.1 - Évolution des conditions d'affouillement pressenties à partir des informations bibliographiques recueillies

(réf. [33] à [42])

##### 2.1.1 - Cas des ouvrages en milieu fluvial

Il semble assez évident que le moteur principal d'une probable augmentation du risque d'affouillement des ouvrages en sites affouillables, est l'augmentation de l'intensité des crues et, par extension, celle des hauteurs et vitesses d'écoulement. Le 1<sup>er</sup> sous-paragraphe ci-dessous donne un aperçu des conséquences possibles de cette augmentation, pour chaque grandeur classiquement analysée lorsque l'on cherche à évaluer le risque d'affouillement d'un ouvrage.

Les 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> sous-paragrophes tentent respectivement de recenser les autres causes possibles de l'augmentation du risque d'affouillement et les conséquences indirectes possibles du changement climatique sur ce dernier.

**Conséquences possibles du changement climatique sur le risque affouillement, directement liées à l'augmentation du régime hydraulique des cours d'eau :**

• **Apparition d'une tendance au creusement du fond**

On cherche ici à répondre à la question suivante : les effets du changement climatique peuvent-ils être à l'origine d'une évolution du fond du lit d'un cours d'eau au travers d'une tendance au creusement ?

Une augmentation des hautes eaux (en durée et/ou en intensité), pourrait se traduire par une augmentation significative de la capacité de transport de matériaux d'un cours d'eau. Dans ce contexte et dans l'hypothèse d'une production stationnaire des matériaux sur son bassin versant, le cours d'eau qui actuellement est à son profil d'équilibre (voire pour lequel il existe déjà un léger déficit de matériaux disponibles pour le transport) pourrait se retrouver dans un contexte de déficit marqué de matériaux conduisant à terme à un creusement du fond de son lit.

La connaissance de l'état d'équilibre des cours d'eau est une information difficile à obtenir à grande échelle. Elle nécessite de produire une expertise de plusieurs facteurs d'influence. En outre, l'étude des conséquences d'une évolution du régime des hautes eaux sur le transport solide nécessite une analyse fine, difficilement accessible pour un gestionnaire de patrimoine d'ouvrages.

Il est probablement plus raisonnable de chercher à dissocier sur le territoire donné, les cours d'eau à transport solide important de ceux pour lesquels le flux de matériau ne serait pas un enjeu. A notre connaissance, ce type d'information n'est pas disponible à l'échelle nationale, ni même régionale. Bien que dans certaines régions, il est probablement possible de grouper les cours d'eau en plusieurs familles selon l'importance du transport solide, la discrimination devrait probablement être le résultat d'une expertise qualitative.

• **Augmentation possible de la profondeur normale d'affouillement en crue**

On cherche ici à répondre à la question suivante : les effets du changement climatique peuvent-ils être à l'origine d'une augmentation de la profondeur normale d'affouillement en cas de crue ?

La profondeur normale d'affouillement encore appelée profondeur des fonds affouillables (ou susceptibles de l'être), est calculée classiquement et en première approche, à l'aide de la formulation suivante (cf. Chapitre 3 §2.1) :

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

Avec :

d =  $d_{50}$  : diamètre moyen du matériau du lit ;

q = Q/L ;

L : largeur du lit mineur ;

Q : débit en lit mineur.

Ainsi, une augmentation de l'intensité des crues, pour être significative sur la profondeur normale d'affouillement, devra se traduire par une augmentation du débit liquide par unité de largeur du lit mineur (q). Les configurations favorables à cette évolution de q sont principalement les cours d'eau pour lesquels la majeure partie du débit de crue transite dans le lit mineur ; c'est en particulier le cas pour les cours d'eau fortement endigués comme par exemple la Durance aval.

Pour ces cours d'eau, une augmentation de l'intensité des crues pourrait avoir un effet sur la profondeur normale d'affouillement. Cet effet reste toutefois limité du fait de l'exposant 2/3 dans la formulation précédente. **Par exemple, des augmentations du débit de la crue centennale de 20, 50 et 80 %, se traduiront par des augmentations respectivement de 13, 31 et 48 % de la profondeur normale d'affouillement.**

A noter que l'augmentation de l'intensité des crues doit probablement s'accompagner d'une augmentation des hautes eaux. Au risque issu de la tendance au creusement de certains cours d'eau identifiés dans le paragraphe précédent, doit donc s'ajouter le risque d'une augmentation de la profondeur d'affouillement.

• **Augmentation possible de l'affouillement en pied d'appui ou de culée**

On cherche ici à répondre à la question suivante : les effets du changement climatique peuvent-ils être à l'origine d'une augmentation de l'affouillement local au droit d'un pont ?

Cet affouillement se situe principalement en pied de pile ou de culée. Il provient des perturbations qu'opèrent ces appuis sur l'écoulement. Il est généralement maximum à l'aval de ces appuis.

En règle générale, les formulations permettant d'estimer les profondeurs locales d'affouillement utilisent l'information sur l'écoulement simplement pour vérifier que l'entraînement du matériau du fond est effectif (vitesse de l'écoulement supérieure à la vitesse critique d'entraînement du sédiment).



Même s'il est évident qu'une augmentation de l'intensité des crues aura un effet direct sur la profondeur locale d'affouillement, l'augmentation de celle-ci reste donc difficile à estimer.

#### ***Autres causes possibles de l'augmentation du risque d'affouillement des ouvrages :***

Les autres causes possibles de l'augmentation du risque d'affouillement des ouvrages en sites affouillables pourraient être :

- l'augmentation du risque d'embâcle sur les appuis ;
- la modification des conditions d'écoulement à travers l'ouvrage et principalement la mise en charge plus fréquente de l'ouvrage.

Ces deux causes restent toutefois difficiles à intégrer dans une approche régionale, sans accès aux grandeurs qui ont permis de dimensionner les ouvrages.

#### ***Conséquences indirectes possibles du changement climatique sur le risque d'affouillement :***

Outre l'éventuelle augmentation des affouillements au sens large (général, local) accompagnée éventuellement d'une tendance au creusement de certains lits de rivière, le changement climatique, et notamment l'augmentation du nombre et de la sévérité des sécheresses, pourrait aussi modifier les couverts végétaux sur les bassins versants et plus généralement leur état de surface, avec des conséquences indirectes possibles notamment sur le transport sédimentaire sur certains cours d'eau.

En effet, les tendances détectées sur la température, sur le nombre de jours de vagues de chaleur, sur les sécheresses, pourraient avoir une influence marquée sur le couvert végétal. Ces tendances auront aussi un effet direct sur les sols, les rendant plus secs, plus friables et donc plus érodables. Le rôle du couvert végétal sur la tenue des sols pourrait ainsi diminuer.

Ainsi, la quantité de matériaux disponibles sur les versants du bassin pour le transport solide pourrait être en augmentation. A pluviométrie constante, le transport solide pourrait donc augmenter sur certains bassins versants, ce qui devrait se traduire par un engraissement des lits mineurs correspondants. L'engraissement des lits aura tendance à réduire globalement le risque d'affouillement des ouvrages, tant que les sections hydrauliques de ceux-ci ne sont pas significativement réduites. De fortes augmentations de la température moyenne et du nombre de jours de sécheresse pourraient donc se traduire, d'une part par une accélération du cycle hydrologique et d'autre part par de possibles évolutions du couvert végétal (couverture et espèces) et des états de surface des sols.

