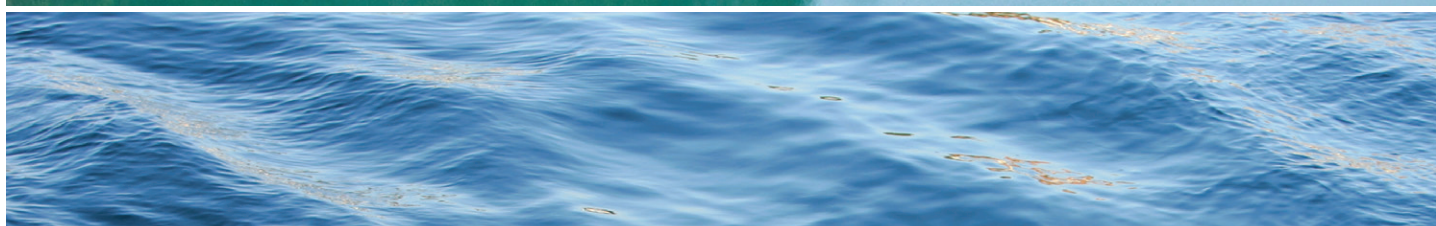
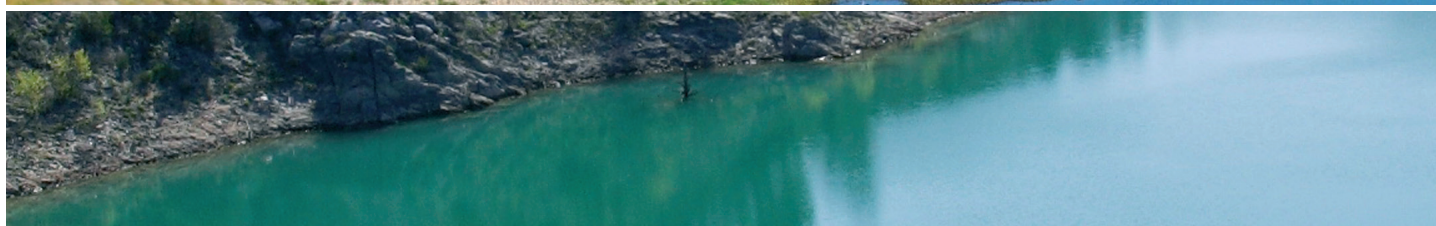
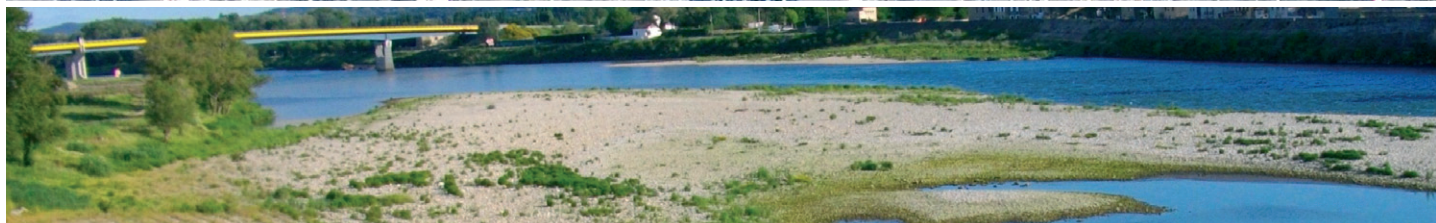
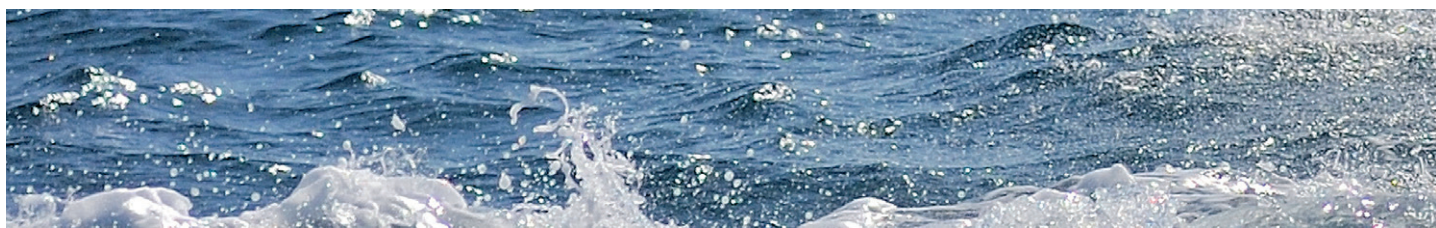


L'ALÉA INONDATION

ÉTAT DE L'ART PRÉALABLE
À L'ÉLABORATION DU GUIDE INONDATION
POUR LES INSTALLATIONS NUCLÉAIRES



Crédits photo : Olivier Seignette/Mikaël Lafontan/Geneviève Baumont/Laurent Zylberman/Graphix-Images/IRSN

PRÉFACE

POURQUOI CET OUVRAGE ?

La tempête Martin a balayé le sud de la France les 27 et 28 décembre 1999. Parmi les nombreux dégâts qu'elle a causés, elle a conduit à l'inondation d'une partie du site de la centrale nucléaire du Blayais et a provoqué la défaillance de systèmes importants pour la sûreté du fonctionnement de la centrale.

Cet événement a révélé que les protections du site contre l'inondation n'étaient pas suffisantes. Pourtant ces protections avaient été définies en tenant compte de niveaux d'inondation considérés extrêmes selon les méthodes d'évaluation qui étaient préconisées par la Règle fondamentale de sûreté (RFS) I.2.e. Celle-ci avait été établie en avril 1984 en vue de préciser les règles de prise en compte du risque d'inondation d'origine externe pour les installations nucléaires de production d'énergie électrique. À cette fin, elle définissait une méthode permettant d'établir la « Cote majorée de sécurité (CMS) », c'est-à-dire un niveau d'eau extrême susceptible d'être atteint en bordure du site et en fonction duquel devaient être mises en œuvre les protections appropriées de l'installation nucléaire. Cette cote était calculée en tenant compte des phénomènes de marée, de surcote marine, de crue fluviale et de rupture de barrage. Les autres phénomènes pouvant conduire à une inondation étaient pris en compte au cas par cas, suivant des approches variées. Ainsi, le dimensionnement des protections des sites de bord de mer tenaient compte de la houle, mais ce phénomène avait été négligé pour un site en bord d'estuaire. Ce sont néanmoins des vagues générées par la tempête dans l'estuaire de la Gironde qui ont mis en défaut les digues ceinturant le site du Blayais.

Cet événement a entraîné la mise en œuvre d'actions de renforcement des protections contre l'inondation des installations nucléaires à partir de l'année 2000. En parallèle il est apparu nécessaire de réviser la RFS I.2.e pour prendre en compte de manière systématique l'ensemble des phénomènes pouvant conduire à l'inondation d'une installation nucléaire. Le Guide inondation sur la protection des Installations nucléaires de base (INB) contre les inondations externes, publié par l'ASN en avril 2013, marque l'aboutissement de ce processus.

Le présent ouvrage réunit l'ensemble des contributions qui ont permis d'établir l'état de l'art relatif à l'aléa inondation, sur la base duquel le Guide a été élaboré.

COMMENT A-T-IL ÉTÉ ÉLABORÉ ?

Les acteurs

Un groupe de travail en charge de la rédaction d'un projet du Guide inondation a été constitué en 2006, à la demande de l'Autorité de sûreté nucléaire (ASN). Compte tenu de la diversité des phénomènes pouvant conduire à un risque d'inondation, de nombreux organismes ont été sollicités. Le groupe de travail, animé par l'IRSN, a impliqué des représentants de l'ASN, des exploitants nucléaires (ANDRA, AREVA, CEA et EDF) ainsi que d'autres experts appartenant notamment au Centre d'études techniques maritimes et fluviales (CETMEF), à la Compagnie nationale du Rhône (CNR), au Service hydrographique et océanographique de la marine (SHOM), à Météo-France et au Bureau d'études techniques et de contrôle des grands barrages (BETCGB). Des spécialistes du Bureau de recherche géologique et minière (BRGM) et du Centre national du machinisme agricole, du génie rural, des eaux et des forêts (CEMAGREF^[1]), ont également participé aux réflexions du groupe, ainsi que des universitaires (M. Desbordes de l'Université de Montpellier et J.-P. Laborde de Polytech'Nice).

Il faut souligner que bien que ne faisant pas partie du groupe de travail, J.-M. Tanguy (SHAPI) et P. Le Hir (IFREMER) ont contribué à la relecture de points techniques particuliers.

[1] Depuis 2012, le CEMAGREF s'appelle IRSTEA : Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture.

Le mode de travail

Dans un premier temps, le groupe de travail a recensé tous les phénomènes pouvant provoquer ou contribuer à une inondation. Une liste des phénomènes pertinents pour les sites des installations nucléaires en France a ensuite été sélectionnée.

Dans un deuxième temps, le groupe de travail a établi un état de l'art sur les méthodes de caractérisation des événements extrêmes résultant des phénomènes retenus. Ce travail a été conduit au travers de la rédaction de 22 contributions techniques. Un « pilote » (parfois plusieurs) a pris en charge la rédaction de chaque contribution en s'appuyant sur son expérience et sur des « contributeurs » chargés d'en rédiger certaines parties et de fournir une analyse critique et constructive de son contenu.

Pour chaque phénomène, le groupe de travail a examiné les points suivants :

- les données de base ;
- les paramètres physiques à quantifier (intensité, volume, niveau d'eau, etc.) ;
- les méthodes de caractérisation existantes (déterministes ou statistiques), en identifiant les limites de ces méthodes ;
- l'identification et la prise en compte des incertitudes ;
- l'influence des évolutions climatiques ;
- la dépendance entre les différents phénomènes/événements.

Entre mi-2007 et début 2009, une quarantaine de réunions ont été tenues pour permettre l'élaboration des contributions.

Les contributions présentent un état de l'art et des bonnes pratiques recensées par le groupe. Cet état de l'art n'est pas nécessairement totalement exhaustif. Il a, avant tout, été guidé par l'objectif d'identifier des méthodes éprouvées, reconnues par la communauté scientifique et utilisables par les bureaux d'études. Ainsi les méthodes retenues dans la RFS I.2.e ont été reconduites lorsque le retour d'expérience issu de leur application semblait satisfaisant et qu'elles restaient cohérentes avec l'état de l'art réalisé par le groupe. Néanmoins le travail effectué a conduit à des évolutions notables des méthodes préconisées pour l'évaluation de l'aléa.

Les choix éditoriaux

Les 22 contributions préparées par près de 40 auteurs et contributeurs présentent naturellement divers styles de rédaction, des contenus plus ou moins pédagogiques et des degrés de complexité technique variables. Le choix a toutefois été fait de limiter autant que possible les ajustements nécessaires pour préparer le présent ouvrage. Ils ne portent que sur la forme afin d'harmoniser la présentation. Il est à noter que les contributions présentent des préconisations dont certaines n'ont pas été reprises dans le Guide inondation. Toutes les préconisations issues du groupe de travail ont toutefois été laissées en l'état dans les contributions, dans un souci de traçabilité des réflexions.

À QUOI PEUT-IL SERVIR ?

Les archives pour nos successeurs

Lorsque le travail de révision de la RFS I.2.e a été engagé, il est apparu difficile de comprendre certains des choix retenus par nos prédécesseurs. L'exemple le plus marquant est la définition d'un scénario cumulant la rupture d'un grand barrage avec une crue centennale dont le fondement n'a pas pu être retrouvé. Cet ouvrage vise donc en premier lieu à rendre accessible la base de connaissance sur l'aléa utilisée pour rédiger le Guide inondation.

Un outil en support aux études en cours et à venir

Les préconisations du Guide inondation sont par nécessité peu détaillées. Cet ouvrage doit permettre d'éclairer l'ingénieur d'études sur des méthodes disponibles pour traiter l'aléa inondation pour les installations nucléaires, voire d'autres installations sensibles. Ce n'est, par contre, pas un mode d'emploi à suivre sans plus y réfléchir pour définir l'aléa. En particulier, les contributions ont été rédigées en 2008 et 2009 et elles n'intègrent donc pas les derniers développements scientifiques.

La reconnaissance d'une implication large

La publication de ce corpus scientifique est un moyen de donner une forme de reconnaissance au travail effectué par ceux qui se sont impliqués dans ce projet de réflexion sur l'aléa inondation. Cette implication est d'abord celle des organismes listés plus haut. Elle est aussi celle de personnes qui se sont investies dans cette réflexion, en sachant confronter leurs connaissances avec celles des autres, pour dégager un état de l'art partagé et permettre l'élaboration du Guide inondation. Que toutes ces personnes en soient vivement remerciées.

Vincent Rebour
Animateur du groupe de travail

Pour avoir des informations complémentaires sur cet ouvrage :

Vincent Rebour – IRSN – 31, avenue de la Division Leclerc – 92260 Fontenay-aux-Roses

Email : vincent.rebour@irsn.fr



LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER	8	VI. LES TSUNAMIS	72
II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER	26		
III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE	54		
IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE	58		
V. LES SEICHES	66		

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU	92	VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS	142
II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT	104	VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI	160
III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE	112	VIII. LE CLAPOT	178
IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE	126		
V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS	132		

LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE	188	V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES	256
II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE	224	VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES	268
III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE	228		
IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS	248		

LES THÈMES TRANSVERSES

I. LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE DES PHÉNOMÈNES EXTRÊMES	274
II. LES SYSTÈMES D'ALERTE DES PLUIES ET DES DÉBITS	284

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS

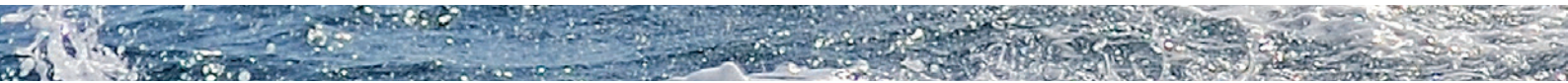
LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

Auteur principal

F. Lafon (EDF R&D - LNHE)

Contributeurs

M. Benoit (EDF R&D - LNHE), C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), C.-M. Duluc (IRSN), L. Pineau (SHOM)



1. LE NIVEAU DE LA MER : LES DÉFINITIONS	10
1.1. LES COMPOSANTES DU NIVEAU DE LA MER	10
1.1.1. Le niveau moyen	10
1.1.2. La marée théorique	10
1.1.3. Les surcotes-décotes	11
1.2. LES RÉFÉRENTIELS DE NIVELLEMENT	12
2. LES SOURCES DE DONNÉES	12
2.1. LES DONNÉES ISSUES DE MESURES <i>IN SITU</i>	12
2.1.1. La description	12
2.1.2. La représentativité des données par rapport au site d'étude	14
2.1.3. Les périodes de mesures disponibles	14
2.1.4. Les évolutions majeures dans les techniques	14
2.1.5. La vérification de la qualité des données	15
2.2. LES DONNÉES ISSUES DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE	15
2.2.1. La description	15
2.2.2. La représentativité	15
2.2.3. Les périodes de données disponibles	15
2.2.4. La vérification de la qualité des données	15
3. LA CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA MER	16
3.1. LES PARAMÈTRES PHYSIQUES À QUANTIFIER	16
3.2. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION EXISTANTES	16
3.2.1. Le principe des différentes approches envisageables	16
3.2.2. La loi de distribution des surcotes extrêmes	17
3.2.3. Le calcul du niveau de dimensionnement	19
3.2.4. Les sources d'incertitude	21
3.3. LES MÉTHODES EN COURS DE DÉVELOPPEMENT	21
4. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	21
5. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS	22
5.1. LES PHÉNOMÈNES LIÉS	22
5.2. LES PHÉNOMÈNES SANS LIEN SYSTÉMATIQUE IDENTIFIÉ	23
6. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	23
7. LES RÉFÉRENCES	23

1. LE NIVEAU DE LA MER : LES DÉFINITIONS

1.1. LES COMPOSANTES DU NIVEAU DE LA MER

On appellera dans cette contribution **niveau de la mer**, le niveau de l'eau « au repos », i.e. le niveau obtenu après filtrage des ondes de la surface hautes fréquences, principalement les ondes capillaires (caractérisées par des périodes inférieures à quelques dixièmes de seconde) et les vagues dues au vent (ondes caractérisées par des périodes comprises entre 0,1 s et 25 s).

Le niveau de la mer $Z(t)$ à un instant t peut s'écrire comme la somme de 3 composantes : **le niveau moyen** $Z_0(t)$, la hauteur de **marée théorique** rapportée au niveau moyen $H(t)$ (valeur algébrique), et un terme résiduel de **surcote-décote instantanée** $SD(t)$ (valeur algébrique) :

$$Z(t) = Z_0(t) + H(t) + SD(t) \quad (1)$$

1.1.1. Le niveau moyen

Le **niveau moyen** est le niveau obtenu après filtrage des ondes de surface basse fréquence, principalement la marée théorique, dans les observations du niveau de la mer. Il peut être estimé en effectuant la moyenne sur une période suffisamment longue (si possible plusieurs années) d'une série d'observations du niveau de la mer échantillonnées selon un pas de temps petit devant l'intervalle de temps compris entre une pleine mer et une basse mer successive (par exemple, un pas de temps d'une heure). Dans la pratique, le filtrage utilisé par les services hydrographiques est souvent plus élaboré qu'une simple moyenne arithmétique, de manière à tenir compte de la période dominante de la marée théorique. Les principaux filtres utilisés sont décrits dans [Simon, 2007].

En première approximation, à l'échelle de quelques années, on peut considérer que le niveau moyen en un point donné, repéré par rapport à un référentiel terrestre, est une grandeur constante, caractéristique du lieu. Cependant, cette affirmation n'est pas rigoureusement vraie, pour deux raisons : d'une part, de manière pratique, parce que l'estimation du niveau moyen est effectuée à partir d'une durée limitée d'observations et dépend du filtre utilisé ; d'autre part, plus fondamentalement, parce que l'on observe sur le long terme des variations de la position du niveau moyen. À l'échelle de la planète, ces évolutions se traduisent par une élévation du niveau global des océans, estimée entre 1 mm à 2 mm par an en moyenne sur le XX^e siècle [Bindoff *et al.*, 2007]. Les causes possibles de cette élévation sont présentées brièvement au paragraphe 4.

1.1.2. La marée théorique

La **marée théorique** est la partie prédictible des variations du niveau de la mer. Sa composante principale est la marée **astronomique**, due à l'action gravitationnelle de la Lune et du Soleil, mais elle inclut également la marée **radiationnelle**, qui est la partie prédictible des variations d'origine atmosphérique^[1]. Il s'agit d'un phénomène déterministe. La prédiction de la marée en un lieu donné suppose cependant de connaître la réponse de l'océan à l'action de la force génératrice en ce lieu.

Plus précisément, le niveau de marée théorique, en un point donné, peut se décomposer en une somme d'ondes astronomiques de périodes semi-diurnes (M2, S2, N2, K2 etc.), diurnes (K1, O1, P1, Q1 etc.) ou longues (M_p, M_m etc.), d'ondes non linéaires (M₄, MS₄ etc.) qui sont issues d'interactions entre plusieurs ondes astronomiques (plus particulièrement importantes en faible profondeur), et d'ondes météorologiques (S_g, S_{sa} etc.). Ainsi, $H(t)$ peut s'écrire sous la forme suivante, appelée **formule harmonique de la marée** :

$$H(t) = \sum_{i=1}^m f_i H_i \cos(\omega_i t + V_i + u_i - g_i) \quad (2)$$

[1] La marée radiationnelle est liée à l'action thermique du rayonnement solaire sur l'atmosphère et l'océan. Elle est faible devant la marée astronomique, mais pas négligeable. À titre d'exemple, l'amplitude de l'onde Sa (composante annuelle de la marée radiationnelle) est de 8,5 cm à Calais.

où : m est le nombre de composantes considérées, et pour la i e composante du signal : ω_i est la pulsation ; V_i est l'argument astronomique à l'instant origine ; H_i et g_i sont les **constantes harmoniques** (amplitude et phase) ; f_i et u_i représentent les termes de correction nodale (facteur d'amplitude et déphasage). On renvoie à [Pugh, 1987] ou [Simon, 2007] pour l'établissement de cette formule, ainsi que pour une présentation détaillée de chacun des termes. On retiendra que seules les constantes harmoniques H_i et g_i sont spécifiques du site étudié, ω_i étant une caractéristique intrinsèque de l'onde et les grandeurs V_i, f_i et u_i étant entièrement déterminées par la date t .

La connaissance des constantes harmoniques permet donc de prédire la hauteur de marée théorique rapportée au niveau moyen à tout instant au point considéré. Dans l'équation (1), la somme ($Z_0 + H$) représente le niveau de **marée théorique ou prédit**.

La formule harmonique permet également de déterminer les niveaux caractéristiques extrêmes de la marée théorique, rapportés au niveau moyen, à savoir :

- le **niveau des plus basses mers astronomiques**, correspondant en fait à la limite basse des niveaux susceptibles d'être atteints par la marée théorique. Ce niveau est encore appelé niveau de basse mer de vive-eau exceptionnelle.

- le **niveau des plus hautes mers astronomiques**, correspondant en fait à la limite haute des niveaux susceptibles d'être atteints par la marée théorique. Ce niveau est encore appelé niveau de pleine mer astronomique maximale ou niveau de pleine mer de vive-eau exceptionnelle.

La méthode de calcul de ces niveaux à partir de la formule harmonique est décrite dans [Pugh, 1987] et [Simon, 2007].

1.1.3. Les surcotes-décotes

Le terme de **surcote-décote instantanée** $SD(t)$ est le résidu :

$$SD(t) = Z(t) - [Z_0(t) + H(t)] \quad (3)$$

La surcote-décote instantanée est donc définie comme la différence, à un instant t , entre le niveau de mer observé et le niveau de marée prédit.

On parle de **surcote** quand SD est positif et de **décote** lorsque SD est négatif. L'origine des surcotes et des décotes est essentiellement météorologique. Elles sont généralement provoquées par le passage d'une dépression météorologique ou d'un anticyclone. La variation de niveau est induite pour partie par les variations de pression atmosphérique accompagnant le passage de la perturbation météorologique et pour partie par l'action du vent à la surface de la mer, qui génère une force de traînée, contribuant à élever ou abaisser la surface libre. Il s'agit donc de phénomènes transitoires à caractère aléatoire. On peut cependant les reproduire à l'aide de modèles numériques adaptés (par exemple [Benoit *et al.*, 1997]).

Compte tenu de l'orientation du présent guide vers la caractérisation des niveaux hauts, on utilisera toujours dans la suite du document le terme de surcote au lieu de surcote-décote, étant entendu que si ce terme est négatif, il s'agit d'une décote.

On utilisera également dans la suite la notion de **surcote de pleine mer**, définie comme l'écart entre le niveau de pleine mer observé et le niveau de pleine mer prédit, les instants d'occurrence de ces deux niveaux pouvant être décalés dans le temps (cf. figure 1).

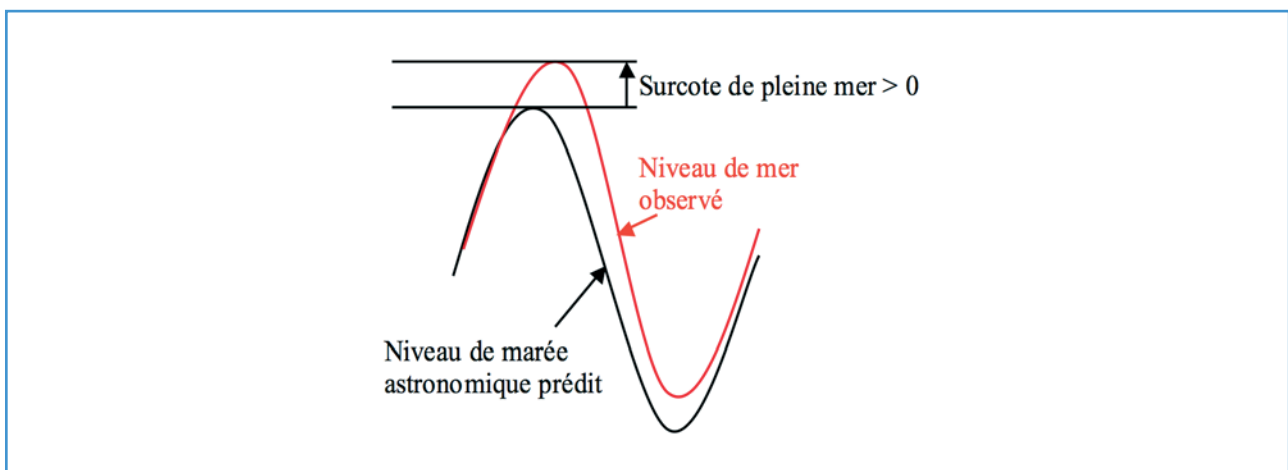


Figure 1 Définition de la surcote de pleine mer.

Zone	Système altimétrique
France métropolitaine, à l'exclusion de la Corse	IGN 1969
Corse	IGN 1978
Guadeloupe	IGN 1988
Martinique	IGN 1987
Guyane	NGG 1977
Réunion	IGN 1989
Mayotte	SHOM 1953

Tableau 1 Systèmes de références altimétriques officiels en France [Journal Officiel, 2006].

1.2. LES RÉFÉRENTIELS DE NIVELLEMENT

Les systèmes de **références altimétriques** officiellement en vigueur en France sont indiqués dans le **tableau 1**.

Le **zéro hydrographique** est la référence de nivellement utilisée pour les cartes marines et les annuaires de marée. Le décret du 10/03/2006 [Journal Officiel, 2006] précise qu'en France, le SHOM est l'organisme chargé de définir la cote du zéro hydrographique à la côte dans chaque zone de marée dans le système altimétrique de référence, en l'occurrence le référentiel IGN 1969 en France métropolitaine.

On reprend ici de [Simon, 2007] les notions essentielles concernant la définition et les propriétés du zéro hydrographique. Selon les recommandations de l'Organisation hydrographique internationale (OHI), le zéro hydrographique doit correspondre autant que possible au niveau des plus basses mers astronomiques. Il est coté dans un référentiel terrestre, soit par rapport à un repère stable situé à proximité d'un marégraphe terrestre, soit par rapport à une surface de référence, rapportée à un système de référence international tel l'ITRF (*International Terrestrial Reference Frame*), dont la déclinaison en France est le système géodésique RGF93. Dans les ports disposant d'un marégraphe, le zéro hydrographique est défini par sa cote par rapport à des repères de nivellement situés à proximité (et non par sa cote dans le nivellement général), suffisamment nombreux pour ne pas être détruits simultanément et si possible rattachés au nivellement général.

La cote du zéro hydrographique doit répondre aux trois exigences de précision, accessibilité et stabilité. En particulier, le critère de stabilité implique que sauf exception, la cote du zéro devrait être fixée définitivement, indépendamment d'une détermination ultérieure, éventuellement plus précise, du niveau des plus basses mers astronomiques.

2. LES SOURCES DE DONNÉES

Compte tenu des applications visées, on se limitera à la description des données disponibles pour caractériser les niveaux au droit des ouvrages côtiers (typiquement à quelques centaines de mètres de la côte).

2.1. LES DONNÉES ISSUES DE MESURES *IN SITU*

2.1.1. La description

La donnée fondamentale pour l'étude des niveaux d'un site est une **série chronologique de mesures du niveau de la mer**, échantillonnées avec un pas de temps petit devant l'intervalle de temps compris entre une pleine mer et une basse mer successive, typiquement des mesures horaires.

Ces données sont normalement archivées par l'organisme en charge de l'observatoire. Les acteurs français majeurs dans le domaine de l'observation du niveau de la mer sont :

- le SHOM, en charge de la gestion du réseau d'observatoires du niveau de la mer (RONIM), comprenant actuellement 30 marégraphes



numériques permanents sur les côtes françaises ; d'ici 2010, RONIM devrait comprendre 33 marégraphes numériques permanents, dont 6 Outre-mer. Le SHOM procède par ailleurs à des mesures marégraphiques de durée limitée au cours des levés hydrographiques, océanographiques et géophysiques ;

- le LEGOS (Laboratoire d'études en géophysique et océanographie spatiale), actuellement en charge de la gestion du réseau ROSAME, qui comprend 4 sites : l'archipel de Crozet, l'archipel de Kerguelen, l'île de la Nouvelle-Amsterdam et le cratère de Saint-Paul, la base Dumont d'Urville en Terre Adélie (+ Sao-Tomé) ;
- l'IGN (Institut géographique national), qui est en charge du marégraphe de Marseille ;
- l'Observatoire de la Côte-d'Azur, le CNES, NOVELTIS et le LEGOS qui gèrent un réseau permanent de marégraphes dans le cadre de leurs activités de validation des mesures d'altimétrie spatiale (Topex -Poséidon, Jason-1) ;
- les ports autonomes, qui disposent de marégraphes pour leurs propres besoins ;
- les services maritimes des collectivités territoriales (régions, départements, communes, etc.) qui installent de plus en plus de marégraphes en fonction de leurs besoins particuliers (par exemple, le projet de 3 marégraphes en temps réel à la Rochelle) ;
- le CEA (Commissariat à l'énergie atomique), qui gère un réseau de quatre observatoires en Polynésie Française dans le cadre du Pacific Tsunami Warning System.

Une partie des mesures des marégraphes des réseaux RONIM et ROSAME est mise à disposition pour les applications à caractère de recherche par le Système d'observation du niveau des eaux littorales (SONEL), dont sont partenaires le SHOM, l'IGN, le LEGOS et le CLDG (Centre littoral de géophysique de La Rochelle). Les données sont accessibles sur Internet, à l'adresse suivante : www.sonel.org.

Les séries chronologiques de mesures du niveau de la mer sont utilisées pour répondre aux deux objectifs suivants :

- déterminer la cote du zéro hydrographique s'il s'agit d'un nouvel observatoire, évaluer (ou éventuellement réévaluer) la cote du niveau moyen et les constantes harmoniques à partir desquelles sont établis les niveaux caractéristiques de la marée théorique et le niveau de marée prédit sur la période voulue ;
- calculer la série chronologique de surcotes, par différence entre le niveau de la mer observé et le niveau de marée prédit.

On distingue :

- les **ports de référence**, équipés de marégraphes permanents ou ayant fait l'objet d'observations continues sur plusieurs années. Ces marégraphes sont équipés de puits de tranquillisation, destinés à les protéger des intempéries et à filtrer les composantes à haute fréquence du signal. Les séries d'observations des ports de référence sont suffisamment longues pour que la cote du zéro hydrographique, le niveau moyen nominal^[2] et les constantes harmoniques soient déterminées directement à partir des mesures. Les constantes harmoniques sont calculées par **analyse harmonique**.
- les **observatoires temporaires**, qui présentent moins d'une année de mesure, parfois à peine un mois. Les cotes du zéro hydrographique et du niveau moyen nominal sont déterminées par **concordance** avec les observations du port de référence associé. Les constantes harmoniques sont déterminées par concordance par espèce avec celles du port de référence associé.

Les méthodes d'analyse harmonique, de concordance et de concordance par espèce sont décrites dans [Simon, 2007].

Sur certains sites, il est possible de trouver dans des publications de recherche ou dans la littérature spécialisée une ou plusieurs valeurs de niveau haut extrême atteintes à des dates antérieures à la période d'observation continue. Ces valeurs sont appelées **données historiques**. Les données historiques seront inventoriées (en spécifiant la source qui les mentionne) et leur qualité sera évaluée, dans la limite des compétences de l'ingénierie, sans aller vers le domaine de la recherche historique.

En ce qui concerne la détermination du niveau de marée prédit, le SHOM fournit pour les ports du littoral français :

- des fiches indiquant entre autres pour chaque port : le niveau moyen et le niveau des plus hautes mers astronomiques exprimés par rapport au zéro hydrographique, la date de détermination des constantes harmoniques, le nom du repère fondamental, le nom de l'organisme gestionnaire du repère fondamental, la cote du zéro hydrographique par rapport au repère fondamental, le système altimétrique légal, la cote du repère fondamental dans le système altimétrique légal, la cote du zéro hydrographique dans le système altimétrique légal et l'année de détermination de la cote du repère fondamental. Ces fiches sont en accès direct sur le site Internet du SHOM, à l'adresse www.shom.fr .
- les niveaux de marée prédits $X(t)$, exprimés par rapport au zéro hydrographique du port considéré et calculés par :

$$X(t) = Z_0 + \sum_{i=1}^m f_i H_i \cos(\omega_i t + V_i + u_i - g_i) \quad (4)$$

[2] Niveau moyen nominal : niveau moyen indiqué dans l'annuaire de marées.

où Z_0 est le niveau moyen nominal du port considéré, supposé constant (la dépendance en temps étant généralement délicate à établir), calculé sur la période la plus représentative possible (à la date du calcul) et exprimé par rapport au zéro hydrographique.

Une fois connu le niveau de marée prédit au lieu considéré, la série chronologique des surcotes-décotes peut être déterminée par différence entre le niveau de la mer observé et le niveau de marée prédit. Cette étape est examinée en détail au paragraphe 3.2.2.

2.1.2. La représentativité des données par rapport au site d'étude

Pour caractériser les niveaux de marée théoriques sur le site d'étude, on choisira les données correspondant au port le plus représentatif du site. La représentativité dépend de la distance entre le site d'étude et le port, mais également de la configuration locale (trait de côte, bathymétrie, etc.). Compte tenu de la durée relativement limitée des mesures nécessaires pour établir une prédiction assez précise du niveau de marée théorique (à partir d'un mois si on utilise une méthode de concordance par espèces avec les observations du port de référence, à l'exception des sites en estuaire), les prédictions sont disponibles en de nombreux ports le long des côtes françaises. Le site d'étude est donc rarement très éloigné du port où est calculée la marée théorique et la représentativité des données est généralement bonne. En cas de doute, on pourra consulter une carte des iso-lignes de niveaux de marée sur la zone et/ou comparer avec les niveaux de marées théoriques des ports voisins pour évaluer l'ordre de grandeur des écarts entre les deux points (dans la plupart des cas, on pourra se contenter d'évaluer les écarts sur les niveaux de pleine mer théoriques). Si l'écart conduit à une sous-estimation significative du niveau de marée théorique au droit du site, on appliquera une correction sur les niveaux de marée théoriques.

En ce qui concerne la série chronologique de surcotes : les applications envisagées nécessitent de disposer d'une série longue d'observations (*a minima* 10 ans), présentant le moins de lacunes possible. De telles séries d'observation ne sont disponibles que dans les ports de référence. On utilisera donc pour le calcul des surcotes les données (observations et niveau de marée prédit) du port de référence le plus représentatif du site d'étude. La représentativité dépend de la distance entre le site d'étude et le port de référence, de la configuration locale (trait de côte, bathymétrie, etc.), mais également de l'exposition aux tempêtes dominantes. La représentativité pourra être évaluée en comparant les mesures utilisées avec des mesures plus locales sur une période commune d'observations. On pourra également utiliser des résultats de modélisation numérique (cf. § 2.2) pour comparer la climatologie des surcotes sur le site d'étude à la climatologie des surcotes au port de référence.

2.1.3. Les périodes de mesures disponibles

L'ordre de grandeur de la durée des mesures disponibles est de quelques décennies pour les ports de référence, avec un taux de lacunes variable d'un observatoire à l'autre. Les séries d'observations les plus longues sont celles des marégraphes de Brest (qui remonte à 1807) et de Marseille (qui remonte à 1885).

2.1.4. Les évolutions majeures dans les techniques

Il existe de nombreuses techniques de mesure du niveau de la mer : on pourra consulter [Simon, 2007] pour une description détaillée des systèmes utilisés. Une partie importante des séries longues d'observations actuellement disponibles provient d'enregistrements effectués à l'aide des systèmes de mesure traditionnels : l'échelle de marée et le marégraphe à flotteur. Dans le cas d'un marégraphe à flotteur, les variations du niveau de la mer sont tracées sur des feuilles enroulées sur un tambour en rotation. Les données numériques peuvent être obtenues soit par numérisation des marégrammes, soit par un système de saisie directe installé sur le marégraphe. Parmi les différentes sources d'erreurs qui sont susceptibles d'affecter ce type d'enregistrement, on peut citer les défauts de calage vertical ou horizontal de la feuille au moment de son remplacement ou encore les défauts de rotation du tambour. Une évolution technologique importante a été marquée avec l'apparition des marégraphes à capteur de pression : d'abord les marégraphes pneumatiques, puis les marégraphes à jauges de contrainte et à quartz, qui peuvent être posés sur le fond. Les systèmes les plus récents sont les marégraphes à sonde aérienne ultrasonique ou électromagnétique. Mentionnons enfin le développement depuis une vingtaine d'années des techniques spatiales et l'arrivée de mesures issues des radars altimètres embarqués sur des satellites. Ces mesures sont extrêmement utiles pour les études sur le niveau des océans menées à l'échelle du globe, mais sont encore, à ce jour, difficilement exploitables à proximité des côtes.

2.1.5. La vérification de la qualité des données

La qualité et la quantité des données utilisées jouent un rôle primordial dans la validité et la précision des résultats d'une étude de caractérisation de valeurs extrêmes. La qualité des données doit être assurée en premier lieu par une maintenance soignée et des contrôles réguliers effectués sur le site du marégraphe par l'organisme en charge de l'observatoire.

On cherchera également à éliminer autant que possible *a posteriori* les valeurs aberrantes dans les séries de mesures de niveau utilisées en entrée d'une étude. On prendra cependant garde à ne pas utiliser des procédures trop sélectives qui diminueraient fortement le volume des mesures, avec le risque d'éliminer un événement significatif. Des valeurs aberrantes isolées peuvent être détectées graphiquement lorsque les mesures sont échantillonnées avec un pas de temps de l'ordre de quelques minutes (de 1 min à 10 min). Compte tenu de l'objectif visé de caractérisation des niveaux hauts extrêmes, une attention toute particulière devra être portée aux événements les plus forts de surcote. Si une erreur de mesure est suspectée, on pourra chercher à comparer avec la série de mesure correspondante obtenue au niveau d'un marégraphe voisin, ou encore analyser les conditions météorologiques observées dans les jours précédant la mesure suspecte, pour déterminer si elles étaient favorables à une situation de surcote.