Le risque d'engraissement des cours d'eau semble difficile à approcher. En effet, cette prospective nécessiterait préalablement, que l'on soit capable de traduire le changement climatique en changement de couvert végétal et d'état de surface des bassins versants.

En outre, l'évolution du couvert végétal, devrait avoir une influence sur le cycle de l'eau sur les bassins versants considérés. Moins de végétation pourrait se traduire, à pluviométrie constante, par plus de ruissellement et donc une augmentation des volumes des petites et grandes crues ainsi que de leurs débits de pointe. Cet effet possible du changement climatique pourrait être significatif dans certaines régions, mais il reste toutefois difficile à appréhender à ce jour.

Finalement, la détection des éventuelles évolutions du cycle hydrologique et de la production de matériaux sur les bassins versants, dues au changement climatique reste aujourd'hui conditionnée par :

- une meilleure connaissance de l'influence des phénomènes de sécheresse, sur le couvert végétal et sur les états de surface des sols ;
- une meilleure connaissance des influences du couvert végétal et des états de surface des sols sur le cycle hydrologique des bassins versants.

La mise en œuvre de programmes de recherche sur ces thématiques serait ainsi utile pour une meilleure anticipation des conséquences du changement climatique sur les fonctionnements hydrologiques et sédimentaires des bassins versants français.

A noter que le site DRIAS décrit plus loin propose en plus des indicateurs classiques tels que ceux associés à la température et aux précipitations, un indicateur d'humidité des sols (SSWI). Cet indicateur est une première étape pour une meilleure connaissance des éventuels effets du changement climatique sur le couvert végétal, les états de surface des sols mais aussi du fonctionnement hydrologique des bassins versants. Il n'est toutefois pas directement utilisable dans une approche opérationnelle et nécessiterait sans aucun doute des travaux spécifiques pour le décliner en conséquences sur le cycle hydrologique des bassins versants et leur fonctionnement hydro-sédimentaire.

### **2.1.2 - Cas des ouvrages en milieu maritime**

En milieu maritime et côtier, les conséquences directes du changement climatique s'opèrent sur les niveaux marins et les houles (par le biais des tempêtes). Leurs potentielles modifications peuvent avoir un impact sur les courants et l'évolution des fonds. Dans un premier temps, une analyse bibliographique est réalisée sur l'évolution des niveaux marins et des houles. Dans un deuxième temps, les conséquences sur les aléas décrits dans la première partie sont détaillées.

#### **Évolution du niveau marin**

Aujourd'hui, il existe un consensus parmi les scientifiques pour dire que le niveau moyen des océans augmente et que cette augmentation s'accélère. Le consensus est moins réel quant à la hauteur atteinte en 2100, d'autant plus que, comme le montrent les observations, cette augmentation diffère selon les régions.

Dans le 5<sup>e</sup> rapport du groupe des experts du GIEC paru en 2013, l'évolution du niveau moyen des mers est réévaluée : d'ici 2100, les scientifiques estiment désormais que le niveau marin peut augmenter en moyenne de + 26 à + 98 cm suivant les scénarios contre +18 à +59 cm dans le précédent rapport paru en 2007. Cette réévaluation est notamment due à une meilleure prise en compte de l'écoulement dans les océans arctique et antarctique des glaciers côtiers du Groenland et de l'Antarctique [34].

Les projections mondiales du niveau moyen des océans sont détaillées dans le dernier rapport du GIEC et sont reprises dans le volume 5 de la mission Jouzel « Le climat de la France au XXI<sup>e</sup> siècle – Changement climatique et niveau de la mer : de la planète aux côtes françaises : édition 2015 » [36]. Ce dernier rapport souligne également la difficulté de déterminer une distribution régionale de l'élévation du niveau moyen des mers car beaucoup de processus rentrent en jeu. Il conclut qu'une étude de l'élévation du niveau de la mer au niveau des côtes françaises (métropole et DOM-COM) intégrant l'ensemble des processus reste à réaliser.

#### **Évolution des houles**

L'évolution des houles est beaucoup moins documentée que l'évolution du niveau marin au niveau mondial ; les méthodes de calcul étant moins robustes et les incertitudes plus importantes.

En matière de prise en compte dans le dimensionnement d'ouvrage, les effets du changement climatique sur l'évolution des houles sont plus complexes à analyser que pour le niveau marin car ce sont les extrêmes de cette variable qui intéressent surtout le concepteur. Aujourd'hui, des extrapolations statistiques sont réalisées sur les données historiques en faisant l'hypothèse que le climat est stationnaire. Les études actuelles comparent des extrapolations statistiques réalisées sur N années passées et sur N années futures. Les houles sur ces N années futures sont très dépendantes du modèle climatique utilisé.

En France, les modifications futures des houles ont été étudiées par Morellato et al. (2010) [35] le long des côtes Manche-Atlantique. Les houles générées à partir des vents sur la période 1960 - 2000 ont été comparées aux houles générées à partir de vents futurs prédits suivant des scénarios du GIEC, scénarios A1B, B1 et A2) sur les périodes 2040-2070 et 2070-2100. Les valeurs extrêmes augmentent de 3 % le long des côtes de la Manche et de la Mer du Nord et de 1 % le long des côtes de l'Atlantique. Les tempêtes sont moins nombreuses et légèrement plus fortes. La distribution des directions de houle ne change pas. L'effet du changement climatique n'apparaît pas significatif [37].

Cependant, en proche côtier et notamment dans la zone de déferlement, la hauteur des vagues est fonction de la profondeur d'eau. La hausse du niveau moyen des mers va donc augmenter les hauteurs des vagues qui atteindront l'ouvrage et modifier la localisation de la zone de déferlement en l'avancant vers la côte.

#### **Conséquences du changement climatique sur l'exposition à la houle**

Dans le cas d'une augmentation des houles, l'exposition de l'ouvrage à ces houles va donc être modifiée et l'affouillement plus important. Cependant, les prévisions semblent montrer que la hausse va être très limitée et ne devrait pas influencer le classement de l'ouvrage entre site exposé et site abrité.

#### **Conséquences du changement climatique sur la profondeur d'eau**

La hausse du niveau moyen des mers va entraîner une augmentation de la profondeur d'eau au niveau de l'ouvrage :

- pour les ouvrages situés avant la zone de déferlement (grande et moyenne profondeurs d'eau), l'effet est plutôt bénéfique pour les affouillements car, à hauteur de vague égale, les vitesses orbitales de la houle au fond diminuent si la profondeur d'eau augmente. Autrement dit, les houles affectent moins les fonds à mesure que la profondeur d'eau augmente ;
- si l'ouvrage se situe en zone de houle déferlée, une augmentation de la profondeur d'eau entraîne une modification de l'emplacement de la zone de déferlement. Cette zone de déferlement peut alors se situer au droit de l'ouvrage et augmenter le potentiel d'affouillement ;

- les piles et culées se trouvant hors d'atteinte de la mer à la construction peuvent avec l'augmentation du niveau des mers se retrouver atteintes par la mer notamment lors des plus fortes tempêtes. Des affouillements pourront alors se produire.