2.2. LES DONNÉES ISSUES DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

2.2.1. La description

Le recours à la simulation pour constituer des bases de données numériques de niveaux et/ou de surcotes-décotes sur des périodes longues (plusieurs décennies) apparaît comme une voie très prometteuse pour améliorer la connaissance de la climatologie des niveaux marins et tout particulièrement des niveaux extrêmes. En effet, ce type d'approche permet d'obtenir des séries chronologiques de données réparties de façon homogène en espace et ne présentant pas de lacunes temporelles. La constitution de telles bases de données repose sur des simulations rétrospectives effectuées avec un modèle hydrodynamique, forcé par des champs de vent et de pression issues de ré-analyses climatiques, par exemple la ré-analyse ERA-40 du Centre européen de prévision météorologique à moyen terme (CEPMET ou ECMWF) ou la ré-analyse NCEP de la NOAA.

En particulier, EDF a constitué une première version de base de données de surcote-décotes le long des côtes françaises de l'Atlantique, la Manche et la mer du Nord, basée sur des simulations numériques effectuées à l'aide du logiciel TELEMAR-2D développé au LNHE [Hervouet, 2003]. Les champs de vent et de pression utilisés comme forçage sont issus de la ré-analyse NCEP2 de la NOAA.

2.2.2. La représentativité

La représentativité des données numériques extraites en un point du domaine dépend de la résolution du modèle (taille des mailles de la grille de calcul, résolution de la bathymétrie, discrétisation du trait de côte, résolution spatio-temporelle des forçages météorologiques utilisés en entrée, etc.), et de ses capacités et limitations intrinsèques en termes de représentation des processus.

2.2.3. Les périodes de données disponibles

Les périodes susceptibles d'être simulées dépendent essentiellement de la disponibilité des forçages météorologiques. À titre d'exemples, la ré-analyse ERA-40 de l'ECMWF est disponible sur 44 années et 8 mois (du 01/01/1958 au 31/08/2002) et la ré-analyse NCEP2 de la NOAA est actuellement disponible sur 29 années pleines (1979-2007, complétée chaque année).

2.2.4. La vérification de la qualité des données

La vérification de la qualité des données passe par la comparaison avec des échantillons de mesure *in situ*, en un ou plusieurs points les plus représentatifs possibles du site d'étude. Compte tenu des applications visées, on attachera une importance particulière aux capacités du modèle à reproduire fidèlement les épisodes de niveaux hauts extrêmes. Cette étape est un préalable indispensable à l'utilisation des données numériques pour mener une étude de dimensionnement.

3. LA CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA MER

3.1. LES PARAMÈTRES PHYSIQUES À QUANTIFIER

Le paramètre principal à quantifier est l'intensité, qui est ici le niveau de mer résultant de la conjonction de la marée théorique et d'une surcote. Une mise en œuvre pertinente des méthodes de calcul du niveau de dimensionnement pourra également nécessiter une caractérisation plus ou moins précise de la durée et de la cinétique des événements de surcotes : d'une part, pour la sélection d'événements indépendants (cf. § 3.2.1), d'autre part pour la combinaison entre la statistique des surcotes et la fonction de répartition de la marée théorique, dans le cas du recours à une méthode de probabilités jointes (cf. § 3.2.2). Par ailleurs, les informations acquises sur la persistance des niveaux extrêmes pourront être précieuses pour évaluer certains risques associés, en particulier dans les études de franchissement et de stabilité des ouvrages de protection.

3.2. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION EXISTANTES

3.2.1. Le principe des différentes approches envisageables

Le choix des scénarios hydrométéorologiques à retenir pour calculer le niveau haut de dimensionnement d'un ouvrage côtier nous paraît délicat à justifier dans un cadre réglementaire. Nous ne présentons donc pas dans le présent guide les approches de type déterministe. Nous n'envisageons que les approches probabilistes.

On suppose que l'exigence réglementaire impose que le niveau haut maximal de la mer pris en compte pour le dimensionnement d'un ouvrage ait une probabilité d'occurrence annuelle maximale p_0 , ou, de manière équivalente, que ce niveau soit associé à une période de retour supérieure ou égale à T_0 , avec :

$$T_0 = \frac{1}{p_0} \quad (5)$$

Les applications visées concernent les périodes de retour longues, supérieures à la durée des mesures disponibles. Différentes approches sont envisageables :

1. Ajouter au niveau de marée astronomique maximale l'estimation statistique de la surcote de période de retour T_0 . Le niveau haut ainsi calculé est clairement de période de retour supérieure à T_0 . En fixant T_0 à 1 000 ans, on obtient l'approche retenue dans la Règle fondamentale de sûreté (RFS) 1.2.e d'avril 1984, actuellement en vigueur pour la définition de la **Cote majorée de sécurité** (CMS) des sites nucléaires de bord de mer d'EDF.
2. Estimer statistiquement le niveau haut extrême effectivement associé à la période de retour T_0 , en déterminant d'abord la loi de distribution des surcotes extrêmes, puis en combinant la loi choisie avec la fonction déterministe de la marée théorique pour exprimer la probabilité d'occurrence d'un niveau haut global. Différentes variantes plus ou moins élaborées de cette approche, que nous désignerons sous le nom générique de « **méthode des probabilités jointes** » sont décrites dans [Pugh & Vassie, 1980], [Tawn, 1992], [Dixon et Tawn, 1999] et [Simon, 2007]. Certaines des différences entre les variantes proposées par ces auteurs sont précisées aux paragraphes 3.2.2 et 3.2.3.
3. Estimer statistiquement le niveau haut extrême effectivement associé à la période de retour T_0 , en effectuant l'analyse statistique directement à partir de la variable « niveau observé ». Cette approche est généralement considérée comme peu rigoureuse, dans la mesure où les méthodes classiques de statistiques extrêmes ne s'appliquent qu'à des variables aléatoires n'ayant ni cycle ni tendance : ce n'est pas le cas de la variable « niveau observé » car elle est fortement influencée par la marée théorique. Nous mentionnons toutefois la publication [Sobey, 2005], qui propose la mise en œuvre de ce type d'approche, mais avec une préparation spécifique des données destinée à filtrer en particulier le cycle nodal de la marée théorique.

Le groupe de travail se prononce en faveur de l'application de l'approche (1), pour les raisons suivantes :

- son caractère sécuritaire ;
- la relative simplicité de sa mise en œuvre ;
- la meilleure maîtrise des incertitudes par rapport à une méthode des probabilités jointes, dès lors que l'on utilise une version élaborée de cette dernière, l'introduction de paramètres supplémentaires compliquant l'évaluation des incertitudes ;
- la recherche de cohérence avec les études de réévaluation de la CMS qui ont été menées dans le cadre du Rex-inondation Blayais, en appliquant la RFS 1.2.e actuelle.

Nous envisageons dans la suite les approches de type (1) ou (2). Elles ont en commun de commencer par caractériser la distribution statistique des surcotes extrêmes (cf. § 3.2.2), mais diffèrent ensuite naturellement au moment de calculer le niveau de dimensionnement.

3.2.2. La loi de distribution des surcotes extrêmes

On décrit ici les étapes principales de l'application à la série des surcotes de la théorie des valeurs extrêmes dans un cadre stationnaire. On pourra se reporter à [Coles, 2001] pour une présentation plus détaillée des méthodes utilisées et des hypothèses sous-jacentes.

1^{ÈRE} ÉTAPE : LE CHOIX DE LA VARIABLE ET LA PRÉPARATION DE LA SÉRIE CHRONOLOGIQUE DE SURCOTES

Les données initiales sont :

- une série d'observations de niveaux, échantillonnées selon un pas de temps fixe (typiquement 1 heure), dont la qualité a été vérifiée (cf. § 2.1.5). Cette série peut présenter des lacunes. On pourra également rattacher à la série d'observations une ou plusieurs **valeurs historiques**. L'échantillon de valeurs historiques est associé à une durée, sur laquelle on suppose qu'aucun événement plus fort ne s'est produit ;
- la chronologie des niveaux de marée prédits couvrant l'ensemble de la période d'observations.

La première étape du travail consiste à préparer une série chronologique de surcotes, calculées par différence entre le niveau de la mer observé et le niveau de marée prédit. On commente ci-dessous certains choix importants à effectuer lors de l'étude :

- **La définition de la variable aléatoire « surcote » retenue :** on pourra en particulier travailler à partir d'une série de surcotes instantanées, échantillonnées avec un pas de temps égal ou supérieur au pas de temps des observations de niveau, ou à partir d'une série de surcotes de pleine mer (cf. § 1.1.3). Dans le cas où l'on choisit de travailler avec les surcotes de pleine mer, on extraira de la série des observations les niveaux de pleine mer, en utilisant par exemple une interpolation parabolique.

Le SHOM, organisme français de référence en matière d'hydrographie, considère que la variable la plus appropriée pour examiner et caractériser les surcotes extrêmes est la variable surcote de pleine mer [Simon, 2007]. Le groupe de travail suit et partage cette recommandation.

Ses raisons sont les suivantes :

- le niveau réel de mer sur un site résulte des processus d'interactions entre l'onde de marée, l'onde de surcote et la configuration locale du site (forme de la côte, bathymétrie), interactions qui se traduisent par des déformations et déphasages du niveau de mer réel par rapport à la marée pure. Les surcotes instantanées qui résultent de la différence algébrique avec un signal de marée pure sont très sensibles à cet effet de déformation/déphasage du niveau réel. De ce fait, leur pertinence en termes de valeurs extrêmes est très limitée. Au contraire, la surcote de pleine mer est moins sensible à ces effets et est plus stable pour estimer les niveaux maximum atteints ;
- la surcote horaire est une variable difficile à mesurer de manière précise. En effet, les fréquents défauts de calage en temps des observations par rapport aux prédictions se traduisent par des surcotes-décotes importantes au moment des mi-marées (le niveau variant rapidement), qui risqueraient de fausser très sensiblement les résultats des estimations statistiques ;
- les observations de pleine mer sont des données plus faciles à collecter et plus fiables que les données horaires lorsqu'elles sont issues de la digitalisation manuelle de rouleaux de marégraphes.

- **L'application d'une correction de tendance sur le niveau moyen pour le calcul des surcotes ?** L'objectif de cette correction est de garantir l'hypothèse de stationnarité de la série de surcotes. Le choix d'appliquer ou non une correction relève de l'avis d'expert, car compte tenu des échelles temporelles de variation de la cote du niveau moyen, il apparaît difficile de définir un mode de correction universel. Le choix pourra être guidé par les résultats de tests statistiques de stationnarité effectués sur la série des surcotes, ainsi que par la valeur de la tendance déterminée par un calcul de régression linéaire sur les niveaux moyens journaliers observés sur l'ensemble de la période. On pourra par exemple corriger linéairement les observations sur la base de cette tendance, de manière à ramener le niveau moyen des observations à la valeur (constante sur l'ensemble de la période) utilisée dans les prédictions du niveau de marée prédit.

□ **La mise en œuvre d'un tri saisonnier des observations ?** Le choix d'effectuer ce tri relève également de l'avis d'expert : en effet, si le tri saisonnier apparaît pertinent pour satisfaire les hypothèses d'homogénéité et de stationnarité de la série de surcotes, il conduit à une diminution du volume de données considérées, ce qui peut avoir des conséquences néfastes sur la qualité des ajustements statistiques, compte tenu des durées relativement courtes d'observations dont on dispose.

Les choix effectués, quels qu'ils soient, devront être tracés clairement dans les rapports d'étude. En particulier, le niveau moyen pris en compte dans les prévisions de marée devra figurer explicitement.

2^E ÉTAPE : LA SÉLECTION DE L'ÉCHANTILLON DE VALEURS EXTRÊMES

L'analyse statistique des valeurs extrêmes impose la sélection d'un échantillon d'événements de pics de surcotes indépendantes. De manière schématique, on distingue deux types d'approches pour isoler ces valeurs :

■ une première approche, dite par « **blocs** », consiste à fixer une durée et à ne retenir que la valeur maximale observée pendant cette durée. En particulier, lorsque la durée fixée est un an, on parle de méthode des maxima annuels. Le choix des tailles de blocs étudiées résulte d'un compromis entre le nombre de pics retenus et la recherche d'un échantillon homogène de valeurs « suffisamment fortes » ;

■ une seconde approche, dite par « **pics au-dessus du seuil** » (*Peaks Over Threshold, POT*), consiste à fixer une valeur seuil et à retenir les valeurs situées au-dessus de ce seuil, en s'assurant de leur indépendance. Le choix du seuil résulte également d'un compromis entre le nombre de pics retenus et la recherche d'un échantillon homogène de valeurs « suffisamment fortes ». C'est cette approche qui est retenue dans la méthode du renouvellement [Miquel, 1984 ; Feuillet *et al.*, 1987].

Dans le cas de l'approche POT, l'utilisation d'une méthode dite de « **déclustérisation** », permettant de garantir l'hypothèse d'indépendance entre les valeurs extrêmes sélectionnées en ne retenant qu'une seule valeur par événement de tempête est fortement recommandée en général et plus particulièrement si on a choisi de travailler à partir d'une série de surcotes instantanées, échantillonnées avec un pas de temps de l'ordre d'une heure.

L'approche POT présente *a priori* des avantages marqués par rapport à l'approche par blocs. D'une part, elle est particulièrement recommandée pour le traitement de séries de données courtes (au regard des périodes de retour que l'on cherche à caractériser), dans la mesure où elle permet de considérer des échantillons de valeurs extrêmes homogènes plus riches que l'approche par blocs. D'autre part, elle permet le traitement des événements historiques [Miquel, 1984]. Ce traitement est explicité dans la contribution « La caractérisation probabiliste des phénomènes extrêmes ».

3^E ÉTAPE : L'AJUSTEMENT STATISTIQUE

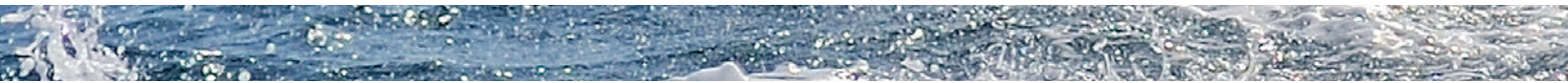
Il s'agit de choisir une forme de loi statistique et d'estimer les valeurs des paramètres qui permettent d'ajuster au mieux la loi à l'échantillon de valeurs extrêmes sélectionnées. La forme de la distribution « candidate » à l'ajustement dépend du mode de sélection des valeurs extrêmes que l'on a retenu. Dans le cas d'une sélection de maxima par bloc, on pourra par exemple considérer la distribution Généralisée de valeurs extrêmes (*Generalized Extreme Value, GEV*), ou la loi de Gumbel, qui est une forme limite de loi GEV. Dans le cas d'une sélection de pics au-dessus du seuil, on pourra par exemple considérer une Distribution généralisée de Pareto (*Generalized Pareto Distribution, GPD*), ou la loi exponentielle qui est une forme limite de loi GPD.

Il existe différentes méthodes d'estimation des paramètres. Les plus connues sont la méthode des moments, la méthode des moindres carrés et la méthode du maximum de vraisemblance, mais il en existe d'autres, par exemple l'estimateur de Hill [Hill, 1975] ou les moments pondérés de Hosking et Wallis [Hosking & Wallis, 1987]. On constate aujourd'hui un large consensus scientifique pour privilégier l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance par rapport à la méthode des moments et la méthode des moindres carrés.

Le critère de choix d'une loi est la bonne adéquation entre la loi théorique ajustée et la distribution empirique. L'évaluation de la qualité de l'ajustement se fait essentiellement à partir de critères graphiques, en construisant des diagrammes établissant la correspondance entre la loi théorique et les observations (par exemple, les diagrammes « quantiles - quantiles »). On attachera une importance particulière à la queue de la distribution (*i.e.* le domaine des valeurs les plus fortes). Le choix pourra également être guidé par des résultats de tests statistiques, par exemple le test du Chi deux ou le test d'Anderson-Darling, mais ces tests ne doivent pas à eux seuls déterminer le choix d'une loi. On renvoie au guide méthodologique de caractérisation des débits [Garçon, 2008] pour une description plus détaillée des tests d'ajustement. On pourra aussi étudier la stabilité de l'ajustement lorsque l'on fait varier le seuil ou la taille des blocs.

Dans le cas d'une approche par pics au-dessus du seuil, la caractérisation complète du processus de dépassement de seuil suppose d'ajuster également une loi statistique à la répartition des dates d'occurrence des pics, par exemple une loi de Poisson ou une loi binomiale. La qualité de l'ajustement de la loi de Poisson ou de la loi binomiale est également un critère de choix du seuil.

Dans certains cas, le diagramme de correspondance entre la loi théorique et les observations fait apparaître une valeur de surcote observée nettement plus élevée que la valeur théorique associée à la même probabilité : il s'agit d'un **horsain**. Ce horsain peut être soit une valeur présente dans la série de mesures, soit une valeur historique ajoutée à l'échantillon de mesures. Si l'on écarte l'hypothèse d'une erreur de mesure, la présence d'un horsain dans une série de données peut provenir :



■ d'une inadéquation du modèle statistique retenu, soit parce que les hypothèses sous-jacentes (entre autres les hypothèses de stationnarité, d'homogénéité, d'appartenance au domaine des extrêmes, etc.) ne sont pas satisfaites, soit parce que l'on ne considère pas une loi adaptée pour représenter la queue de distribution des surcotes. On pourra dans ce cas revoir les choix effectués lors de l'étape de sélection de l'échantillon de valeurs extrêmes et la forme de la loi envisagée ;

■ d'un simple hasard d'échantillonnage. L'incertitude liée aux effets d'échantillonnage est prise en compte dans le calcul de l'intervalle de confiance, mais cela n'exclut pas que l'on observe une valeur à l'extérieur de cet intervalle de confiance (puisque celui-ci est associé à un seuil de confiance strictement inférieur à 1), même si le modèle statistique est parfaitement adapté. Il n'y a pas dans ce cas d'action spécifique à mettre en œuvre.

L'interprétation d'une valeur de horsain est souvent délicate et relève de l'avis d'expert. Elle sera d'autant plus fiable que l'on dispose de séries longues de données.^[3]

Deux voies de recherche principales sont identifiées par le groupe de travail, et envisagées en vue de l'élaboration d'une méthodologie de prise en compte des horsains dans le traitement statistique des séries de surcotes.

■ La première voie de recherche porte sur la mise en œuvre d'une **approche régionale**. La méthode consiste à adimensionnaliser puis fusionner les observations provenant de différents ports d'une zone géographique (par exemple, les côtes françaises de l'Atlantique, la Manche et la mer du Nord ou encore les côtes de l'Ouest de l'Europe), en supposant ces observations homogènes d'un point de vue statistique. Ensuite, il s'agit de considérer l'échantillon d'observations (échantillon régional) ainsi constitué comme donnée d'entrée pour les traitements statistiques (au niveau de la 2^e étape décrite dans le présent guide). Les niveaux de retour, calculés d'abord sur la variable adimensionnelle régionale, sont ensuite transposés sur chaque site. Ce type d'approche, d'usage répandu en hydrologie, reste exploratoire dans le domaine maritime. Il s'agit donc d'une voie prometteuse, mais qui nécessite un travail d'analyse approfondi pour conduire à la prescription d'une méthodologie robuste.

■ La seconde voie de recherche consiste à poursuivre les travaux en cours sur la constitution de **bases de données numériques**, reposant sur la simulation rétrospective de périodes longues, en portant une attention particulière à la qualité de la reproduction des événements extrêmes. Cette voie apparaît également prometteuse et sa faisabilité est aujourd'hui démontrée (cf. § 2.2). Cependant, l'allongement de la durée des simulations, critique pour la prise en compte des horsains, reste dépendant de la disponibilité des forçages météorologiques utilisés en entrée.

Dans les deux cas, le principe général est d'enrichir l'échantillon de valeurs extrêmes pris en compte dans les extrapolations statistiques, afin de mieux mettre en perspective la valeur identifiée comme horsain.

3.2.3. Le calcul du niveau de dimensionnement

Le calcul sera effectué différemment selon l'approche retenue au paragraphe 3.2.1. Quelle que soit l'approche retenue, on recommande d'exprimer le niveau de dimensionnement final à la fois par rapport au zéro hydrographique et dans le système altimétrique légal du site d'étude, en se référant à la cote du zéro hydrographique dans le système altimétrique légal indiquée par le SHOM (cf. § 1.2).

■ L'approche de la RFS 1.2.e actuelle

La loi représentant la queue de distribution des surcotes ayant été déterminée (cf. § 3.2.2), on calcule les **niveaux de retour** de la variable surcote, i.e. l'estimation statistique des valeurs de surcote associées à différentes périodes de retour. Pour chaque période de retour, un intervalle de confiance sera déterminé autour de l'estimation ponctuelle. On pourra par exemple utiliser la delta-méthode [Coles, 2001].

Le niveau de la *CMS* est ensuite simplement déterminé par :

$$CMS = PHM + S_{1000} \quad (6)$$

[3] L'IRSN a souhaité voir si le choix de la variable « surcote de pleine mer » constituait un biais d'échantillonnage susceptible d'expliquer le phénomène de horsain. En collaboration avec l'IRSN, l'université de Nice a réalisé une analyse comparée des extrapolations statistiques de surcotes de la chronique horaire de Brest, en retenant successivement les surcotes de « pleine mer », et les surcotes instantanées horaires. Dans un premier temps, les données de surcotes horaires ont été contrôlées, afin d'écartier de nombreux artéfacts souvent liés à des décalages temporels accidentels du marégramme (depuis, les données antérieures au réseau permanent du SHOM ont été vérifiées et corrigées par le SHOM dans la base de données SONEL). Dans le cas de la série de Brest, la comparaison entre les ajustements statistiques de surcotes pleine mer et horaire n'a pas permis d'obtenir un ajustement statistique notablement plus satisfaisant avec les surcotes horaires, qu'avec des surcotes de pleine mer. L'étude a cependant montré un écart d'une dizaine de centimètres sur les surcotes maximales, qui apparaît indépendant de la fréquence (les surcotes horaires étant supérieures aux surcotes de pleine mer). De plus, dans le cadre de la collaboration université de Nice – IRSN, une analyse saisonnière des surcotes a été testée. Cette piste n'a pas non plus permis d'obtenir des ajustements statistiques exempts de horsains.

où :

PHM est le niveau des plus hautes mers astronomiques, encore appelé niveau de pleine mer astronomique maximale. On recommande de considérer la dernière réactualisation fournie par le SHOM (cf. § 2.1.1).

S_{1000} est la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 70 % de l'estimation statistique de la surcote de pleine mer associée à une période de retour de 1 000 ans.

■ La méthode des probabilités jointes

La loi représentant la queue de distribution des surcotes ayant été déterminée (cf. § 3.2.2), on calcule directement les niveaux de retour de la variable niveau de mer, *i.e.* l'estimation statistique des niveaux de mer associés à différentes périodes de retour. Pour chaque période de retour, un intervalle de confiance sera déterminé autour de l'estimation ponctuelle. On pourra par exemple utiliser la delta-méthode [Coles, 2001].

Le principe général de la méthode des probabilités jointes repose sur l'idée suivante : la probabilité que le niveau de mer Z observé à l'instant t (resp. lors d'une pleine mer) dépasse le niveau Z_0 , sachant que le niveau de marée prédit à cet instant t (resp. pour la pleine mer correspondante) est X , est égale à la probabilité que la surcote instantanée observée à l'instant t (resp. la surcote de pleine mer correspondante) soit supérieure à la valeur $(Z_0 - X)$. Ce principe est illustré sur le schéma de la **figure 2**.

Il existe différentes variantes de la méthode des probabilités jointes. On pourra se reporter à [Pugh & Vassie, 1980], [Tawn, 1992], [Dixon et Tawn, 1999] et [Simon, 2007] pour une présentation détaillée de ses principales déclinaisons. On commente ci-dessous certains choix importants à effectuer lors de sa mise en œuvre.

□ **L'hypothèse d'indépendance entre la marée théorique et la surcote** : en première approximation, on peut considérer que les effets météorologiques de surcotes-décotes sont indépendants de la marée théorique. Cependant, en faible profondeur, des effets d'interaction entre ces deux phénomènes ont été mis en évidence. En particulier, dans le cadre d'un vaste projet de réévaluation des niveaux extrêmes au large des côtes britanniques, [Dixon & Tawn, 1995] ont montré que les surcotes sont atténuées autour de la pleine mer, alors qu'elles sont amplifiées à marée montante. Une cartographie synthétique du degré de corrélation entre la marée théorique et les surcotes au large des côtes britanniques est présentée dans [Hawkes et Svensson, 2005]. La prise en compte de ces effets d'interaction dans le cadre de l'application de la méthode des probabilités jointes suppose d'introduire un modèle statistique pour représenter la relation de dépendance entre la marée théorique et les surcotes.

□ **La prise en compte de la durée des événements** : lorsque l'on effectue l'analyse statistique de la queue de distribution des surcotes telle qu'elle est présentée au paragraphe 3.2.2, l'information sur la durée des événements de surcote n'est pas conservée, dans la mesure où l'on s'intéresse aux événements de pic sur la seule variable surcote. En revanche, la prise en compte d'une combinaison avec le niveau de marée théorique impose de tenir compte du degré de regroupement (clusterisation) des événements extrêmes. On pourra pour cela s'appuyer sur le calcul des indices extrêmes (cf. [Leadbetter *et al.*, 1983 in Tawn, 1992] et [Husler, 1986, in Tawn, 1992]) de la série de surcotes et des niveaux observés. Compte tenu de la durée caractéristique d'un événement de surcote, ce point est d'une importance majeure si l'on travaille par exemple à partir de surcotes instantanées échantillonnées avec un pas de temps horaire, car dans ce cas, le degré de corrélation entre deux observations successives de surcote est élevé.

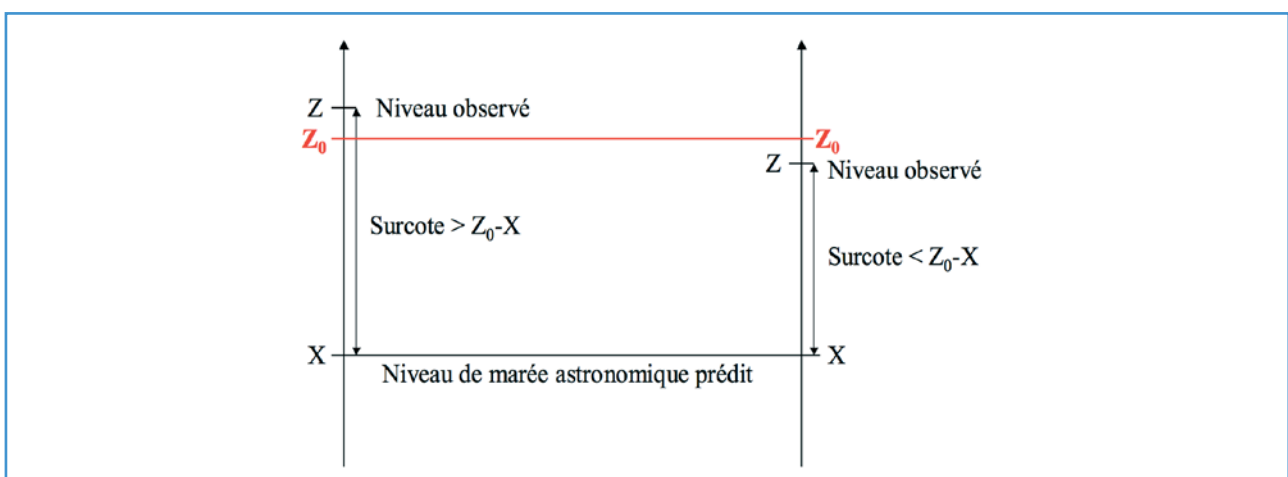


Figure 2 Niveau observé, niveau de marée prédit et surcote.

3.2.4. Les sources d'incertitude

Les principales sources d'incertitude identifiées sont :

- les incertitudes (et éventuellement les erreurs systématiques) dans les données utilisées en entrée de l'étude, i.e. les observations de niveau de mer et les prédictions de niveau de marée. En ce qui concerne les observations de niveau, les erreurs peuvent provenir de défauts dans les instruments de mesure ou, si l'on utilise des données de simulations numériques, des limitations du modèle. L'échantillonnage des données induit également une incertitude sur la valeur précise du pic de surcote, plus particulièrement sensible lorsque l'on travaille à partir de la variable « surcote de pleine mer ». En ce qui concerne les prédictions de niveau de marée, la source essentielle d'incertitude provient de l'estimation de la cote du niveau moyen, les constantes harmoniques pouvant être déterminées avec une très bonne précision sur la majorité des sites ;
- l'incertitude portant sur le choix des distributions statistiques utilisées. Cette incertitude intervient dans tous les cas à travers le choix de la loi utilisée pour représenter la queue de distribution des surcotes et éventuellement à travers le choix de la loi statistique utilisée pour représenter dépendance entre marée théorique et surcote dans le cas de l'application d'une méthode de probabilités jointes ;
- l'incertitude sur les estimations des paramètres, du fait de la durée limitée des échantillons de données utilisées. Cette incertitude, liée aux hasards d'échantillonnage, est critique dans les cas étudiés car on est amené à considérer des extrapolations à des durées de retour supérieures à 10 fois la durée de l'échantillon initial, ce qui est hors du cadre des « bonnes pratiques » en analyse des valeurs extrêmes. Cependant, cette incertitude est prise en compte dans le calcul de l'intervalle de confiance.

3.3. LES MÉTHODES EN COURS DE DÉVELOPPEMENT

On identifie plusieurs voies de progrès des méthodes de caractérisation des niveaux hauts extrêmes :

- la mise en œuvre d'une approche régionale pour le traitement statistique des séries de surcotes. Il s'agit d'une voie prometteuse, mais qui nécessite un travail d'analyse approfondi pour conduire à la prescription d'une méthodologie robuste (Cf. fin du paragraphe 3.2.2) ;
- l'intégration de résultats issus de simulations numériques. Ceux-ci peuvent être utilisés à différentes étapes, par exemple pour le traitement des lacunes, l'analyse de la dépendance entre la marée théorique et les surcotes, la caractérisation de la cinétique et de la durée des événements, etc. ;
- l'amélioration des méthodes statistiques adaptées à l'analyse des valeurs extrêmes dans un cadre non-stationnaire, qui permettent la prise en compte de tendances de long terme (éventuellement liées au changement climatique) ou d'effets saisonniers. Différentes formulations ont été proposées, mais elles nécessitent généralement l'estimation de nombreux paramètres, ce qui augmente les sources d'incertitudes.

4. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

Les évolutions de long terme des niveaux extrêmes de la mer résultent de la combinaison de différents processus, susceptibles d'interagir entre eux :

- l'évolution du niveau moyen global des océans et sa déclinaison à l'échelle régionale : il s'agit de l'évolution la plus importante mise en évidence à ce jour. L'évolution du niveau moyen en tout point du globe est le cumul de deux phénomènes. D'une part, les variations de niveau moyen imputable au changement climatique : à l'échelle planétaire, ces variations sont principalement expliquées par l'expansion thermique liée à l'élévation de la température de l'eau et la fonte des glaciers terrestres ; d'autres facteurs océanographiques, comme par exemple une modification de la circulation océanique, peuvent également expliquer des variations à l'échelle régionale. D'autre part, les mouvements de la croûte terrestre, qui n'ont pas de lien avec les évolutions climatiques et doivent être éliminés des observations si on veut isoler la part du signal liée au changement climatique. D'après les indications du SHOM et du BRGM^[4], les mouvements verticaux de la croûte terrestre sont du même ordre de grandeur dans les observations existantes que les variations de niveau moyen liées au volume des océans et autres

[4] BRGM : Bureau de Recherches Géologiques et Minières.

facteurs océanographiques. D'après le chapitre 5 du dernier rapport de l'*Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC)* [Bindoff *et al.*, 2007], le taux moyen d'élévation du niveau global des océans durant le XX^e siècle est estimé à $1.7 \pm 0.5 \text{ mm.an}^{-1}$; les estimations du niveau global des océans à la fin du XXI^e siècle dépendent du scénario considéré. D'après le chapitre 10 du dernier rapport de IPCC [Meehl *et al.*, 2007], l'élévation du niveau global des océans entre la période 1980-1999 et la période 2090-2099 est comprise entre 0,21 m et 0,48 m si l'on retient les résultats des projections correspondant au scénario A1B, comprise entre 0,23 m et 0,51 m si l'on retient les résultats des projections correspondant au scénario A2 et comprise entre 0,26 m et 0,59 m si l'on retient les résultats des projections correspondant au scénario A1FI (le plus pénalisant pour ce phénomène). Ce rapport montre aussi que la répartition spatiale de l'élévation est fortement non-uniforme et s'accompagne d'une importante variabilité à l'échelle décennale. En particulier, la variabilité interannuelle en Atlantique Nord-Est serait fortement corrélée aux variations de l'indice NAO (*North Atlantic Oscillation*). Compte tenu de la variabilité spatiale, il apparaît préférable de privilégier l'utilisation de résultats déclinés à l'échelle régionale pour estimer l'ordre de grandeur de l'évolution à considérer (en projection) sur un site, plutôt que de retenir la valeur de l'augmentation du niveau global. On pourra pour cela utiliser les rapports de l'IPCC, qui fournissent une synthèse des études existantes, tant à l'échelle planétaire qu'à l'échelle régionale et consulter si besoin le détail des études citées en référence. En pratique, à l'heure actuelle, on pourra privilégier des mesures locales extrapolées pour estimer l'évolution du niveau marin moyen sur quelques années, et des résultats de modèles régionaux consensuels (IPCC) pour une estimation à plus long terme. Cette démarche est appelée à évoluer avec l'amélioration des connaissances sur le sujet ;

- la modification des constantes harmoniques de la marée, due à l'évolution du niveau moyen : cet effet devrait *a priori* être faible comparé à l'élévation elle-même du niveau moyen. À titre d'exemple, une simulation numérique effectuée à l'aide du modèle CS3 du Proudman Oceanographic Laboratory montre qu'une augmentation de 50 cm du niveau moyen conduirait dans la Manche à une variation comprise entre 45 cm et 53 cm du niveau moyen de pleine mer [Flather *et al.*, 2001].

- La modification des surcotes extrêmes, liée à une modification du régime de tempête dans un scénario de changement climatique. L'analyse de ces différents phénomènes relève encore largement du domaine de la recherche. Les projections visant à évaluer leurs effets combinés à la fin du XXI^e siècle reposent sur l'utilisation de modèles climatiques et hydrodynamiques fournissant des simulations correspondant aux différents scénarios d'émissions de gaz à effet de serre établis dans le cadre de l'IPCC. Des travaux de recherche sont menés sur ce thème dans le cadre du projet de R&D français DISCOBOLE (Données pour le dimensionnement des structures côtières et des ouvrages de bord de mer à longue échéance), piloté par EDF. En particulier, des premières simulations de surcotes ont été réalisées en utilisant les projections issues du modèle climatique du Danish Meteorological Institute sur la période 2075-2100.

5. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS

Parmi les phénomènes susceptibles d'être associés à un événement de niveau haut extrême de la mer engendré par la conjonction d'une marée théorique et d'une surcote d'origine météorologique, il convient de distinguer ceux qui sont liés aux mêmes initiateurs ou qui sont susceptibles d'être engendrés par les conséquences d'un événement de niveau haut extrême de la mer, de ceux pour lesquels on n'a pas connaissance d'un lien systématique avec une cause ou une conséquence d'un événement de niveau haut extrême de la mer.

5.1. LES PHÉNOMÈNES LIÉS

Les phénomènes suivants sont liés aux événements de niveaux hauts extrêmes, dans la mesure où ils dépendent également des conditions météorologiques :

- les conditions d'états de mer du large ;
- l'agitation portuaire ;
- le set up dû aux vagues.

Les phénomènes précités ne sont pas pris en compte dans le calcul du niveau extrême de la mer tel qu'il a été décrit dans ce guide. On précise cependant que si les ondes de surface hautes fréquences (les ondes capillaires, les vagues dues au vent et une partie des seiches) sont filtrées dans les observations de marégraphes, aucun traitement n'est effectué pour désinfluencer les mesures de l'effet du set-up.

5.2. LES PHÉNOMÈNES SANS LIEN SYSTÉMATIQUE IDENTIFIÉ

On recense :

- les tsunamis ;
- les seiches.

6. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteur d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- la réalisation de grands travaux portuaires à proximité du site.

7. LES RÉFÉRENCES

- BENOIT M., MARCOS F., JANIN J.-M., 1997 : Interactions atmosphère-houle-marée-surcotes appliquées à la simulation des tempêtes en mer. *Actes du Symposium Saint-Venant "Analyse Multiéchelle et systèmes physiques couplés"*, 28-29 Août 1997, Paris (France), pp 211-218.
- BINDOFF, N.L., WILLEBRAND J., ARTALE V., CAZENAVE A., GREGORY J., GULEV S., HANAWA K., LE QUERE C., LEVITUS S., NOJIRI Y., SHUM C.K., TALLEY L.D., UNNIKRISSHANN A., 2007 : Observations : Oceanic Climate change and Sea Level. In : *Climate Change 2007 : The Physical Science Basis*. Contribution of Working group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [SOLOMON S., QIN D., MANNING M., CHEN Z., MARQUIS M., AVERYT K.B., TIGNOR M. and MILLER H.L.]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kindom and New York, NY, USA.
- COLES S., 2001 : An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values. *Springer Series in Statistics*.
- DIXON M.J., TAWN J.A., 1995 : Extreme sea-levels at the UK A-Class sites : optimal site-by-site analyses and spatial analyses for the east coast. *Proudman Oceanographic Laboratory Internal Document N°72*.
- DIXON M.J., TAWN J.A., 1999 : The effect of non-stationarity on extreme sea-level estimation. *Applied Statistics*, 48, Part 2, pp. 135-151.
- FLATHER R., BAKER T., WOODWORTH P., VASSIE I., BLACKMAN D., 2001 : Integrated effects of cimata change on coastal sea levels. *Proudman Oceanographic Laboratry. Internal Document n°140*.
- FEUILLET J., COEFFE Y., BERNIER J. CHALOIN B., 1987 : Le dimensionnement des digues à talus. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France, N°64, Editions Eyrolles, Paris (France).
- HAWKES P., SVENSSON C., 2005 : Joint Probability : Dependance Mapping and Best Practice : technical report on dependance mapping. *Defra/Environment Agency : Flood and Coastal Defence R&D Programme. R&D technical report FD2308/TR1*.
- HERVOUET, J.M., 2003. Hydrodynamique des écoulements à surface libre. Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- HILL B.M., 1975. A simple general approach to inference about the tail of a distribution. *The Annals of Statistics*, 3, 1163-1174.
- HOSKING J.R.M, WALLIS J.R., 1987. Parameter and quantile estimation for the Generalized Pareto Distribution. *Technometrics*, 29, 1339-1349.
- HUSLER J., 1986 : Extreme values of non-stationary random sequences. *Journal of Applied Probabilities*, 23, pp. 937-950.
- Journal Officiel, 2006 : *Décret du 03/03/2006 n°2006-272 paru au Journal Officiel de la République Française le 10/03/2006. Texte 12/200*.