### **Conséquences du changement climatique sur l'évolution générale des fonds**

Les conséquences d'une hausse du niveau des mers et d'une évolution des houles sur l'évolution générale des fonds n'ont pas été étudiées.

Des études ont été conduites sur le recul du trait de côte dû à la hausse du niveau des mers par inondation de la bande côtière. Cette méthode ne répond que très partiellement aux conséquences du changement climatique sur l'évolution de la bande littorale.

Des ajustements morphologiques auront lieu en réponse à la modification des processus (houle, courant, etc.). L'étude de ces évolutions est très complexe et ne peut en outre s'effectuer que localement étant donnée la multitude des processus en jeu.

## **2.2 - Prise en compte des effets du changement climatique dans la démarche d'analyse de risque**

### **2.2.1 - Cas des ouvrages en milieu fluvial**

En première approche, l'augmentation éventuelle des affouillements et l'éventuelle tendance au creusement des fonds peuvent être considérées comme induites par l'augmentation dans le régime hydrologique, des hautes eaux et de l'intensité des crues.

Dans le cadre d'une analyse quantitative des risques (cf. chapitre 3 du présent guide), il semble possible d'intégrer cette évolution au travers de la grandeur suivante  $q$  ( $= Q/L$ ), représentant le débit de crue par unité de largeur du lit mineur du cours d'eau.

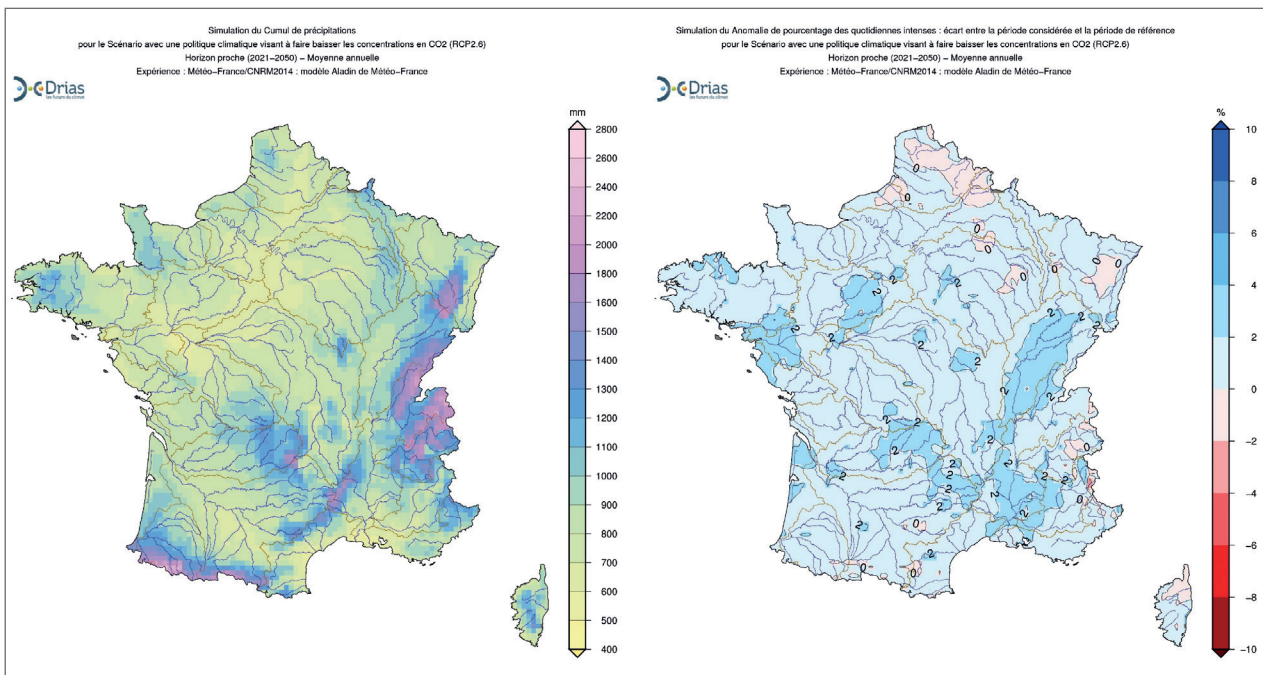
Le calcul de cet indicateur peut s'effectuer de la façon suivante :

- $Q$  : correspondant au débit de dimensionnement de l'ouvrage ou au débit centennal lorsque celui-ci est connu (il existe une base de données des quantiles de débit dénommée SHYREG, développée par IRSTEA) ;
- $L$  : la largeur de l'ouvrage ou la largeur du lit mineur lorsque celle-ci est connue.

Pour prendre en compte le changement climatique, il est possible d'utiliser les données disponibles sur le site DRIAS (<http://www.drias-climat.fr/>), qui fournit notamment des cartes de précipitations avec une résolution variable [38] ; souvent très fine puisque pouvant descendre à 8 km<sup>2</sup>. Sont notamment disponibles, la précipitation moyenne annuelle ou encore le pourcentage de précipitations intenses (supérieures au 90<sup>ième</sup> centile), c'est à dire la part des précipitations (en lame d'eau) qui tombe durant les 10 jours les plus arrosés de l'année. Ces indicateurs sont :

- disponibles sur le site DRIAS pour la période de référence (1976-2005) ;
- définis pour 2 horizons (2021-2050 et 2071-2100) selon plusieurs scénarii et plusieurs modèles.

Dès lors que l'on a choisi un horizon climatique, il est possible de calculer un indicateur du changement climatique, par rapport à la période de référence. Par exemple, l'anomalie de pourcentage de précipitations intenses est définie comme la différence entre les pourcentages de précipitations intenses de l'horizon choisi et de la période de référence.



Cumuls annuels de précipitations prévus à l'horizon 2020-2051  
scénario RCP2.6  
Modèle Aladin Météo France

Anomalies de précipitations intenses prévues à l'horizon 2020-2051  
scénario RCP2.6  
Modèle Aladin Météo France

Figure 41 : Exemples d'informations disponibles dans DRIAS (Source : Portail DRIAS)

En supposant que l'anomalie de pourcentage de précipitations intenses est directement liée aux régimes des hautes eaux, il est alors possible de transformer cet indicateur en une lame d'eau supplémentaire  $\Delta P$  (dans le cas d'une anomalie positive) tombant pendant les périodes de précipitations intenses.

$\Delta P$  peut alors être transformée en variation des débits/volume de crue ( $\Delta Q$ ), en première approche à l'aide de la formulation suivante :

$$\Delta Q = \Delta P \times S / T_c$$

Avec :

- $S$  : la surface du bassin versant au droit (ou à proximité) de l'ouvrage ;
- $T_c$  : un temps caractéristique du bassin versant.

Il est alors possible de calculer  $q_{cc}$ , le nouveau débit de crue par unité de largeur, compte tenu du changement climatique pris en compte.

Cette valeur de  $q_{cc}$  permet d'approcher la nouvelle valeur de la profondeur normale d'affouillement. La grandeur  $(q_{cc}/q)^{2/3}$  (ou  $(1+\Delta Q)^{2/3}$ ) est probablement un indicateur raisonnable de la variation de profondeur locale d'affouillement et de la variation de la capacité d'un cours d'eau à transporter les matériaux de son lit.

**Les augmentations importantes de cette grandeur devraient donc attirer l'attention sur les ouvrages potentiellement les plus impactés par les effets du changement climatique, surtout pour les cours d'eau fortement endigués au droit des ouvrages considérés.**

A noter que cette analyse suppose toutefois que le régime des hautes eaux (et des crues) est induit par les 10 jours voyant les précipitations les plus intenses. Elle est donc probablement peu pertinente pour analyser les modifications de régime sur les grands bassins versants dont les temps caractéristiques sont de l'ordre d'un ou plusieurs mois (par exemple, la Saône ou encore les grands fleuves comme le Rhône).

Dans le cadre d'une analyse simplifiée des risques (étape 2 de la démarche d'analyse de risque du présent guide), l'approche est nécessairement beaucoup plus rudimentaire et consiste dans l'introduction d'une majoration forfaitaire des critères relatifs aux conditions d'écoulement et de débouché hydraulique dans la grille d'évaluation des aléas.

La valeur maximale de cette majoration est calée à 2/3 de l'augmentation prévisible de précipitations ou de débit à l'horizon considéré (horizon recommandé : 2100), soit une majoration respective de :

- 0 % si l'augmentation de précipitations à l'horizon considéré est compris entre -10 % et +10 % ;
- 13 % si le maximum d'augmentation de précipitations à l'horizon considéré est compris entre +10 % et +20 % ;
- 20 % si le maximum d'augmentation de précipitations à l'horizon considéré est supérieur à +20 %.

A noter que les zones potentiellement les plus impactées pourront être définie à l'aide du portail DRIAS référencé ci-dessus, lequel prédit actuellement une augmentation de précipitations à l'horizon 2100 comprise entre -7 et +29 % selon la région concernée du territoire métropolitain, le mois de l'année considéré et le scénario de prédiction utilisé.

### **2.2.2 - Cas des ouvrages en milieu maritime**

Dans le cadre d'une analyse simplifiée des risques (étape 2 de la démarche d'analyse de risque du présent guide), l'approche est relativement similaire à celle développée ci-dessus pour les ouvrages en milieu fluvial.

Sur la base des considérations présentées plus haut (cf. §2.1.2 de la présente annexe), la majoration porte essentiellement sur la modification de la profondeur d'eau au droit de l'ouvrage et sur l'évolution générale des fonds marins. Elle consiste, pour un horizon de référence 2100, à appliquer les modifications de cotations définies ci-dessous :

Configurations	Cotations	
	Sans prise en compte de l'influence du changement climatique	Avec prise en compte de l'influence du changement climatique (horizon 2100)
Ouvrages dont les appuis sont implantés sur de grandes profondeurs d'eau	0,5	0
Ouvrages dont les appuis sont implantés sur des profondeurs d'eau moyennes	1	0,5
Ouvrages dont les appuis sont implantés sur des profondeurs d'eau faibles (zones de déferlement)	2	3
Ouvrages dont les appuis sont actuellement hors d'atteinte de la mer	0	2
Fonds connus pour être stables ou dont l'évolution est actuellement à l'accrétion	0	2
Fonds sans érosion notable connue	2	3

## Annexe 2 - Déroulé illustré des phases 1 et 2

La présente annexe présente un exemple de feuilles de traitement automatisé pour les deux étapes successives d'analyse, appliquées au cas d'un ouvrage situé dans le Nord-Ouest de la France (pont sur l'Auxance à Chasseneuil-du-Poitou [30] [43]).

### 1 - Description synthétique de l'ouvrage

Le pont sur l'Auxance à Chasseneuil-du-Poitou (près de Poitiers), est un ouvrage mono-travée d'une quinzaine de mètres de longueur. Bien que de petites dimensions, cet ouvrage revêt une importance élevée du fait qu'il porte l'autoroute A10. L'ouvrage est relativement récent, en bon état et fondé sur des fondations profondes protégées en outre de rideaux de palplanches.

Au droit du pont, le fond du lit présente une couverture limoneuse (limon argilo-graveleux gris-marron) de tenue médiocre. Néanmoins des investigations complémentaires menées dans le cadre de l'étape 2 ont permis de montrer que la couverture limoneuse, de 4 mètres d'épaisseur, reposait sur un calcaire tendre (tuff) sur environ 9 m, considéré comme une masse uniformément résistante.



Figure 42 : Pont sur l'Auxance, Chasseneuil-du-Poitou [30] (Source : Cerema)

## 2 - Phase 1 : Analyse sommaire (préfiltre préalable par approche qualitative)

### 2.1 - Évaluation de l'aléa

#### Analyse qualitative (phase 1)

Riv. fluviale	2	X
Riv. torrentielle	3,5	
Torrent montagne et DROM-COM	5	

=> A11 = 2

Substratum rocheux affleurant	0	X
Blocs	1	
Graves, cailloux, galets	1,6	
Sols cohérents (limons, argiles...)	2,8	
Sables	3,5	

=> A12 = 2,8

0
0,4
1

=> A34 = 1

=> A1 = 2 x A11 x A12 - 5 = 6,2  
(*affouillement général*)

Débouché hydrau peu impacté par la présence de l'OA	0,5	X
Réduction 15 à 40 % du débouché hydrau au droit de l'OA	2	
Réduction > 40 % ou mise en charge connue de l'OA	6	

=> A2 = 2

(*effet contraction du lit*)

**Dimension de l'appui individuel le plus large faisant obstacle à l'écoulement :**  
(*yc semelle si apparente, ou partie de culée en saillie*)

Absence de pile et de culées en saillie	0	X
Largeur ≤ 2 m	1,5	
2 m < Largeur ≤ 4 m	2,5	
Largeur > 4 m	3,5	

=> A31 = 1,5

**Forme des piles :**

Configuration favorable : fûts circulaires ou carrés (ou quasiment) et/ou absence de biais	1	X
Oblongue ou allongée, avec un biais par rapport à l'écoulement de nature à tripler la largeur d'obstacle vue	3	
Autres cas	2	

=> A32 = 1

**Évolution du lit :**

Lit connu pour être stable	1,1	X
Présence de dunes H > 1 m ou bancs d'alluvions mobiles	1,3	

=> A33 = 1,1

=> A3 = 1,2 x A31 x A32 x A33 x A34 x A11 = 4,0  
(*affouillement local*)

$$A = A1 + A2 + A3 = 12,2$$

Niveau d'aléa

A < 3	Faible	X
3 ≤ A < 7	Moyen	
A ≥ 7	Elevé	

## 2.2 - Évaluation de la vulnérabilité

### Préfiltre (phase 1)

Présence de piles ou culées en saillie : Oui

Période de construction (ouvrage, ou appuis si plus anciens) :