- LEADBETTER M.R., LINDGEN G., ROOTZEN H., 1983 : *Extremes and Related Properties of Random Sequences and Series*. New York ; Springer.
- MEEHL G.A., STOCKER W.D., COLLINS W.D., FRIEDLINGSTEIN P., GAYE A.T., GREGORY J.M.,KITOH A., KNUTTI R., MURPHY J.M., NODA A., RAPER S.C.B., WATTERSON I.G., WEAVER A.J. and ZHAO Z.-C., 2007: *Global Climate Projections*.
- MIQUEL J. 1984 : *Guide pratique d'estimations des probabilités de crues*. Editions Eyrolles.
- PUGH D.T, VASSIE J.M., 1980. Applications of the joint probability method for extreme sea-level computations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, 69, pp. 959-975*.
- PUGH D.T., 1987. *Tides, Surges and Mean Sea-Level*. Wiley (dernière édition : 1996).
- SIMON B., 2007 : *La marée océanique côtière*. Editions de l'Institut Océanographique. 433 pages.
- SOBEY R.J., 2005 : Extreme low and high water levels. *Coastal engineering 52, pp. 63-77*.
- TAWN J.A., 1992 : Estimating Probabilities of Extreme Sea-Levels. *Applied Statistics 41, N°1, pp. 77-93*.



LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS

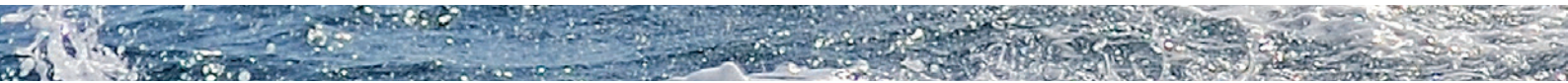
LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

Auteur principal

M. Benoit (EDF R&D - LNHE)

Contributeurs

F. Ardhuin (SHOM), C.-M. Duluc (IRSN), G. Goasguen (CETMEF), J. L'Her (CETMEF), V. Rebour (IRSN)



1. LES VAGUES, HOULES ET ÉTATS DE MER : LES DÉFINITIONS	28
1.1. LES DÉFINITIONS LIÉES AUX VAGUES DE VENT, HOULES ET ÉTATS DE MER	28
1.2. LE RAPPEL SUR LES PARAMÈTRES DESCRIPTIFS GÉNÉRAUX DES VAGUES	28
1.3. QUELQUES PARAMÈTRES ADIMENSIONNELS CARACTÉRISTIQUES DES VAGUES	30
2. LA CARACTÉRISATION ET LA REPRÉSENTATION DES ÉTATS DE MER RÉELS	30
2.1. INTRODUCTION	30
2.2. L'ANALYSE ET LA REPRÉSENTATION STATISTIQUE (OU VAGUE-À-VAGUE) DES ÉTATS DE MER	31
2.2.1. La méthode de séparation des vagues dans un état de mer	31
2.2.2. La distribution des hauteurs et périodes d'un état de mer	32
2.2.3. Les paramètres statistiques caractéristiques d'un état de mer	32
2.2.4. Les lois de distribution des hauteurs de vague d'un état de mer	32
2.3. L'ANALYSE ET LA REPRÉSENTATION SPECTRALE DES ÉTATS DE MER	35
2.3.1. La décomposition spectrale d'un état de mer	35
2.3.2. Les paramètres spectraux d'un état de mer	36
2.3.3. Les formes spectrales types	36
2.4. LES CORRESPONDANCES ENTRE PARAMÈTRES STATISTIQUES ET SPECTRAUX	38
2.5. LES ÉLÉMENTS SUR LES VAGUES EXTRÊMES AU SEIN D'UN ÉTAT DE MER (VAGUES SCÉLÉRATES)	39
3. LES SOURCES DE DONNÉES POUR LES ÉTATS DE MER	40
3.1. LES DONNÉES ISSUES DE MESURES <i>IN SITU</i>	40
3.1.1. La description	40
3.1.2. Les périodes de mesures disponibles	40
3.1.3. Les évolutions majeures dans les techniques	41
3.1.4. La vérification de la qualité des données	41
3.2. LES DONNÉES ISSUES DE LA TÉLÉDÉTECTION ET DE CAPTEURS SATELLITAIRES	41
3.3. LES OBSERVATIONS VISUELLES	41
3.4. LES DONNÉES ISSUES DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE	41
3.4.1. La description	41
3.4.2. La représentativité	42
3.4.3. Les périodes de données disponibles	42
3.4.4. La vérification de la qualité des données	42
4. LA CARACTÉRISATION DES CONDITIONS EXTRÊMES D'ÉTATS DE MER POUR UN SITE CÔTIER	43
4.1. LA MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE	43
4.2. L'ANALYSE DE LA CLIMATOLOGIE DES ÉTATS DE MER AU LARGE DU SITE CÔTIER D'INTÉRÊT	43
4.2.1. Les paramètres physiques à quantifier	43
4.2.2. La caractérisation des hauteurs significatives extrêmes	43
4.2.3. La détermination des périodes associées aux hauteurs extrêmes	45
4.2.4. La détermination des directions associées aux hauteurs extrêmes	46
4.3. LA PROPAGATION DE CONDITIONS D'ÉTATS DE MER DEPUIS LE POINT DU LARGE JUSQU'AU SITE CÔTIER D'INTÉRÊT	46
4.3.1. La méthodologie générale d'étude	46
4.3.2. Les caractéristiques du logiciel de calcul à utiliser	47
4.3.3. Les caractéristiques de la grille de calcul et de la bathymétrie du modèle	47
4.3.4. Le choix des conditions de niveau marin et de courant ambiant	48
4.4. L'AGITATION ET LA PRISE EN COMPTE DES INTERACTIONS AVEC LES OUVRAGES CÔTIERS	48
4.4.1. La méthodologie générale d'étude	48
4.4.2. Les caractéristiques du modèle numérique à utiliser	48
4.4.3. Les caractéristiques de la grille de calcul et de la bathymétrie du modèle	49
4.4.4. Le choix des conditions de niveau marin et de courant ambiant	49
4.4.5. La représentation des ouvrages dans le modèle	49
5. L'IMPACT SUR LE SITE	50
6. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	50
7. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS	50
7.1. LES PHÉNOMÈNES LIÉS	50
7.2. LES PHÉNOMÈNES SANS LIEN SYSTÉMATIQUE IDENTIFIÉ	50
8. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	51
9. LES RÉFÉRENCES	51

1. LES VAGUES, HOULES ET ÉTATS DE MER : LES DÉFINITIONS

1.1. LES DÉFINITIONS LIÉES AUX VAGUES DE VENT, HOULES ET ÉTATS DE MER

On désigne dans ce document sous le vocable « **houles et états de mer** » les ondes de gravité se propageant à la surface des océans et mers continentales qui

- sont générées (ou ont été générées) par le vent ;
- ont des périodes typiquement comprises entre 1 à 2 s pour les plus courtes et 25 à 30 s pour les plus longues. Les fréquences correspondantes sont donc comprises entre 0,033 et 1 Hz.

Pour des périodes inférieures à 0,1 s, on se trouve dans le domaine des ondes capillaires, pour lesquelles les effets de tension superficielle jouent un rôle dominant. Pour les périodes supérieures à 30 s, les ondes sont dites « longues » (ondes infra-gravitaires, seiches, tsunamis, marée astronomique) et ont des mécanismes générateurs différents.

Pour caractériser les vagues de vent, on introduit la terminologie suivante :

HOULE (OCÉANIQUE)

Ce terme est utilisé pour décrire un système de vagues observé en un point éloigné de la zone de génération par le vent et/ou lorsque le vent a cessé (*swell*). La houle se rencontre lorsque les vagues se sont propagées sur de grandes distances : les vagues ont alors un aspect ordonné, et sont quasi régulières à la fois en hauteur, période et direction (se rapprochant d'une onde sinusoïdale). Les périodes caractéristiques sont plutôt longues, comprises entre 8 et 25 s typiquement, selon les sites.

MER DE VENT

Ce terme désigne au contraire un système de vagues observé dans la zone de génération par le vent (*wind sea*). Les vagues sont en phase de formation, irrégulières en hauteur, période et direction. La direction moyenne des vagues est voisine de celle du vent. La surface de la mer a un aspect chaotique et les crêtes sont de longueur finie. Les périodes caractéristiques sont courtes et comprises entre 2 et 7 s typiquement (pour des vents de moins de 10 m/s, soit environ 20 nœuds ou 36 km/h).

CLAPOT

Le clapot correspond à une mer de vent locale sur une étendue de faible emprise (estuaire, baie, lac, bassin de port). Les périodes caractéristiques sont comprises entre 1 et 5 s typiquement.

ÉTAT DE MER

Ces caractéristiques moyennes sont constantes sur la durée considérée de l'état de mer. Cela suppose que les conditions d'environnement (vent, niveau de marée, courants ambiants notamment) sont stationnaires sur la durée considérée. On caractérise un état de mer par des valeurs caractéristiques (par exemple la hauteur significative, la période moyenne ou la période de pic, voir § 2).

En complément, on utilise le terme de **fetch** pour désigner la distance sur laquelle souffle le vent (longueur de la zone de génération des vagues).

1.2. LE RAPPEL SUR LES PARAMÈTRES DESCRIPTIFS GÉNÉRAUX DES VAGUES

On représente sur la **figure 1** une vague au sein d'un état de mer. La **figure 1.a** donne une vision spatiale de cette vague (profil spatial de surface libre à un instant donné), tandis que la **figure 1.b** en donne une vision temporelle (profil temporel en un point donné de l'espace).

La **hauteur** H (m) de la vague (hauteur crête à creux) est définie comme la différence de cote verticale entre le point le plus haut et le point le plus bas de la vague.

Dans le domaine temporel, le caractère périodique (ou pseudo-périodique) des vagues est mesuré par la **période** T (s), ou de façon équivalente par la **fréquence** $f = 1/T$ (Hz ou s^{-1}) ou la **pulsation** $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$ (rad/s). Dans le domaine spatial, le caractère périodique (ou pseudo-périodique) des vagues est mesuré par la **longueur d'onde** L (m), ou de façon équivalente par le **nombre d'onde** $k = 2\pi/L$ (rad/m).

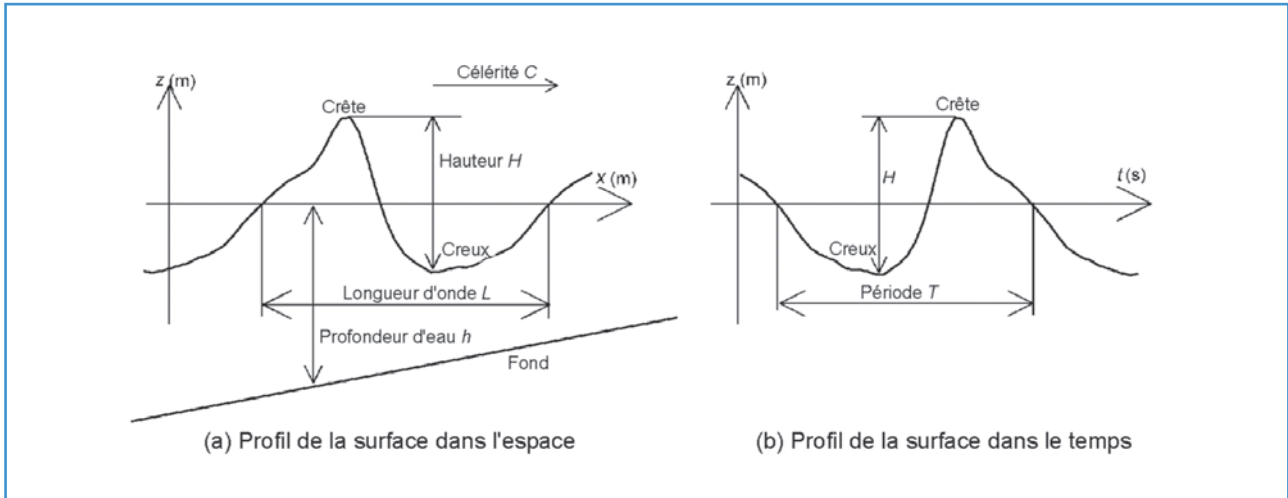


Figure 1 Paramètres caractéristiques d'une vague (a) en vision spatiale et (b) en vision temporelle.

La relation qui permet de relier les paramètres de périodicité spatiale (k ou L) aux paramètres de périodicité temporelle (T , f ou ω) et faisant intervenir la profondeur d'eau h et éventuellement la hauteur des vagues H , est appelée **relation de dispersion**. Dans le cadre d'une représentation linéaire des vagues (théorie dite d'Airy ou de Stokes à l'ordre 1), la hauteur des vagues n'intervient pas et cette relation de dispersion s'écrit :

$$\omega^2 = gk \tanh(kh)$$

Connaissant h et L (ou k), le calcul de la pulsation ω (ou de la période T) est trivial car la relation est explicite dans ce sens ; par contre, le calcul de L (ou k) en fonction de h et ω est plus compliqué, l'équation étant implicite. Dans ce cas, il faut procéder à une résolution numérique (méthode itérative) ou employer une approximation explicite [voir par exemple Eckart (1952), Hunt, (1979), Fenton et Mc Kee (1990)].

La vitesse de propagation des crêtes de vagues (**célérité de phase**) est par définition $C = L/T = \omega/k$ (m/s) et la vitesse de propagation de l'énergie (**célérité de groupe**) est donnée par $C_g = \partial\omega/\partial k$ (m/s). Dans le cadre d'une représentation linéaire des vagues (théorie dite d'Airy ou de Stokes à l'ordre 1), on obtient les relations suivantes :

$$C = \frac{g}{\omega} \tanh(kh) = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kh)}$$

$$C_g = n C \quad \text{où} \quad n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right)$$

Pour les cas de grandes et faibles profondeurs d'eau relatives (voir définition au § 1.3), la relation de dispersion ci-dessus peut être simplifiée et on obtient des expressions particulières, rassemblées dans le **tableau 1**, avec une indication du domaine de validité de ces approximations. Par usage, on note avec un indice « 0 » les grandeurs relatives au cas de profondeur supposée infinie.

Approximations Variables (unités)	Approximation de faible profondeur ou d'ondes longues (kh petit)	Approximation de grande profondeur ou d'ondes courtes (kh grand)
Critères pour pouvoir utiliser les approximations	$h/L < 1/25$ ou $T\sqrt{g/h} > 25$	$h/L > 1/2$ ou $T\sqrt{g/h} < 4$
Relation de dispersion	$\omega^2 = gh k^2$	$\omega^2 = gk_o$
Nombre d'onde k (rad/m)	$k = \omega / \sqrt{gh}$	$k_o = \omega^2/g$
Longueur d'onde L (m)	$L = T\sqrt{gh}$	$L_o = gT^2/(2\pi)$
Célérité de phase C (m/s)	$C = \sqrt{gh}$	$C_o = gT/(2\pi)$
Célérité de groupe C_g (m/s)	$C_g = C = \sqrt{gh}$	$C_{go} = 1/2 C_o = gT/(4\pi)$

Tableau 1 Expressions particulières de la relation de dispersion des vagues en faibles ou grandes profondeurs d'eau.

1.3. QUELQUES PARAMÈTRES ADIMENSIONNELS CARACTÉRISTIQUES DES VAGUES

Pour caractériser de façon adimensionnelle la forme et les propriétés d'une vague, on utilise les nombres adimensionnels suivants :

■ **la profondeur d'eau relative**: kh (ou h/L) ou **la période adimensionnelle** $T\sqrt{g/h}$. Ces paramètres permettent de quantifier dans quelle mesure les effets de profondeur d'eau finie seront importants ou pas dans la dynamique des vagues. Ces paramètres sont utilisés par exemple dans le **tableau 1** ci-avant ;

■ **la cambrure** $s = H/L$ et **la hauteur de vague relative** H/h . Ces paramètres mesurent le degré de non-linéarité des vagues et la proximité du déferlement (limite de stabilité des vagues, établissement de relations semi-empiriques permettant de calculer les hauteurs maximales de vague avant déferlement). La cambrure est un paramètre très utilisé, quelle que soit la profondeur d'eau relative. La hauteur de vague relative est essentiellement utilisée en faible profondeur d'eau. En pratique, la cambrure est souvent calculée en faisant intervenir la longueur d'onde en profondeur infinie $L_o = gT^2/(2\pi)$ au lieu de la longueur d'onde locale L . Dans ce cas, il est recommandé de noter cette cambrure s_o ;

■ **le nombre d'Iribarren** ξ ou Ir est utilisé pour caractériser les interactions des vagues avec un fond marin en pente (par exemple : prédiction du type de déferlement, critères de déferlement) ou un ouvrage de type « digue à talus » (run-up, franchissements, etc.). Il fait intervenir une caractéristique géométrique du fond ou de l'ouvrage, sa pente $m = \tan(\alpha)$ et la cambrure des vagues s (c'est-à-dire la hauteur H des vagues, leur période T et la profondeur h) :

$$\xi = \frac{m}{\sqrt{s}} = \frac{m}{\sqrt{H/L}}$$

Si ce paramètre est calculé à partir de la cambrure s_o , on le note également avec un indice « 0 » : ξ_o ou Ir_o .

Les paramètres ci-dessus ont été introduits pour le cas d'une vague (ou d'un train de vagues toutes identiques entre elles). En pratique, les états de mer réels sont irréguliers. On présente dans la partie suivante les approches de caractérisation des états de mer réels, qui permettent notamment de calculer des hauteurs et des périodes de vagues caractéristiques (par exemple : hauteur significative, période moyenne ou période de pic, etc.).

Il est possible d'étendre les définitions ci-dessus des paramètres adimensionnels aux états de mer réels, en utilisant la hauteur significative H_s ou H_{mo} au lieu de H , ainsi que la période de pic T_p ou la période moyenne T_m au lieu de T . Dans ce cas, il est recommandé de préciser avec un indice quelle période est utilisée pour le calcul de la cambrure et/ou du nombre d'Iribarren (i.e. indice « p » si on utilise la période de pic T , et « m » si on utilise la période moyenne T_m).

2. LA CARACTÉRISATION ET LA REPRÉSENTATION DES ÉTATS DE MER RÉELS

2.1. INTRODUCTION

Les états de mer réels sont constitués de vagues qui présentent les unes par rapport aux autres des différences en termes de période, de hauteur et de direction de propagation. Pour pouvoir représenter et caractériser ce caractère irrégulier ou pseudo-aléatoire, il faut définir des paramètres représentatifs caractéristiques de l'état de mer.