Après 1976	-1	X
1951-1975	3	
Avant 1950	5	

$$\Rightarrow V_{11} = -1$$

Type de fondation :

Profondes ou semi-prof (yc pieux bois non dégarnis et sem sur gros béton)	2	X
Superficielles "large" (B ≥ 8 m selon dir affouillt)	5	
Autres cas (yc pieux bois dégarnis) ou absence de données	10	

$$\Rightarrow V_{12} = 2$$

Surveillance :

Visite récente montrant l'absence d'affouillement	0	X
Autres cas	4	

$$\Rightarrow V_{13} = 0$$

si absence de piles ou culées en saillie :  $V_1 = 0$

sinon :  $V_1 = V_{11} + V_{12} + V_{13}$

$$\Rightarrow V_1 = 1$$

Matériau constitutif et état des appuis :

Béton ou métal, en bon état	1	X
Maçonnerie, ou béton ou métal dégradé	3	

$$\Rightarrow V_{21} = 1,0$$

Forme de l'obstacle :

Avant-bec aiguisé	0	
Cylindrique ou avant-bec circulaire	0,5	
Rectangulaire	1	X

$$\Rightarrow V_{22} = 1,0$$

$$V_2 = V_{21} + V_{22} = 2,0$$

Type d'ouvrage :

Buse béton ou pont cadre	1	
Autres cas	2	X

$$\Rightarrow V_3 = 2$$

$$\text{si } V_1 \leq 5 \Rightarrow V = V_1$$

$$\text{si } V_1 > 5 \Rightarrow V = V_1 + V_2 + V_3$$

$$\Rightarrow V = 1,0$$

Niveau de vulnérabilité

$V \leq 8$	Faible	X
$8 < V \leq 12$	Moyen	
$V > 12$	Elevé	



## 2.3 - Niveau de criticité ou danger

### Préfiltre (phase 1)

Danger/criticité			Vulnérabilité		
			Faible	Moyenne	Elevée
X					
Aléa	Faible		Faible	Faible	Moyenne
	Moyen		Faible	Moyenne	Elevée
	Elevé	X	Moyenne	Elevée	Elevée

Malgré le niveau de vulnérabilité jugé faible, la criticité ou niveau de danger associé à l'ouvrage ressort comme moyenne, essentiellement en raison de la nature des couches superficielles du fond de lit, réputées très sensibles au phénomène d'affouillement.

## 3 - Phase 2 : Analyse simplifiée des risques (approche semi-quantitative)

### 3.1 - Évaluation de l'aléa

#### 1. Conditions d'écoulement

$V_{max} = 2,00$  m/s (valeur moyenne sur la « tranche » d'eau considérée)  
 à défaut :  $p =$  Riv. fluviale  $\% \Rightarrow V_{max} =$  m/s  
 à défaut : catégorie = Riv. fluviale  $\Rightarrow V_{max} = 3,0$  m/s  
 $\Rightarrow V_{max} = 2,0$  m/s

#### 2. Nature du fond du lit

Hauteur d'eau moyenne (en situation de crue) en amont du pont :

$y = 3,0$  m

Diamètre de grain médian des matériaux constitutifs du lit (1<sup>ers</sup> mètres) :

$D_{50} =$  mm  
 à défaut : nature sol = Sols cohérents (limons, argiles...)  $\Rightarrow D_{50} = 2$  mm  
 $\Rightarrow D_{50} = 2,00$  mm  
 $\Rightarrow v_c = 0,9$  m/s  
 $\Rightarrow P_1 = 3,8$  m

#### 3. Effet de contraction du lit

Largeur du fond du lit en amont du pont :

$W_1 = 15,0$  m

Largeur du fond du lit dans la section contractée moins les largeurs des piles :

$W_2 = 11,0$  m

$\Rightarrow P_2 = 0,7$  m

#### 4. Obstacle (local) à l'écoulement

Dimension de l'appui individuel le plus large faisant obstacle à l'écoulement (ép. de voile) :  
(partie de l'appui faisant obstacle à l'écoulement, yc semelle si apparente ou partie de culée en saillie)

$$a = 1,0 \text{ m}$$

Dimension des appuis selon la direction principale d'écoulement (diamètre fût, largeur voile) :

$$L = 6,0 \text{ m}$$

Forme des appuis : Rectangulaire  $\Rightarrow K_1 = 1,1$

Angle d'attaque de l'écoulement :

$$\theta = 0^\circ \Rightarrow K_2 = 1,0$$

Évolution du lit :

Lit connu pour être stable

$$\Rightarrow K_3 = 1,1$$

$$K_4 = 0,4$$

$$F_r = 0,37$$

$$\Rightarrow P_3 = 0,9 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P = P_1 + P_2 + P_3 = 5,4 \text{ m}$$

Côte du toit des terrains non-affouillables connue :

oui

Si oui, hauteur des terrains considérés comme potentiellement affouillables :

$$4,0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow P = 4,0 \text{ m}$$

#### Niveau d'aléa

$P < 1 \text{ m}$	Très faible	
$1 \leq P < 2,5 \text{ m}$	Faible	
$2,5 \leq P < 6 \text{ m}$	Moyen	X
$6 \leq P < 12 \text{ m}$	Elevé	
$P \geq 12 \text{ m}$	Très élevé	

## 3.2 - Évaluation de la vulnérabilité

### Grilles d'analyse "Vulnérabilité" - Approche simplifiée (phase 2)

#### 1. Vulnérabilité des fondations

Présence de piles ou culées en saillie :

Oui

Période de construction (ouvrage, ou appuis si plus anciens) :

Après 1976

Après 1976	-1	X
1951-1975	3	
Avant 1950	5	

=>  $V_{11} = -1$

Type de fondations : Profondes

Dans le cas d'une fondation superficielle sur fond de lit :

- Largeur dans la direction concernée par l'affouillement :

B (m) =

- Profondeur d'ancrage (côte sous-face depuis le fond du lit) :

h (m) =

=> e = m

=> B'/6 = m

=> B'/3 = m

Type de fondations :

Profondes	1	X
Semi-profondes (yc pieux bois non dégarnis et semelle sur gros béton)	2	
Semelle Superficielle large ( $e \leq B'/6$ )	3	
Semelle Superficielle de largeur intermédiaire ( $B'/6 < e \leq B'/3$ )	5	
Semelle Superficielle de faible largeur ( $e > B'/3$ )	10	
Micropieux ou pieux bois dégarnis	10	

=>  $V_{12} = 1$

Surveillance : Visite  $\leq 6$  ans => pas d'affouillement observé

Surveillance :

Visite $\leq 6$ ans => pas d'affouillement observé	0	X
Visite $\leq 6$ ans => initiation d'affouillement observée*	2	
Fondations non inspectées depuis 7 à 10 ans	2	
Fondations non inspectées depuis plus de 10 ans	4	

=>  $V_{13} = 0$

\* En cas de détection d'un phénomène d'affouillement important, l'ouvrage sort automatiquement de la phase d'analyse simplifiée du risque pour entrer dans une phase de « gestion du risque ».

si absence de piles ou culées en saillie :  $V_1 = 0$

sinon :  $V_1 = V_{11} + V_{12} + V_{13}$

=>  $V_1 = 0$

## 2. Sensibilité des appuis (piles et culées hors fondations) à une déstabilisation de leur fondation

**Matériau constitutif :** Béton ou métal

**Forme de l'obstacle :** Rectangulaire  
(sensibilité à la poussée hydrodynamique)

**Etat des appuis :** 1 ou 2 ou 2E  
(classe IQOA appuis, yc éléments de protection)

<b>Matériau constitutif :</b>	Béton ou métal	1	X
	Maçonnerie	2	

=>  $V_{21} = 1,0$

<b>Forme de l'obstacle :</b>	Avant-bec aiguisé	0	X
	Cylindrique ou avant-bec circulaire	0,5	
	Rectangulaire	1	

=>  $V_{22} = 1,0$

<b>Etat des appuis :</b>	1 ou 2 ou 2E	0	X
	3 ou 3U ou NE	1	

=>  $V_{23} = 0$   
=>  $V_2 = V_{21} + V_{22} + V_{23} = 2,0$

## 3. Sensibilité du tablier aux dénivellations, basculement ou déchaussement partiel d'appui

**Type d'ouvrage :** Autres cas :

Buse béton ou pont cadre	1	X
Voute maçonnerie	2	
Autres cas	$V_{31} + V_{32}$	

=>  $V_3 = 0$

**Autres cas :**

**Sensibilité à la torsion :** Autre

**Sensibilité à la flexion :** Travées isostatiques

<b>Sensibilité torsion :</b>	Caisson	1	X
	Autre	0	

=>  $V_{31} = 0,0$

<b>Sensibilité flexion :</b>	Isostatique	0	X
	Hyperstatique mixte	0,5	
	Hyperstatique béton	1	

=>  $V_{32} = 0,0$

$$\begin{aligned} \text{si } V_1 \leq 5 &\Rightarrow V = V_1 \\ \text{si } V_1 > 5 &\Rightarrow V = V_1 + V_2 + V_3 \\ &\Rightarrow V = 0,0 \end{aligned}$$

**Niveau de vulnérabilité :**

$V \leq 4$	Très faible	X
$4 < V \leq 8$	Faible	
$8 < V \leq 12$	Moyen	
$12 < V \leq 16$	Elevé	
$V > 16$	Très élevé	

**Analyse simplifiée (phase 2)**

Danger/criticité		Vulnérabilité					
		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée	
		X					
Aléa	Très faible		Très faible	Très faible	Faible	Faible	Faible
	Faible		Très faible	Faible	Faible	Moyenne	Moyenne
	Moyen	X	Faible	Faible	Moyenne	Elevée	Elevée
	Elevé		Faible	Moyenne	Elevée	Elevée	Très élevée
	Très élevé		Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée	Très élevée

On constate que sur cet ouvrage, le raffinement de l'approche proposée à l'étape 2 (matrice 5 x 5), couplée à la possibilité de borner l'aléa à l'épaisseur de la couche réellement affouillable, soit 4 m, conduisent à un niveau d'aléa jugé moyen. Cet indice d'aléa, croisé avec un indice de vulnérabilité minimal justifié par la nature des fondations (récentes, profondes et protégées d'un rideau de palplanches), aboutit ainsi pour ce pont à un niveau de criticité logiquement faible.

## Annexe 3 - Tableau de conversion des notations pour l'évaluation des profondeurs d'affouillement

Les grandeurs et paramètres de calcul utilisés dans les différents modèles analytiques (formules empiriques) présentés au chapitre 3 §2.1 pour l'évaluation des profondeurs d'affouillement peuvent avoir des notations différentes d'une formule à l'autre.

La présente annexe fournit un tableau de conversion de ces notations, visant à faciliter l'utilisation ou la comparaison de ces différentes formulations par le lecteur.

Grandeurs et paramètres de calcul utilisés	Notations et unités adoptées			
	Formulation de Ramette (cf. §2.1.1 - [8] [16])	Formulation de Laursen (cf. §2.1.1 - [15] [17] [18])	Formule de l'Univ. Colorado (cf. §2.1.3 - [15] [18] [19])	Formule de Breusers et Al (cf. §2.1.4 - [8] [20] [21] [22])
Largeur du lit en amont du pont	L (m)	$W_1$ (m)		
Largeur du fond du lit dans la section contractée au droit du pont (moins la largeur des piles)		si $V < V_c$ : W si $V \geq V_c$ : $W_2$ (m)		
Tirant d'eau = hauteur d'eau moyenne en amont du pont	y (m)		$y_1$ ou $Y_1$ (m)	Y (m)
Profondeur (cote) existante dans la section contractée au droit du pont avant l'affouillement		$y_0$ (m)		
Profondeur (cote) moyenne du fond de lit dans le chenal en amont du pont au début de la contraction		$y_1$ (m)		
Profondeur (cote) d'équilibre du fond de lit dans la section réduite après affouillement		$y_2$ (m)		
Profondeur (hauteur) des fonds perturbés par rapport à la ligne d'eau correspondant au débit	$f_p$ (m)			
Épaisseur de sols perturbés (hauteur d'affouillement)	$f_p - y$ (m) (affouillement général)	$y_s = y_2 - y_0$ (m) (affouillement dû à l'effet de contraction du lit)	$y_s$ (m) (affouillement local)	$P_p$ (m) (affouillement total)
Débit du cours d'eau directement en amont du pont	Q (m <sup>3</sup> /s)	si $V < V_c$ : Q si $V \geq V_c$ : $Q_1$ (m <sup>3</sup> /s)		
Débit dans le chenal à la section contractée (sous le pont)		si $V < V_c$ : Q si $V \geq V_c$ : $Q_2$ (m <sup>3</sup> /s)		
Débit du cours d'eau dans la situation étudiée par unité de largeur du lit	$q = Q/L$ (m <sup>2</sup> /s)			
Vitesse moyenne d'écoulement en amont de l'obstacle		V (m/s)	$V_1$ (m/s)	U (m/s)
Taille de grain pour laquelle x % du passant cumulé est atteint sur la courbe granulométrique du matériau			$D_x$ (m)	
Diamètre de grains médian des matériaux constitutifs du lit	d ou $D_{50}$ (m)	$D_{50}$ (m)	$D_{50}$ (m)	$d_{50}$ (mm)