Pour obtenir une mesure d'un état de mer, il existe deux grandes options, illustrées de façon schématisées sur la **figure 1** (voir également § 3) :

■ soit procéder à un enregistrement de l'élévation de surface libre $\eta(t)$ en un point particulier (x_0, y_0) du domaine maritime. On dispose alors d'une série temporelle d'une durée de l'ordre d'une demi-heure (en pratique entre 20 min et 1 heure) avec une fréquence d'échantillonnage comprise entre 1 et 2 Hz en général. À partir de cette série, on peut calculer des paramètres caractéristiques en faisant une hypothèse de stationnarité de l'état de mer sur la durée de mesure ;

■ soit réaliser une image spatiale (x, y) de la surface de la mer à un instant t_0 donné, avec une résolution adaptée pour visualiser les différentes longueurs d'onde en jeu. C'est le principe des mesures par imagerie ou radar (terrestres, aéroportés ou satellitaires). On peut calculer des paramètres caractéristiques en faisant une hypothèse d'homogénéité spatiale de l'état de mer sur l'emprise géographique de mesure.

La présente contribution n'a pas vocation à décrire de façon exhaustive toutes les méthodes d'analyse dans l'un ou l'autre des cas. On se concentre dans la suite du document sur la première option, qui reste en pratique la plus fréquente pour les applications réelles, étant précisé que les données issues de la deuxième option peuvent tout à fait être considérées et prises en compte dans une étude de climatologie des états de mer (notamment au large des côtes, en domaine océanique).

Les paragraphes suivants détaillent les deux méthodes d'analyse que l'on peut mettre en œuvre pour caractériser un état de mer à partir d'une série temporelle d'élévation de surface libre d'une durée de l'ordre de 30 min. On décrit d'abord au paragraphe 2.2 l'approche statistique (ou vague-à-vague). L'approche spectrale est décrite au paragraphe suivant (cf. § 2.3).

2.2. L'ANALYSE ET LA REPRÉSENTATION STATISTIQUE (OU VAGUE-À-VAGUE) DES ÉTATS DE MER

2.2.1. La méthode de séparation des vagues dans un état de mer

La première étape à traiter consiste à « séparer » les vagues sur un enregistrement temporel. La méthode recommandée pour définir une vague correspond à la durée séparant deux passages successifs de l'élévation de surface libre par son niveau moyen par valeurs croissantes (*zero up-crossing*, cf. figure 2.b) ou décroissantes (*zero down-crossing*, cf. figure 2.a) comprenant une crête et un creux. La méthode recommandée par l'Association internationale des recherches hydrauliques [AIRH-AIPCN, 1986] est la variante *zero down-crossing* qui donne plus de sens physique aux vagues ainsi séparées, en particulier en faible profondeur d'eau. En effet, les vagues ainsi séparées sont composées d'abord d'une portion de creux puis de la crête suivante dans son intégralité (i.e. le front montant de la vague est pris dans son intégralité).

Appliquée à un signal $\eta(t)$ de durée donnée, cette méthode de séparation « vague - vague » permet de constituer une série de N vagues caractérisées par les couples (hauteur, période) = (H_p, T_p) .

Ces N couples (H_p, T_p) sont ensuite réordonnés par hauteurs décroissantes.

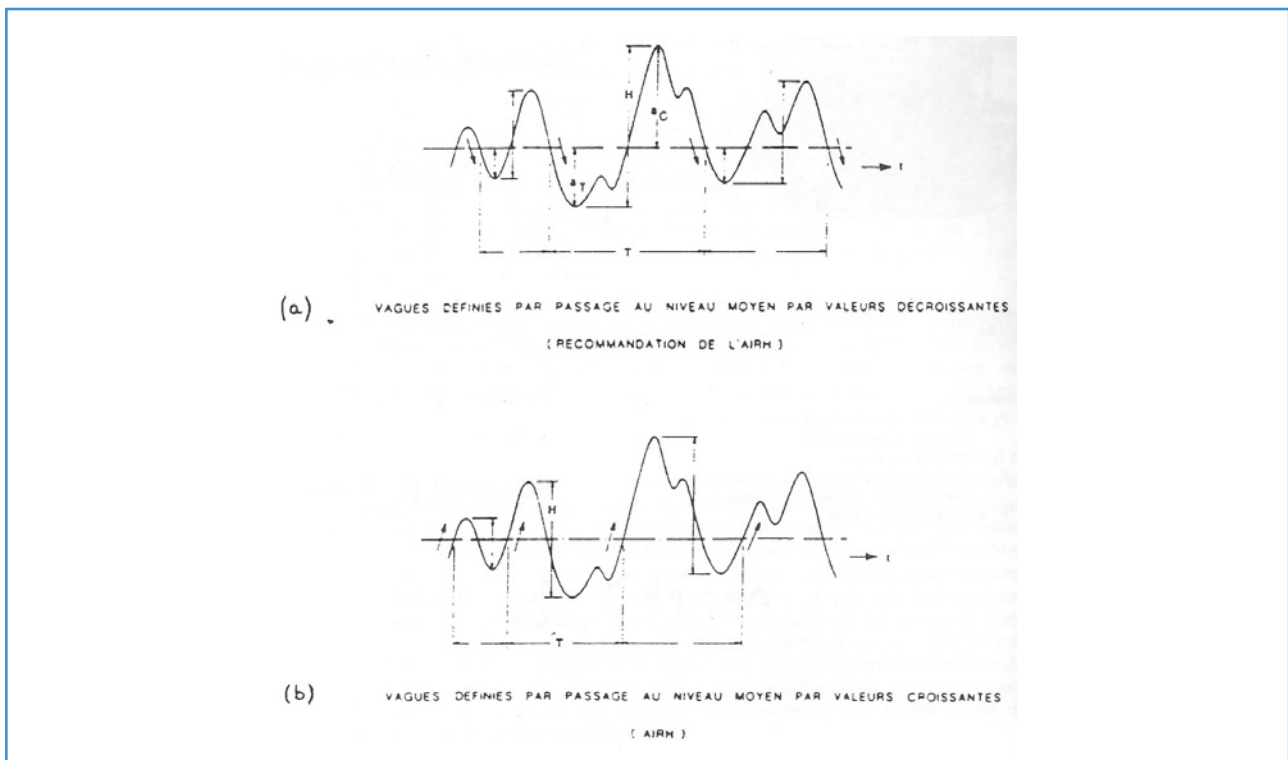


Figure 2 Méthodes de définition d'une vague par zero down-crossing (a) ou up-crossing (b) [figure extraite de AIRH-AIPCN (1986)].

2.2.2. La distribution des hauteurs et périodes d'un état de mer

Il est ensuite possible de procéder à différents traitements statistiques [AIRH-AIPCN, 1986] et d'établir notamment la distribution des hauteurs de houle H_i (histogramme des hauteurs) et, éventuellement, d'ajuster ensuite des lois mathématiques de distributions de hauteurs de houle, comme la loi de Rayleigh par exemple (cf. § 2.2.4).

Le même exercice peut être fait pour les périodes individuelles T_p , voire les cambrures $s_i = H_i/T_p$, quoique cela représente en général un intérêt moins direct pour les applications d'ingénierie en pratique.

2.2.3. Les paramètres statistiques caractéristiques d'un état de mer

À partir de la série des N couples (H_p, T_p) , on définit et calcule notamment les paramètres suivants caractéristiques de l'état de mer :

Hauteurs caractéristiques de l'état de mer : (classées par valeurs croissantes)

$$H_m = \bar{H} \quad : \text{ hauteur moyenne de l'état de mer : } \quad \bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i$$

$$H_{rms} \quad : \text{ hauteur quadratique moyenne : } \quad H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2}$$

$H_s = H_{1/3}$: **hauteur de houle significative** : moyenne du tiers des plus fortes hauteurs de l'état de mer.

$H_{1/10}$: moyenne du 1/10^e des plus fortes hauteurs de l'état de mer.

H_{max} : hauteur maximale mesurée sur la durée enregistrée de l'état de mer.

Périodes caractéristiques de l'état de mer :

$$T_m = \bar{T} \quad : \text{ période moyenne de l'état de mer : } \quad \bar{T} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N T_i$$

$T_s = T_{H1/3}$: période significative : moyenne des périodes du tiers supérieur de la population des hauteurs de vagues (parfois notée simplement $T_{1/3}$)

On retient que, parmi ces paramètres, les plus importants et les plus utilisés en pratique sont :

■ pour les hauteurs de vagues : la hauteur significative $H_s = H_{1/3}$;

■ pour les périodes : la période moyenne $T_m = \bar{T}$ ou la période significative $T_s = T_{H1/3}$ ($= T_{1/3}$).

2.2.4. Les lois de distribution des hauteurs de vague d'un état de mer

En pratique, il est très utile de disposer de lois ou de modèles statistiques de distribution des hauteurs de vagues d'un état de mer. On précise bien ici qu'il s'agit d'une distribution « court terme » des hauteurs de vagues individuelles au sein d'un état de mer donné, et non pas d'une distribution « long terme » des hauteurs significatives d'états de mer (point qui sera abordé au § 4.2). On distingue ci-après les cas de grande profondeur d'eau (relative), puis le cas de profondeur d'eau finie ou faible.

2.2.4.1. Le cas de grande profondeur d'eau (relative)

En grande profondeur d'eau, on peut supposer que l'élévation de surface libre suit une loi de distribution gaussienne, ce qui permet de montrer que les hauteurs individuelles sont distribuées suivant une **loi de Rayleigh** [Massel, 1996 par exemple]. La fonction de distribution correspondante pour les hauteurs peut s'écrire sous les trois formes équivalentes suivantes :

$$F(H) = \text{Prob}(\underline{H} < H) = 1 - \exp\left(-\frac{H^2}{8m_0}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{H_m}\right)^2\right) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right)$$

Les expressions correspondantes de la densité de probabilité s'écrivent :

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} \exp\left(-\frac{H^2}{8m_0}\right) = \frac{\pi}{2} \frac{H}{H_m^2} \exp\left(-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{H_m}\right)^2\right) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp\left(-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2\right)$$

La loi de Rayleigh ne dépend que d'une seule hauteur (ou variable) caractéristique qui peut être, comme l'indiquent les expressions ci-dessus :

■ la hauteur quadratique moyenne H_{rms} ;

■ la variance de l'état de mer m_0

$$m_0 = \eta_{rms}^2 = \frac{1}{T} \int_0^T (\eta(t) - \bar{\eta})^2 dt ;$$

■ la hauteur moyenne H_m ;

■ ou bien encore la hauteur significative $H_{1/3}$ (expression non donnée ici).

On note également que la distribution de Rayleigh correspond au cas particulier de la distribution de Weibull avec un paramètre de forme fixé à 2.

De par son expression analytique relativement simple à manipuler, la loi de Rayleigh permet de calculer les rapports entre deux hauteurs caractéristiques quelconques de l'état de mer. Il s'agit de résultats connus et bien documentés [Massel, 1996 ; Goda, 2000], dont les principaux sont :

$$H_{rms} = 1.128 H_m = 2.828 \sqrt{m_0}$$

$$H_{1/3} = 1.60 H_m = 1.416 H_{rms} = 4.004 \sqrt{m_0}$$

$$H_{1/10} = 1.27 H_{1/3}$$

On rappelle également que la distribution de Rayleigh n'est pas bornée : la hauteur maximale est en théorie infinie. Pour un état de mer, par définition de durée finie, on ne peut pas obtenir d'expression déterministe de la valeur de H_{max} . Cependant, si on considère la variable (H_{max}/H_s) comme une variable statistique, on peut obtenir certains résultats sur la distribution de cette variable et notamment l'expression de sa valeur moyenne et de son mode (valeur la plus fréquente), si on se fixe le nombre N_o de vagues de l'état de mer [Massel, 1996 ; Goda, 2000] :

$$\left[\frac{H_{max}}{H_s} \right]_{mode} \approx \sqrt{\frac{\ln N_o}{2}}$$

À titre d'exemple, pour des mesures d'états de mer considérées réalisées sur des durées de 20 minutes, on obtient les valeurs suivantes pour différentes périodes moyennes de vagues (cf. [tableau 2](#)).

Sur la base de ces résultats, il est courant d'utiliser en ingénierie une relation simple du type : $H_{max} = C H_s$ avec un coefficient constant C pour estimer une valeur réaliste de H_{max} en fonction de H_s . La valeur du coefficient C dépend de la durée des mesures et des périodes caractéristiques de l'état de mer, et peut varier suivant les cas entre 1,5 et 1,8, voire 2,0 [Goda, 2000] et même au-delà : on parle alors de « vagues scélébrates » (voir § 2.5).

Pour le cas des états de mer rencontrés sur les côtes françaises de l'océan Atlantique, la Manche et la mer du Nord (de périodes supérieures à 7 s la plupart du temps, et toujours dans les cas de tempête) et une durée d'acquisition standard de 20 min des systèmes de mesure, le tableau ci-dessus montre que le ratio $C = 1,6$ est un choix pertinent ; cette valeur est utilisée depuis de nombreuses années à EDF.

2.2.4.2. Le cas de faible profondeur d'eau (relative)

En faible profondeur d'eau, lorsque les vagues se déforment sous l'action des effets non-linéaires liés à la remontée des fonds et s'approchent de leur limite de stabilité, les analyses statistiques des mesures *in situ* montrent que l'histogramme des hauteurs s'écarte d'une distribution de Rayleigh. Par ailleurs, en zone de déferlement, le déferlement a pour effet d'écarter les plus grandes vagues de l'état de mer et de tronquer la distribution des hauteurs de vagues.

Période moyenne (s)	6	7	8	9	10	11	12	13
Nb. de vagues N_o sur une durée de 20 min	200	171	150	133	120	109	100	92
$(H_{max}/H_s)_{mode}$	1,63	1,60	1,58	1,56	1,55	1,53	1,52	1,50

Tableau 2

Différents auteurs ont mené des recherches pour proposer des modèles de distribution des hauteurs adaptés aux faibles profondeurs d'eau. Pour ces conditions, le modèle de distribution de Rayleigh n'est plus indiqué. Il faut mettre en œuvre des modèles de distribution plus complexes. On peut citer par exemple :

- la distribution de Béta-Rayleigh [Hughes et Borgman, 1987] ;
- la composition de deux distributions de Weibull [Battjes et Groenendijk, 2000] ;
- la distribution modifiée de [Mendez *et al.*, 2004].

Ces modèles prennent en compte les effets de paramètres tels que la profondeur d'eau locale h et la cambrure des vagues. Leur utilisation est plus compliquée que le modèle de Rayleigh. Par ailleurs le retour d'expérience sur certains de ces modèles récents étant encore limité, il est conseillé, dans la mesure du possible, de procéder à une appréciation de leur validité préalablement à une application pratique sur un cas réel, ou à défaut de comparer entre eux les résultats de plusieurs de ces distributions.

En ce qui concerne la hauteur maximale de vague d'un état de mer, celle-ci ne peut pas être seulement estimée à partir de la hauteur significative à l'aide d'un coefficient (comme dans le cas de grande profondeur d'eau, traité au paragraphe précédent). En effet, en faible profondeur d'eau, la hauteur maximale des vagues est également contrôlée par des paramètres de bathymétrie (valeur de la profondeur essentiellement, et pente des fonds).

Des critères (empiriques) de déferlement permettent d'estimer la hauteur maximale des vagues (*i.e.* au moment où elles déferlent) pour des géométries simples (fond de pente constante). On peut, par exemple, utiliser les critères proposés par [Goda, 1970] et [Weggel, 1972] :

$$\text{Goda (1970)} \quad \frac{H_b}{h_b} = 0.17 \frac{L_0}{h_b} \left\{ 1 - \exp \left[-1.5\pi \frac{h_b}{L_0} \left(1 + 15m^{4/3} \right) \right] \right\}$$

$$\text{Weggel (1972)} \quad \frac{H_b}{h_b} = \frac{b(m)}{1 + a(m) \frac{h_b}{L_0}} = b(m) - a(m) \frac{H_b}{L_0}$$

$$\text{avec } a(m) = 6.96(1 - \exp(-19m)) \quad b(m) = 1.56 [1 + \exp(-19.5m)]^{-1}$$

Dans ces formules, H_b est la hauteur de vague au point de déferlement, h_b est la profondeur d'eau à laquelle se produit le déferlement, m est la pente du fond, L_0 est la longueur d'onde en profondeur infinie calculée pour la période considérée des vagues (supposées ici monochromatiques) (cf. [tableau 1](#)).

En tout état de cause, étant donné que le déferlement commence par écrêter les plus fortes hauteurs d'un état de mer, c'est la queue de la distribution des hauteurs de vagues d'un état de mer qui se trouve de fait affectée en premier par ce phénomène (certaines des lois de distributions mentionnées ci-avant étant d'ailleurs tronquées à une hauteur maximale calculée localement). Lorsque les effets de déferlement se font sentir, le ratio H_{max}/H_s est donc inférieur aux valeurs que l'on peut calculer avec la loi de Rayleigh pour des grandes ou moyennes profondeurs d'eau.

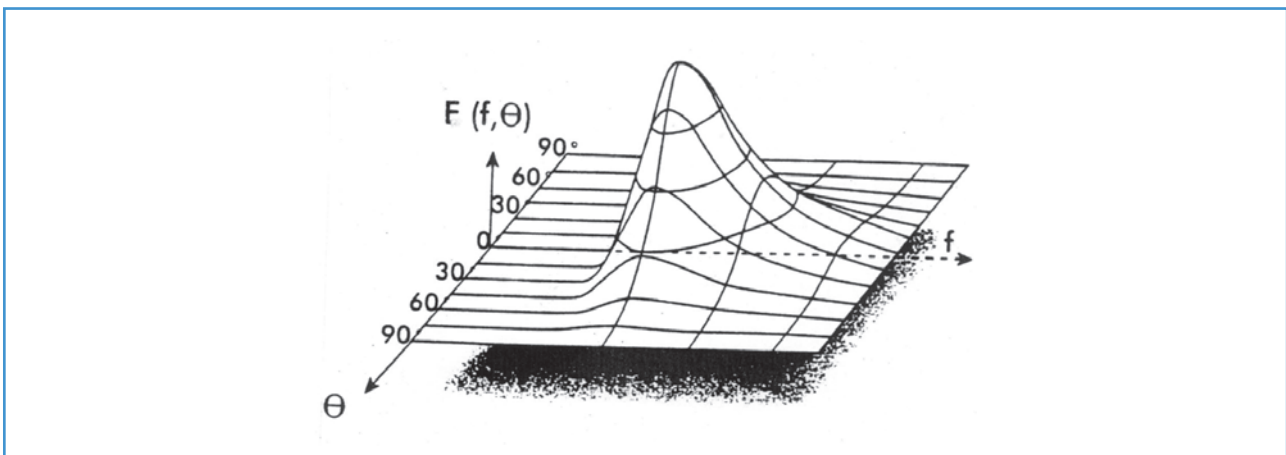


Figure 3 Exemple de spectre directionnel.

2.3. L'ANALYSE ET LA REPRÉSENTATION SPECTRALE DES ÉTATS DE MER

2.3.1. La décomposition spectrale d'un état de mer

Le principe de la décomposition spectrale d'un état de mer consiste à supposer que le champ d'élévation de surface libre $\eta(x,y,t)$ résulte de la superposition d'un grand nombre de composantes sinusoïdales élémentaires (i.e. monochromatiques et monodirectionnelles) indépendantes les unes des autres. Ces composantes sont superposées linéairement (hypothèse de linéarité de l'état de mer). Cela s'écrit sous forme discrète :

$$\eta(x,y,t) = \sum_{m=1}^M a_m \cos [k_m(x \cdot \cos \theta_m + y \cdot \sin \theta_m) - \omega_m t + \varphi_m]$$

Sous l'hypothèse de superposition linéaire mentionnée ci-dessus, les phases φ_m sont distribuées aléatoirement sur l'intervalle $[0 ; 2\pi]$ avec une densité de probabilité uniforme. L'amplitude de chaque composante élémentaire est a_m . Quant au nombre d'onde k_m et la pulsation ω_m de chaque composante, ils sont liés par la relation de dispersion linéaire (cf. § 1.2).