Taille de grain pour laquelle 95 % du passant cumulé est atteint sur la courbe granulométrique du matériau			$D_{95}$ (m)	
Diamètre du plus petit grain non-transportable		$D_m = 1,25 \cdot D_{50}$ (m)		
Vitesse d'écoulement nécessaire au début de mise en mouvement d'une particule isolée de taille $D_x$			$V_{icDx}$ (m/s)	
Vitesse critique de début d'entraînement des matériaux constitués de grains de diamètre $D_x$			$V_{cDx}$ (m/s)	
Vitesse critique de début d'entraînement des matériaux du fond de lit	$V_0$ ou $V_c$ (m/s)	$V_c$ (m/s)	$V_{cD50}$ (m/s)	$U_c$ (m/s)
Facteur de correction de la forme de l'appui			$K_1$	$f_2$
Facteur de correction pour l'angle d'attaque de l'écoulement			$K_2$	$f_3(\alpha)$
Facteur de correction du fond du lit			$K_3$	
Facteur de correction d'armurage (ou pavage) du lit en fonction de la taille des grains			$K_4$	$\beta$
Dimension de l'appui perpendiculairement au sens d'écoulement (épaisseur) au niveau du fond de lit			$a$ (m)	$D$ (m)
Dimension de l'appui parallèlement au sens d'écoulement (largeur) au niveau du fond de lit			$L$ (m)	$l$ (m)
Nombre de Froude directement en amont de l'appui			$Fr_1$ (pile) $Fr$ (remblai de culée)	
Angle d'attaque de l'écoulement			$\theta$ (°)	$\alpha$ (°)
Entraxe entre appuis				$x$ (m)

# Glossaire

## Notions relatives à l'analyse de risque

Les notions ci-dessous sont basées sur les définitions générales proposées dans le guide Sétra « Maîtrise des risques – Application aux ouvrages d'art » [9], elles-mêmes inspirées de la norme ISO GUIDE 73 : 2009 [6].

Le lecteur notera toutefois, qu'en fonction du référentiel utilisé, d'autres définitions peuvent être trouvées dans la documentation technique spécialisée. Il convient alors d'adapter les termes employés en fonction de la signification qui leur est attribuée dans telle ou telle approche d'analyse de risque.

- **Aléa :**  
Phénomène incertain qui est à l'origine du risque, qui peut se produire ou non au cours de la vie de l'ouvrage. Un aléa est caractérisé par sa probabilité d'occurrence et son intensité.
- **Vulnérabilité :**  
La vulnérabilité d'un ouvrage exprime son comportement structural face aux aléas auxquels il est soumis.
- **Enjeu (ou conséquences) :**  
Pour un ouvrage donné, les enjeux correspondent au bénéfice que cet ouvrage apporte au gestionnaire. Pour évaluer ces enjeux, nous utilisons habituellement le trafic supporté par l'ouvrage, et son implantation dans le réseau routier afin de savoir s'il est facile de mettre en place une déviation en cas de fermeture de l'ouvrage.
- **Criticité (ou danger) :**  
La criticité (ou danger) associé à un ouvrage est ici défini comme la résultante de la combinaison des deux facteurs d'aléa et de vulnérabilité.
- **Risque :**  
La norme ISO 13824:2009 [7] définit le risque comme « la combinaison de la probabilité ou fréquence d'occurrence d'un événement et la magnitude de ses conséquences. Du point de vue de la théorie de la décision, c'est la valeur attendue des conséquences indésirables, c'est-à-dire la somme de tous les produits des conséquences d'un événement et leurs probabilités ». Dans le cadre de la démarche proposée dans le présent document, ce risque peut être traduit comme la résultante de la combinaison des trois facteurs d'aléa, de vulnérabilité et d'enjeux (ou conséquences), ou encore comme la combinaison des indices de criticité et d'enjeux.

## Notions relative au régime hydraulique des rivières et au phénomène d'affouillement

- **Affouillement général :**  
Erosion naturelle du lit d'une rivière sous l'action du courant.
- **Affouillement local :**
  1. Action des eaux creusant le sol sous ou à proximité d'un massif de fondation.
  2. Cavité formée dans un sol par l'action des eaux sous ou à proximité d'un massif de fondation.

*Nota :* L'affouillement peut affecter l'équilibre de l'appui. C'est la principale cause de ruine des fondations d'ouvrages en rivière.

- **Lit Mineur :**  
Correspond au chenal principal du cours d'eau. Il est généralement emprunté par les crues annuelles, n'inondant que les secteurs les plus bas et les plus proches du lit (voir Figure 3).
- **Lit Majeur :**  
Correspond au lit occupé par les grandes crues rares à exceptionnelles. En milieu méditerranéen, les limites de ce lit majeur du cours d'eau sont souvent très éloignées de celles du lit mineur, la distance atteint parfois plusieurs kilomètres (voir Figure 3).



# Bibliographie

- [1] NF EN 1990 « Eurocode 0 – Base de calcul des structures », (mars 2003) et NF EN 1990/NA, (décembre 2011)
- [2] NF EN 1990/A1 « Amendement n°1 regroupant les spécifications particulières aux ponts routiers, passerelles et ponts ferroviaires », (juillet 2006) et NF EN 1990/A1/NA, (décembre 2007)
- [3] NF EN 1991-1-6 « Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-6 : actions générales – Actions en cours d’exécution », (novembre 2005) et NF EN 1991-1-6/NA, (mars 2009)
- [4] NF EN 1997-1 « Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales », (juin 2005) et NF EN 1997-1/NA, (septembre 2006)
- [5] NF P94-262 « Justification des ouvrages géotechniques – Normes d’application nationale de l’Eurocode 7 – Fondations profondes », (juillet 2012)
- [6] ISO Guide 73 – Management du risque : vocabulaire, AFNOR, 2009
- [7] ISO/CD 13824 Bases du calcul des constructions – Principes généraux sur l’évaluation du risque pour les systèmes comprenant des structures, AFNOR, 2009.
- [8] Guide Sétra « Cours d’eau et ponts », juillet 2007
- [9] Guide Sétra « Maîtrise des risques – Application aux ouvrages d’art », janvier 2013
- [10] Guide Sétra « Application des Eurocodes par le maître d’ouvrage - Le programme d’un ouvrage d’art aux Eurocodes », février 2010
- [11] Guide Sétra « Eurocodes 0 et 1 – Application aux ponts routes et passerelles », février 2010
- [12] Guide Cerema « Eurocode 7 – Application aux fondations profondes (NF P94-262) », décembre 2014
- [13] Guide Cerema « Analyse des risques appliquée aux buses métalliques », décembre 2015
- [14] Instruction technique pour la surveillance et l’entretien des ouvrages d’art - fascicule 10 : Fondations en site aquatique
- [15] R. Delancret. Affouillement autour des ouvrages d’arts : analyse bibliographique et application au pont de l’A10 à Tours [Projet ANR-SSHEAR]. Rapport de stage de fin d’études – Master 2. Juillet 2015
- [16] M. Ramette - Guide d’hydraulique fluviale - Rapport HE/40/81/04 du Laboratoire National d’Hydraulique (Chatou) - 1981 - 172 p.
- [17] Laursen. An Analysis of Relief Bridge Scour around Bridge Piers and Abutments. Proceeding ASCE Hydraulic Division, 1963.
- [18] Arneson, L.A., Zevenbergen, L.W., Lagasse, P.F., Clopper, P.E., 2012. Evaluating Scour at Bridges : Fifth Edition. Rapport technique FHWA-HIF-12-003, HEC-18, Federal Highway Administration, 340 p.
- [19] Richardson, E.V., Davis, S.R., 2001. Evaluating Scour at Bridges : Fourth Edition. Rapport technique FHWA-NHI-01-001, HEC-18, Federal Highway Administration, 378 p.
- [20] H.N.C. Breusers et Al. – Local scours around cylindrical piers – Journal of Hydraulic Engineering - Volume 15 – 1977
- [21] K.R. Elliot et Al. – Effect of pier spacing on scours around bridges piers - Journal of Hydraulic Engineering - Volume 111 n°7 – juillet 1985
- [22] 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
- [23] E.R. Umbrell et Al. - Clearwater contraction scour under bridge in pressure flow - Journal of Hydraulic Engineering - 1978