Une généralisation continue de la formulation discrète ci-dessus pour la représentation de l'état de la mer s'écrit sous la forme pseudo-intégrale suivante :

$$\eta(x,y,t) = \int_{f=0}^{\infty} \int_{\theta=0}^{2\pi} \sqrt{2F(f,\theta)} df d\theta \cos[k(x \cdot \cos \theta + y \cdot \sin \theta) - \omega t + \varphi]$$

où la phase φ est encore une variable aléatoire répartie sur l'intervalle $[0 ; 2\pi]$ avec une densité de probabilité uniforme sur l'intervalle $[0 ; 2\pi]$.

La quantité $F(f,\theta)$ est la **densité spectro-angulaire de variance** de l'état de mer, encore appelée **spectre directionnel de variance de l'état de mer** (exprimé habituellement en $m^2 \cdot Hz^{-1} \cdot rad^{-1}$). C'est une fonction qui décrit la répartition de l'énergie de l'état de mer non seulement suivant les fréquences f , mais aussi suivant les directions de provenance θ .

Un exemple de spectre directionnel de variance est donné sur la [figure 3](#).

Le spectre directionnel de variance est généralement décomposé de la façon suivante :

$$F(f,\theta) = E(f) \cdot D(f,\theta)$$

$E(f)$ est le **spectre omnidirectionnel de variance**, classiquement établi lorsque n'est pas pris en compte l'aspect directionnel des vagues. Il s'obtient à partir du spectre directionnel de variance en intégrant sur les directions de houle :

$$E(f) = \int_0^{2\pi} F(f,\theta) d\theta$$

$D(f,\theta)$ est la **Fonction de répartition angulaire** (FRA) de la variance. Elle traduit la façon dont est répartie angulairement l'énergie $E(f)$ associée à la fréquence f . C'est une fonction positive sur $[0 ; 2\pi]$, vérifiant $D(f,0) = D(f,2\pi)$ et dont l'intégrale sur $[0 ; 2\pi]$ vaut 1.

Pour obtenir le spectre omnidirectionnel de variance, un seul signal d'élévation de surface libre suffit. Dans la pratique, la méthode numérique utilisée pour estimer $E(f)$ est basée sur l'approche dite du « périodogramme », dont le principe consiste à estimer le spectre de variance par le carré du module de la transformée de Fourier de l'élévation de surface libre. On utilise en pratique des algorithmes de transformée de Fourier rapide (FFT).

Pour obtenir le spectre multidirectionnel de variance, il faut disposer de plusieurs mesures réalisées simultanément : soit plusieurs grandeurs de houle en une même position (élévation de surface libre, vitesses, pentes de surface libre, etc.), soit une même grandeur de houle (en général l'élévation de surface libre) en plusieurs positions, soit encore, en combinant les deux approches, différentes grandeurs de houle en plusieurs positions. Il s'agit d'un problème délicat qui a fait (et continue de faire) l'objet de nombreuses recherches.

Lorsque des mesures de vagues sont fournies, il est important d'indiquer par le biais de quel instrument et de quelle méthode de traitement elles ont été obtenues, [Hauser *et al*, 2005] préconisant de préciser pour les états de mer directionnels le mode de mesure utilisé et la méthode d'analyse employée pour obtenir le spectre directionnel.

2.3.2. Les paramètres spectraux d'un état de mer

À partir du spectre de variance, un certain nombre de paramètres caractéristiques de l'état de mer peuvent être calculés, en utilisant les moments du spectre m_n définis par :

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n E(f) df$$

En pratique, on utilise les hauteurs et périodes caractéristiques suivantes :

Hauteurs caractéristiques de l'état de mer : (classées par valeurs croissantes)

H_E : hauteur quadratique moyenne énergétique : $H_E = 2\sqrt{2}\sqrt{m_0}$

H_{m0} : hauteur significative spectrale : $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$

Périodes caractéristiques de l'état de mer :

T_{01} : période moyenne calculée à partir des moments d'ordre 0 et 1 :

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} = \int_0^{+\infty} E(f) df / \int_0^{+\infty} f E(f) df$$

T_{02} : période moyenne calculée à partir des moments d'ordre 0 et 2 :

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} = \sqrt{\int_0^{+\infty} E(f) df / \int_0^{+\infty} f^2 E(f) df}$$

$T_{-10} = T_E$: période moyenne calculée à partir des moments d'ordre -1 et 0, appelée aussi période moyenne énergétique :

$$T_{-10} = T_E = \frac{m_{-1}}{m_0} = \int_0^{+\infty} \frac{E(f)}{f} df / \int_0^{+\infty} E(f) df = \int_0^{+\infty} T \cdot E(f) df / \int_0^{+\infty} E(f) df$$

T_{pD} : période de pic discrète correspondant à la fréquence en laquelle le spectre $E(f)$ atteint son maximum. $f_{pD} = 1/T_{pD}$ est la fréquence de pic discrète. On préfère habituellement utiliser l'estimation ci-dessous pour la fréquence de pic, qui est davantage continue.

T_{pRn} : période de pic obtenue par la méthode dite de Read à l'ordre n (habituellement $n = 4, 5$ ou 8), qui consiste à donner un poids plus important aux fréquences proches du ou des pic(s) du spectre en les pondérant par le spectre à la puissance n :

$$T_{pRn} = \int_0^{\infty} (E(f))^n df / \int_0^{\infty} f (E(f))^n df$$

Pour les applications pratiques, il convient de privilégier cette dernière méthode de calcul, avec l'exposant $n = 4$ ou 5 [Young, 1995]

On retient que, parmi ces paramètres, les plus importants et les plus utilisés en pratique sont :

■ pour les hauteurs de vagues : la hauteur significative spectrale H_{m0} ;

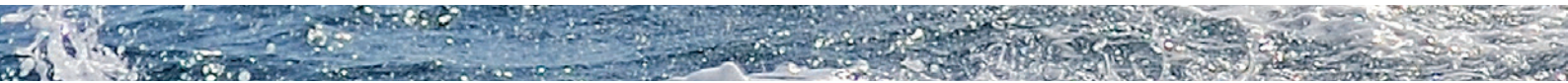
■ pour les périodes : la période moyenne (plutôt T_{02} ou T_E en général) ou la période de pic (T_{pR5} par exemple).

À partir de $F(f, \theta)$, on peut également calculer des paramètres directionnels moyens comme la direction moyenne de provenance des vagues, ou l'étalement directionnel moyen (voir par exemple [Kuik et al., 1988] ou [Tucker et Pitt, 2001]).

2.3.3. Les formes spectrales types

2.3.3.1. Les modèles de spectres en fréquence $E(f)$

Différents modèles analytiques ont été proposés pour le **spectre omnidirectionnel de variance** $E(f)$, en combinant des analyses théoriques



et des résultats de campagnes expérimentales. Les modèles les plus employés en grande et moyenne profondeur d'eau sont ceux de Pierson-Moskowitz ou Bretschneider d'une part, et celui de JONSWAP (du nom de la campagne de mesure « *Joint North-Sea Wave Project* » en mer du Nord en 1973) d'autre part. Pour chacun de ces deux formes de spectre, il existe différentes expressions, selon les paramètres d'entrée du modèle (une vitesse de vent, ou la hauteur significative spectrale + la période de pic) et la forme adoptée pour la partie « hautes fréquences » du spectre.

Une description détaillée de ces différentes expressions spectrales se trouve dans des ouvrages de référence (par exemple [Goda, 2000], [Tucker et Pitt, 2001], chapitre 4 du Rock Manual [CIRIA-CUR-CETMEF, 2007]), et n'est pas reprise ici. À titre d'illustration, l'expression « originale » du spectre de JONSWAP [Hasselmann *et al.*, 1973] est de la forme :

$$E_J^{original}(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4} f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \gamma^\delta \text{ avec } \delta = \exp\left(-\frac{(f/f_p - 1)^2}{2\sigma^2}\right)$$

Dans cette expression, γ est le facteur d'élanement, compris habituellement entre 1 et 7, avec une valeur standard de $\gamma = 3.3$, souvent utilisée en l'absence d'informations détaillées sur la valeur à considérer pour ce paramètre sur un site donné. Pour $\gamma = 1$, le terme γ^δ vaut 1 et le spectre de JONSWAP se réduit au spectre de Pierson-Moskowitz. Le paramètre de forme du pic σ est souvent pris égal à $\sigma = 0,07$ pour $f < f_p$ et $\sigma = 0,09$ pour $f > f_p$. Enfin, le paramètre de Philipps α peut être calculé soit à partir de la vitesse du vent, soit à partir de la hauteur significative spectrale H_{m0} , de la fréquence de pic f_p et du facteur d'élanement γ . Goda (1988, 2000) a en particulier proposé l'écriture suivante pour le spectre de JONSWAP :

$$E_J^{Goda}(f) = \beta_J H_{m0}^2 f_p^4 f^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \gamma^\delta \text{ avec } \beta_J = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} (1.094 - 0.01915 \ln \gamma)$$

La dépendance en f^{-5} pour la partie hautes fréquences du spectre a fait l'objet de nombreux débats depuis plus de 20 ans ; aujourd'hui la majorité des auteurs s'accordent sur une dépendance en f^{-4} pour la partie hautes fréquences. [Donelan *et al.*, 1985] ont proposé une reformulation du spectre de JONSWAP basé sur une queue hautes fréquences en f^{-4} (voir aussi chapitre 4 du Rock Manual [CIRIA-CUR-CETMEF, 2007]). La forme « originale » du spectre de JONSWAP (avec une queue en f^{-5}) reste toutefois largement utilisée dans le domaine des études. Pour l'essentiel des applications d'ingénierie, le choix d'une puissance - 5 ou - 4 pour la partie hautes fréquences du spectre a, de toute façon, très peu d'influence en pratique.

2.3.3.2. Les modèles de fonction de répartition angulaire $D(f, \theta)$

Pour la fonction de répartition angulaire (FRA) $D(f, \theta)$, il existe également plusieurs modèles analytiques qui ont été proposés dans la littérature (modèles en $\cos^N(\theta)$, en $\cos^{2s}(\theta/2)$, gaussien, etc.). Ces modèles sont en général unimodaux (un seul pic directionnel à chaque fréquence considérée) et possèdent en dans ce cas deux paramètres, qui peuvent être variables en fonction de la fréquence : la direction moyenne de propagation des vagues $\theta_m(f)$ et un paramètre contrôlant la répartition directionnelle de l'énergie de l'état de mer autour de cette direction moyenne. Les expressions des modèles de FRA les plus utilisés sont disponibles dans, par exemple, [Goda, 2000], [Tucker et Pitt, 2001], chapitre 4 du Rock Manual [CIRIA-CUR-CETMEF, 2007].

Pour les applications pratiques, la forme analytique précise d'un modèle de FRA unimodal a peu d'importance, dès lors que les paramètres d'entrée du modèle (direction moyenne et paramètre d'étalement directionnel) sont correctement spécifiés. La formulation suivante, d'après [Mitsuyasu *et al.*, 1975], est en particulier très utilisée (voir aussi [Goda, 2000]) :

$$D(f, \theta) = G(s) \cos^{2s(f)}\left(\frac{\theta - \theta_m(f)}{2}\right)$$

où :

θ est l'angle qui repère la direction de propagation des vagues ;

$\theta_m(f)$ la direction moyenne de propagation des vagues ;

$s(f)$ est un exposant positif de l'ordre de 2 à 50, qui contrôle l'étalement angulaire de l'énergie. Plus s est grand, moins la FRA est étalée en direction ;

$G(s)$ est un facteur de normalisation pour que l'intégrale de $D(f, \theta)$ sur $[0 ; 2\pi]$ soit égale à 1.

En fonction des informations disponibles sur la climatologie locale des états de mer, le paramètre $s(f)$ peut être pris constant ou variable en fonction de la fréquence.

Dans une approche générale, les mesures ont montré qu'il pouvait être mis sous la forme suivante :

$$s(f)/s_p = (f/f_p)^5 \quad \text{pour } f < f_p$$

$$s(f)/s_p = (f/f_p)^{-2.5} \quad \text{pour } f > f_p$$

s_p est la valeur de s pour la fréquence de pic, qui correspond à la valeur maximale de s . Cela signifie que l'étalement angulaire est minimal au niveau de la fréquence de pic. [Mitsuyasu *et al.*, 1975] ont établi que s_p varie entre 5 et 20 pour les mers du vent et que sa valeur peut être calculée par :

$$s_p = 11,5(2\pi f_p U_{10}/g)^{-2,5}$$

De son côté, [Goda, 2000] propose les valeurs constantes suivantes:

$s_p = 10$ pour les mers de vent ;

$s_p = 25$ pour la houle océanique qui s'est peu propagée ;

$s_p = 75$ pour la houle océanique qui s'est propagée sur une longue distance.

2.4. LES CORRESPONDANCES ENTRE PARAMÈTRES STATISTIQUES ET SPECTRAUX

Il est possible d'établir des correspondances entre certains des paramètres d'états de mer issus de l'analyse statistique (cf. § 2.2) et des paramètres issus de l'analyse spectrale (cf. § 2.3), en particulier si on fait l'hypothèse que l'élévation de surface libre suit une loi de distribution gaussienne. Dans ce cas, la distribution des hauteurs de vague suit une loi de Rayleigh, ce qui est très souvent vérifié lorsqu'on est en moyenne ou grande profondeur d'eau et que les cambrures ne sont pas trop proches de la limite de déferlement. On peut alors établir certaines relations, souvent confirmées par des analyses de données *in situ* :

■ pour les hauteurs significatives, on peut montrer pour le cas de spectres étroits en fréquence et direction que : $H_{1/3} = H_{mo}$. Cependant, pour des états de mer réels en grande et moyenne profondeur d'eau, [Tucker et Pitt, 2001] observent que : $0,9 H_{mo} < H_{1/3} < H_{mo}$. De façon cohérente, [Goda, 2000] indique que la relation $H_{1/3} = 0,95 H_{mo}$ est plus appropriée en grande profondeur d'eau. Ces relations sont en général bien confirmées par les mesures issues de bouées houlographes dès que la profondeur d'eau au point de mesure est supérieure à une vingtaine de mètres ;

■ pour les hauteurs quadratiques moyennes : les hauteurs H_{rms} et H_E sont souvent confondues en pratique pour les applications d'ingénierie ;

■ pour les périodes moyennes, on peut considérer que $T_m = T_{02}$.

Pour les périodes, on a également observé les correspondances suivantes [Goda, 2000] :

$T_s \approx (0.90 \text{ à } 0.96) T_p$ la période significative et la période de pic sont très voisines ;

$T_m \approx (0.71 \text{ à } 0.82) T_p$ pour un spectre de Pierson-Moskowitz ;

$T_m \approx (0.79 \text{ à } 0.87) T_p$ pour un spectre de JONSWAP ;

$T_s \approx (1.13 \text{ à } 1.33) T_m$

$T_{.10} \approx 0.91 T_p$

Attention, ces relations ne sont plus valables en faible profondeur d'eau et il est alors très important de préciser quelle variable d'états de mer on manipule [Hamm, 2001]. En faible profondeur en effet, les processus de dissipation (déferlement des vagues principalement) et les transferts non-linéaires entre fréquences modifient la répartition des hauteurs de vagues. La distribution des hauteurs de vagues s'écarte de la loi de Rayleigh (cf. § 2.2.4.1). Lorsque la profondeur d'eau diminue, le ratio $H_{1/3}/H_{mo}$ augmente vers une valeur de 1 ou supérieure, on peut avoir des écarts significatifs entre les hauteurs $H_{1/3}$ et H_{mo} . On pourra par exemple consulter l'étude expérimentale en bassin de [Hamm, 2001] qui met en évidence des ratios $H_{1/3}/H_{mo}$ atteignant 1,30 en très faible profondeur d'eau dans la zone de déferlement (après avoir filtré les composantes basses fréquences dans le spectre d'état de mer pour le calcul de H_{mo}).

2.5. LES ÉLÉMENTS SUR LES VAGUES EXTRÊMES AU SEIN D'UN ÉTAT DE MER (VAGUES SCÉLÉRATES)

Comme rappelé en introduction de cette partie (cf. § 2.1), au sein d'un état de mer réel, les vagues prises individuellement ont des caractéristiques différentes les unes des autres, en termes de hauteur et de période. Il existe des modèles de distribution permettant de décrire la distribution des hauteurs au sein d'un état de mer, dont les plus utilisés ont été présentés au paragraphe 2.2.4, avec notamment le modèle de Rayleigh, largement utilisé pour les grandes et moyennes profondeurs d'eau relatives. Ces modèles de distribution sont en général très bien adaptés pour décrire l'essentiel de la distribution des hauteurs des vagues individuelles, mais perdent de leur validité lorsqu'on s'intéresse aux vagues les plus fortes d'un état de mer, *i.e.* à la queue de la distribution des hauteurs de vagues.

Des recherches ont été engagées ces dernières années sur la question des vagues de hauteurs extrêmes au sein d'un état de mer donné, caractérisé typiquement par sa hauteur significative $H_s = H_{1/3}$, avec une attention particulière pour les vagues dites « scélébrates » (*rogue waves* ou *freak waves*).

Les critères habituellement utilisés (même s'il n'y a pas encore de consensus absolu sur cette « définition ») pour identifier une vague scélébrate sont :

- une hauteur crête à creux pour la vague scélébrate supérieure à 2,0 à 2,1 fois la hauteur significative H_s de l'état de mer auquel elle appartient ;
- une hauteur d'état de mer H_s correspondant à des conditions de tempêtes (hauteur variable suivant les mers et océans, typiquement de l'ordre de 4 à 6 m).

À titre d'exemple, un exemple de vague scélébrate a été enregistré sur la plate-forme Draupner en mer du Nord le 01/01/1995 (vague appelée aussi *New Year Wave*) : elle possédait une hauteur crête à creux $H = 25,6$ m et une hauteur de crête (par rapport au niveau moyen) de 18,5 m au sein d'un état de mer caractérisé par une hauteur significative H_s de l'ordre de 12 m.

Les observations disponibles indiquent que le seuil de hauteur de vague de 2,0 (ou 2,1) H_s est atteint beaucoup plus souvent que ne le prévoit la théorie linéaire, et que ne le prédit la distribution de Rayleigh pour les hauteurs de vagues. Des expériences en canal à houle de laboratoire ont montré que pour des vagues monodirectionnelles il peut y avoir 100 fois plus de vagues « scélébrates » ($H/H_s > 2$) que ce que prédit la théorie linéaire.

Les recherches en cours sur les vagues extrêmes portent notamment sur les deux aspects suivants :

- quels modèles de distribution peut-on proposer pour décrire la distribution des hauteurs extrêmes ?
- quels sont les mécanismes physiques qui président à la formation des vagues extrêmes ?