- [24] Bettess, R., 1993. Hydraulic aspects of bridges: Assessment of the risk of scour. Report EX2502, HR Wallingford, Wallingford
- [25] Highways Agency, 2006. Design Manual for Roads and Bridges. Volume 3, Section 4: BA74/06 – Assessment of Scour at Highway Bridges
- [26] Rapid-Estimation Method For Assessing Scour at Highway Bridges Based on Limited Site Data – US Department of Interior – US Geological Survey, 1997
- [27] Estimated Level 1.5 Bridge Scour at Selected Sites in North Dakota, 1999-2002 – US Department of Interior – US Geological Survey, 2003
- [28] Field Observations and Evaluations of Streambed Scour at Bridges - PUBLICATION NO. FHWA-RD-03-052 MAY 2005, US Department of Transportation – Federal Highway Administration
- [29] Jeremy Benn : Railway Bridge Failure during Flood in the UK and Ireland: Learning from the Past, nov. 2012
- [30] DOFEAS - Opération de Recherche Stratégique et Incitative IFSTTAR - Cerema 2010-2014 : « Digue et Ouvrages Fluviaux : Erosion, Affouillements et Séismes »
- [31] Shinohana et al., Vibration Measurement of Railway Bridge Substructures Using Compact Oscillator and Optical Fiber Sensors, Journal of Japan Society of Civil Engineers, A1, Vol. 69, No. 1, pp. 40 to 56, 2013
- [32] Réseau des houlographes côtes de France - Base et site Internet CANDHIS (Centre d'Archivage National de Données de Houle in Situ) du Cerema - <http://candhis.cetmef.developpement-durable.gouv.fr>
- [33] Rapports de la mission d'expertise confiée à Jean Jouzel (<http://www.developpement-durable.gouv.fr/-Rapports-climat-de-la-France-au-.html>)  
Chapitre 7 du volume 1 : Le climat de la France au XXI<sup>e</sup> siècle – Scénarios régionalisés : édition 2011 ;  
Volume 4 : Le climat de la France au XXI<sup>e</sup> siècle – Scénarios régionalisés : édition 2014 pour la métropole et les régions d'outre-mer
- [34] IPCC (2013) Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press
- [35] Morellato D., Benoit M., Tiberi-Wadier A.-L. (2010) États de mer et changement climatique. Simulation des états de mer dans l'océan atlantique de 1960 à 2100 pour trois scénarios de changement climatique. Journées "Impacts du Changement Climatique sur les Risques Côtiers", 15-16 Novembre 2010, BRGM, Orléans (France)
- [36] ONERC (2015) Le climat de la France au XXI<sup>e</sup> siècle – Volume 5 – Changement Climatique et niveau de la mer : de la planète aux côtes françaises, Rapport de la mission Jouzel, Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie
- [37] Sergent (2012) Rapport final du projet Sao Polo (Stratégies d'adaptation des ouvrages de protection marine ou des modes d'occupation du littoral vis-à-vis de la montée du niveau des mers et des océans), GICC N° G.9-0006812, Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie
- [38] Portail internet DRIAS - <http://www.drias-climat.fr/accompagnement/section/41>
- [39] PNACC – Action 1 – Recensement des variables climatiques utilisées dans les référentiels techniques de transports – 170 p
- [40] B. Renard et al. - Evolution des extrêmes hydrométriques en France à partir des données observées. La Houille Blanche N°6/2006, 2006
- [41] B. Renard. – Détection et prise en compte d'éventuels impacts du changement climatique sur les extrêmes hydrologiques en France. Thèse de doctorat, septembre 2006
- [42] Zbigniew W. Kundzewicz (Ed.), Changes in Flood Risk in Europe, IAHS Special Publication 10, CRC Press, Taylor and Francis, 2012, 518 p
- [43] Analyse de risque des ouvrages en site affouillable - Test de la démarche du projet de guide sur une 1<sup>re</sup> série d'ouvrages – Cerema Méditerranée, juillet 2016
- [44] Rapports d'expertises du Cerema Méditerranée (D. Batista, J.-L. Delgado) sur les fondations des ouvrages de franchissement de rivières réunionnaises suite aux passages d'évènements cycloniques







© 2019 - Cerema

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement et la cohésion des territoires.

Le Cerema est un établissement public qui apporte un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre de ressources et d'expertise, il a pour vocation de produire et de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, services de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema Infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia.

Mise en page › Graph'Imprim : 9-11 rue Sinclair 94000 Créteil

Illustration couverture › © Cerema

ISBN : 978-2-37180-350-3

ISSN : 2276-0164

Gratuit

#### Éditions du Cerema

Cité des mobilités

25 avenue François Mitterrand

CS 92803

69674 Bron Cedex

Pour commander nos ouvrages › [www.cerema.fr](http://www.cerema.fr)

Pour toute correspondance › Cerema - Bureau de vente - 2 rue Antoine Charial - CS 33927 - 69426 Lyon Cedex 03

ou par mail › [bventes@cerema.fr](mailto:bventes@cerema.fr)

**[www.cerema.fr](http://www.cerema.fr) › Nos publications**



## La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoir-faire...), dans une version stabilisée et validée. Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

## Analyse de risque des ponts en site affouillable

Les affouillements ont été à l'origine de la ruine de nombreux ponts franchissant les rivières. L'objectif de ce guide est d'identifier les facteurs de risque à l'origine de l'affouillement de ces ouvrages, de développer une méthodologie d'analyse de risque, et de recenser les solutions qui peuvent être mises en œuvre pour prolonger la durée de vie de ces ouvrages (travaux hydrauliques, dispositifs de protection ou de renforcement, etc.).

Il est destiné :

- aux maîtres d'ouvrages et gestionnaires ayant à gérer un patrimoine ;
- aux maîtres d'œuvres et aux bureaux d'études confrontés à des appuis de pont en site affouillable.

La méthode d'analyse des risques retenue est très classique. Elle est menée selon la méthodologie « Maîtrise des risques - application aux ouvrages d'art » publiée en janvier 2013 par le Sétra. Elle repose sur l'évaluation de l'aléa, de la robustesse de l'ouvrage, et de l'importance des enjeux. Il est proposé plusieurs niveaux d'analyses adaptés au nombre et à la qualité des données disponibles, qui structurent le guide en chapitres les développant.

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment

Gratuit  
ISSN : 2276-0164  
ISBN : 978-2-37180-350-3