Il n'existe pas à l'heure actuelle de réponse définitive à ces deux questions. Il paraît toutefois établi que l'apparition des vagues scélébrates est liée au caractère non-linéaire des vagues. Une explication aujourd'hui privilégiée est que les vagues scélébrates auraient pour origine un phénomène de modulation d'amplitude : une vague scélébrate apparaît en « empruntant » l'énergie contenue dans les vagues voisines, puis s'évanouit par restitution d'énergie aux autres vagues ou par déferlement. Des simulations numériques réalisées avec des modèles non-linéaires montrent que les occurrences de vagues scélébrates sont plus importantes pour des états de mer caractérisés par des spectres étroits, avec faible étalement de l'énergie en fréquence et en direction (*narrow banded sea-states*). À mesure que l'étalement angulaire de l'énergie de l'état de mer augmente et/ou que la profondeur d'eau diminue les effets de modulation d'instabilité diminuent (on peut montrer qu'ils s'annulent pour une profondeur d'eau relative $kh = 1,36$), ainsi que la probabilité d'occurrence des vagues scélébrates, et les résultats des simulations non-linéaires pour la distribution de l'élévation de surface libre sont bien approchés par les modèles au second ordre, voir linéaires.

En l'état actuel des connaissances, le risque d'occurrence de telles vagues scélébrates à la côte peut être considéré comme résiduel, compte tenu des faibles profondeurs d'eau et du processus de déferlement bathymétrique qui limite la hauteur des vagues pour une profondeur donnée.

3. LES SOURCES DE DONNÉES POUR LES ÉTATS DE MER

3.1. LES DONNÉES ISSUES DE MESURES *IN SITU*

3.1.1. La description

La donnée fondamentale pour l'étude des niveaux d'un site est une **série chronologique de mesures de paramètres caractéristiques d'états de mer**, soit typiquement :

- une hauteur significative : $H_{1/3}$ calculée par analyse statistique ou H_{mo} calculée par analyse spectrale (cf. § 2) ;
- une période représentative : période moyenne ou période de pic ;
- une direction de provenance,

avec une fréquence de mesure de l'ordre de 3 heures en temps normal, et en général de l'ordre de 1 heure ou ½ heure en conditions de tempête (i.e. dès que la hauteur significative mesurée dépasse un seuil prédéfini).

En France, plusieurs organismes participent ou ont participé à des campagnes d'observations des climats de houle, au large ou en région côtière.

- Le Centre d'études techniques maritimes et fluviales (CETMEF) du ministère de l'écologie, l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire (MEEDDAT) gère un réseau de bouées houlographes réparties le long des côtes françaises et d'Outre-mer, éventuellement déplacées sur des sites particuliers à l'occasion de grands projets. Ces mesures sont archivées dans la base de données CANDHIS, que développe et maintient le CETMEF (métropole et Outre-mer).

- Le Laboratoire national d'hydraulique (LNH) d'EDF a également réalisé un grand nombre de mesure jusqu'en 1986. L'ensemble des résultats des mesures du CETMEF et du LNH ont été consignés dans un recueil [STNMTE, 1995].

- Le Service hydrographique et océanographique de la Marine (SHOM). Plusieurs campagnes de mesures ont été réalisées depuis 2001, les données acquises sont généralement aussi archivées au CETMEF.

- Météo-France.

- Les ports, les services maritimes des collectivités territoriales (régions, départements, communes, etc.) qui installent de plus en plus de houlographes en fonction de leurs besoins particuliers.

Enfin, des équipes de recherche (universités, organismes de recherche) réalisent des campagnes de mesures ponctuelles (quelques jours à quelques mois) à l'occasion de projets de recherche. Différentes sociétés réalisent à la demande d'aménageurs ou de sociétés pétrolières offshore des campagnes spécifiques de mesures en mer.

Pour les mesures de houle à l'étranger (et notamment le long des côtes américaines), voir aussi le site du National Data Buoy Center (NDBC) de l'organisme américain NOAA : www.ndbc.noaa.gov

Enfin, le projet « GLOBWAVE », qui vient d'être décidé par l'Agence spatiale européenne ESA (European Spatial Agency), devrait déboucher en 2012, sur la création d'un portail Internet donnant accès à l'ensemble des données issues des satellites et des plates-formes de mesure *in situ*.

3.1.2. Les périodes de mesures disponibles

L'ordre de grandeur de la durée des mesures disponibles est en général de quelques années, avec un taux de lacunes (pannes ou perte du capteur, arrêts pour maintenance ou remplacement) variable d'un site à l'autre.

Il est important de vérifier que les mesures couvrent les périodes hivernales (octobre à mars), plus propices aux conditions de tempête.

3.1.3. Les évolutions majeures dans les techniques

Il existe de nombreuses techniques de mesure des états de mer (bouées flottantes, capteurs de pression et vélocimètres immergés, radars, capteurs satellitaires ou aéroportés, etc.) : on pourra consulter par exemple l'ouvrage issu des travaux du groupe de travail 3 de l'action européenne COST 714 [Hauser *et al.*, 2005] pour une description détaillée des systèmes utilisés.

3.1.4. La vérification de la qualité des données

La qualité et la quantité des données utilisées jouent un rôle primordial dans la validité et la précision des résultats d'une étude de caractérisation de valeurs extrêmes.

La qualité des données doit être assurée en premier lieu par une maintenance soignée et des contrôles réguliers effectués sur le site de mesure par l'organisme en charge du capteur.

On cherchera également à éliminer autant que possible *a posteriori* les valeurs aberrantes dans les séries de mesures utilisées en entrée d'une étude. On prendra cependant garde à ne pas utiliser des procédures trop sélectives qui diminueraient fortement le volume des mesures, avec le risque d'éliminer un événement significatif. Des valeurs aberrantes isolées peuvent être détectées graphiquement lorsque les mesures sont échantillonnées avec un pas de temps de l'ordre de 30 min à 1 h.

Compte tenu de l'objectif visé de caractérisation des conditions d'états de mer extrêmes, une attention toute particulière devra être portée aux plus fortes valeurs de hauteurs de houle. Si une erreur de mesure est suspectée, on pourra chercher à comparer avec la série de mesure correspondante obtenue au niveau d'un point de mesure voisin, ou à des résultats de modèles numériques de simulation, ou encore analyser les conditions météorologiques observées dans les jours précédant la mesure suspecte, pour déterminer si elles étaient favorables à une situation de tempête.

3.2. LES DONNÉES ISSUES DE LA TÉLÉDÉTECTION ET DE CAPTEURS SATELLITAIRES

Le développement de l'observation satellitaire a également fait bénéficier la mesure océanographique (satellites SEASAT, GFOSAT, ERS-1 et 2, TOPEX-POSEIDON, JASON 1 et 2, ENVISAT). Depuis 15 ans environ, cette méthode permet la construction d'une base de données, continuellement enrichie, constituée des paramètres représentatifs des climats de houle sur des zones couvrant environ 100 km x 100 km. Parmi les capteurs satellitaires, les **altimètres** permettent d'obtenir une mesure très précise de la hauteur significative des vagues le long de la trace du satellite au sol, tandis que les **Radars à synthèse d'ouverture (SAR)** réalisent une image de la surface de la mer, dont on peut déduire ensuite par un traitement adapté une information sur la répartition spectro-angulaire de l'énergie des vagues (seulement dans sa partie « houle océanique »).

En ce qui concerne l'observation satellitaire, on peut citer l'ESA, l'Ifremer et également les bureaux d'étude Météomer et GlobOcean qui gèrent des bases de données constituées des mesures des satellites ERS-1 et Topex-Poséidon. Une archive complète de tous les altimètres a été réalisée par l'Ifremer, et devrait être disponible en 2009.

3.3. LES OBSERVATIONS VISUELLES

Il est également possible, en France, de se procurer les données d'observations par navire (base de données Synopsip) auprès de Météo-France.

3.4. LES DONNÉES ISSUES DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

3.4.1. La description

Le recours à la simulation pour constituer des bases de données numériques d'états de mer sur des périodes longues (plusieurs décennies) permet d'améliorer la connaissance de la climatologie des états de mer et tout particulièrement des états de mer extrêmes. En effet, ce

type d'approche permet d'obtenir des séries chronologiques de données réparties de façon homogène en espace et ne présentant pas de lacunes temporelles. La constitution de telles bases de données repose sur des simulations rétrospectives effectuées avec un modèle hydrodynamique, forcé par des champs de vents issus de ré-analyses climatiques, par exemple la ré-analyse ERA-40 du Centre européen de prévision météorologique à moyen terme (CEPMMT ou ECMWF) ou la ré-analyse NCEP de la NOAA.

En particulier, EDF et le CETMEF ont constitué une première version de base de données de d'états de mer le long des côtes françaises de l'Atlantique, la Manche et la mer du Nord, appelée ANEMOC.

L'approche retenue consiste à réaliser des simulations continues d'états de mer à l'aide du logiciel TOMAWAC développé au LNHE [Benoit *et al.*, 1996] sur plusieurs décennies (méthode de « hindcast ») à partir de champs de vent ré-analysés ([Benoit et Lafon, 2004] ; [Benoit *et al.*, 2008]).

Bien entendu, la qualité des résultats est liée à la qualité du modèle numérique utilisé et à celle des forçages (champs de vent) utilisés en entrée. Pour la construction de la base ANEMOC, ce sont les champs de vent issus de la ré-analyse ERA-40 du CEPMMT ($\Delta x = 0.5$ degré et $\Delta t = 6$ h) qui ont été utilisés en entrée. Les simulations ont été réalisées sur une durée de 23 ans et 8 mois (du 01/01/1979 au 31/08/2002 inclus) sur deux maillages emboîtés, permettant d'atteindre une résolution de quelques kilomètres le long des côtes françaises (Atlantique-Manche-mer du Nord). Différents traitements statistiques ont été réalisés afin de déterminer des cartographies du climat d'états de mer moyen (valeurs moyenne et médiane de la hauteur significative des vagues) et des valeurs plus élevées d'occurrences plus faibles, comme les hauteurs significatives dépassées en moyenne 10 % et 1 % du temps par exemple. Ces cartes permettent une caractérisation synthétique du climat de houle régional ou local.

Enfin, on peut par extrapolation statistique estimer en chaque nœud de calcul des hauteurs d'états de mer dont la durée de retour est supérieure à la durée simulée, par exemple 50 ans ou 100 ans (la méthodologie est présentée au § 4.2) ; des premiers résultats ont déjà été obtenus à partir des séries temporelles de la base ANEMOC [Lafon et Benoit, 2006].

Une présentation plus détaillée de la base ANEMOC et de l'exploitation des données d'états de mer obtenues par simulation numérique est donnée dans [Benoit *et al.*, 2008].

La qualité de la modélisation est aussi limitée par les paramétrages physiques utilisés dans les modèles. En particulier, de nombreux modèles présentent des biais négatifs importants (5 à 10 %) pour les fortes hauteurs de vagues ($H_s > 8$ m), qui peuvent être mis en évidence par une comparaison avec les mesures altimétriques [Ardhuin *et al.*, 2008].

3.4.2. La représentativité

La représentativité des données numériques extraites en un point du domaine dépend de la résolution du modèle (taille des mailles de la grille de calcul, résolution de la bathymétrie, discrétisation du trait de côte, résolution spatio-temporelle des forçages météorologiques utilisés en entrée, etc.), et de ses capacités et limitations intrinsèques en termes de représentation des processus physiques.

3.4.3. Les périodes de données disponibles

Les périodes susceptibles d'être simulées dépendent essentiellement de la disponibilité des forçages météorologiques. À titre d'exemples, la ré-analyse ERA-40 de l'ECMWF est disponible sur 44 années et 8 mois (du 01/01/1958 au 31/08/2002) et la ré-analyse NCEP2 de la NOAA est actuellement disponible sur 30 années pleines (1979 - 2008, complétée chaque année).

3.4.4. La vérification de la qualité des données

La vérification de la qualité des données passe par la comparaison avec des échantillons de mesure *in situ*, en un ou plusieurs points les plus représentatifs possibles du site d'étude. Compte tenu des applications visées, on attachera une importance particulière aux capacités du modèle à reproduire fidèlement les épisodes de tempête. À ce titre, il est recommandé que les résultats de modèles de simulation numérique d'états de mer soient vérifiés par une campagne de mesures *in situ* d'au moins 6 mois en période hivernale.

Cette étape de vérification est un préalable indispensable à l'utilisation des données numériques pour mener une étude de dimensionnement.

4. LA CARACTÉRISATION DES CONDITIONS EXTRÊMES D'ÉTATS DE MER POUR UN SITE CÔTIER

4.1. LA MÉTHODOLOGIE GÉNÉRALE

Pour la caractérisation des conditions d'états de mer sur un site côtier, il est recommandé de procéder en plusieurs temps :

1. l'analyse de la climatologie des états de mer au large du site côtier d'intérêt, par une profondeur d'eau suffisamment importante pour que les effets liés aux processus physiques de faible profondeur d'eau intervenant lors de la propagation des vagues en zone côtière, et en particulier le déferlement, n'aient pas d'influence significative sur les mesures réalisées ;
2. la propagation de conditions d'états de mer depuis le point du large où l'analyse du point précédent à été effectuée jusqu'au site côtier d'intérêt, en utilisant soit un modèle numérique prenant en compte les phénomènes physiques dominants intervenant dans la propagation des vagues en zone côtière, soit éventuellement un modèle réduit en laboratoire ;
3. éventuellement, la pénétration des vagues à l'intérieur des bassins, ouvrages de prise et rejet d'eau, et interactions des vagues avec les ouvrages de protection, en utilisant soit un modèle numérique prenant en compte les phénomènes physiques dominants intervenant dans la propagation des vagues en présence d'ouvrage et de structures côtières ou portuaires, soit un modèle réduit en laboratoire.

On détaille dans les paragraphes suivants ces différentes étapes.

4.2. L'ANALYSE DE LA CLIMATOLOGIE DES ÉTATS DE MER AU LARGE DU SITE CÔTIER D'INTÉRÊT

4.2.1. Les paramètres physiques à quantifier

Le paramètre principal à quantifier est la **hauteur significative de l'état de mer**, caractéristique de l'intensité de l'état de mer. Il est ensuite nécessaire d'associer une **période** (période significative ou période de pic) à ces hauteurs significatives, ainsi qu'une **direction de provenance** le cas échéant.

4.2.2. La caractérisation des hauteurs significatives extrêmes

4.2.2.1. Le principe général

Le choix des scénarios océano-météorologiques à retenir pour calculer les conditions d'état de mer de dimensionnement d'un ouvrage côtier nous paraît délicat à justifier dans un cadre réglementaire. Nous ne présentons donc pas dans le présent guide les approches de type déterministe. Nous n'envisageons que les approches probabilistes.

On suppose que l'exigence réglementaire impose que les conditions d'états de mer prises en compte pour le dimensionnement d'un ouvrage aient une probabilité d'occurrence annuelle maximale p_0 , ou bien, de manière équivalente, que ces conditions soient associées à une période de retour supérieure ou égale à T_0 , avec :

$$T_0 = \frac{1}{p_0}$$

Les applications visées concernent les périodes de retour longues, supérieures à la durée des mesures disponibles. La méthodologie recommandée consiste à estimer statistiquement les conditions d'états de mer extrêmes effectivement associées à la période de retour T_r , en effectuant l'analyse statistique directement à partir de la variable « hauteur significative d'état de mer observée ».

4.2.2.2. La loi de distribution des hauteurs significatives extrêmes

On décrit ici les étapes principales de l'application à la série de hauteurs de houle de la théorie des valeurs extrêmes dans un cadre stationnaire. On pourra se reporter à [Coles, 2001] pour une présentation plus détaillée des méthodes utilisées et des hypothèses sous-jacentes.

1^{ÈRE} ÉTAPE : LE CHOIX DE LA VARIABLE ET LA PRÉPARATION DE LA SÉRIE CHRONOLOGIQUE DE HAUTEURS DE HOULE

Les données initiales sont en général une série d'observations de hauteurs significatives de houle ($H_{1/3}$ ou H_{ms}) selon un pas de temps fixe (typiquement 1 heure) ou variable (par exemple 3 h en temps normal, et 1 h ou ½ h en condition de tempête), dont la qualité est supposée avoir été vérifiée. Cette série peut présenter des lacunes.

2^E ÉTAPE : LA SÉLECTION DE L'ÉCHANTILLON DE VALEURS EXTRÊMES

L'analyse statistique des valeurs extrêmes impose la sélection d'un échantillon d'événements de pics de hauteurs significatives de tempêtes indépendantes. De manière schématique, on distingue deux types d'approches pour isoler ces valeurs :

- une première approche, dite par « **blocs** », consiste à fixer une durée et à ne retenir que la valeur maximale observée pendant cette durée. En particulier, lorsque la durée fixée est un an, on parle de méthode des maxima annuels. Le choix des tailles de blocs étudiées résulte d'un compromis entre le nombre de pics retenus et la recherche d'un échantillon homogène de valeurs « suffisamment fortes ».

- une seconde approche, dite par « **pics au-dessus du seuil** » (*Peaks Over Threshold*, POT), consiste à fixer une valeur seuil et à retenir les valeurs situées au-dessus de ce seuil, en s'assurant de leur indépendance. Le choix du seuil résulte également d'un compromis entre le nombre de pics retenus et la recherche d'un échantillon homogène de valeurs « suffisamment fortes ». C'est cette approche qui est retenue dans la méthode du renouvellement [Miquel, 1984] ; [Feuillet *et al.*, 1987].

Dans le cas de l'approche POT, l'utilisation d'une méthode dite de « **déclusterisation** », permettant de garantir l'hypothèse d'indépendance entre les valeurs extrêmes sélectionnées en ne retenant qu'une seule valeur par événement de tempête, est fortement recommandée en général et plus particulièrement si on a choisi de travailler à partir d'une série de mesures d'états de mer, échantillonnées avec un pas de temps de l'ordre d'une heure.

L'approche POT présente *a priori* des avantages marqués par rapport à l'approche par blocs : d'une part, elle est particulièrement recommandée pour le traitement de séries de données courtes (au regard des périodes de retour que l'on cherche à caractériser), dans la mesure où elle permet de considérer des échantillons de valeurs extrêmes homogènes plus riches que l'approche par blocs ; d'autre part elle permet le traitement des événements historiques.

3^E ÉTAPE : L'AJUSTEMENT STATISTIQUE

Il s'agit de choisir une forme de loi statistique et d'estimer les valeurs des paramètres qui permettent d'ajuster au mieux la loi à l'échantillon de valeurs extrêmes sélectionnées. La forme de la distribution « candidate » à l'ajustement dépend du mode de sélection des valeurs extrêmes que l'on a retenu. Dans le cas d'une sélection de maxima par bloc, on pourra par exemple considérer la distribution Généralisée de valeurs extrêmes (*Generalized Extreme Value*, GEV), ou la loi de Gumbel, qui est une forme limite de loi GEV. Dans le cas d'une sélection de pics au-dessus du seuil, on pourra par exemple considérer une Distribution généralisée de Pareto (*Generalized Pareto Distribution*, GPD), ou une loi exponentielle qui est une forme limite de loi GPD.

Il existe différentes méthodes d'estimations des paramètres de ces lois statistiques. Les plus connues sont la méthode des moments, la méthode des moindres carrés et la méthode du maximum de vraisemblance, mais il en existe d'autres, par exemple les méthodes de Hill, Hill généralisé et moments pondérés d'Hosking et Wallis. On constate aujourd'hui un large consensus scientifique pour privilégier l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance par rapport à la méthode des moments et la méthode des moindres carrés [Coles, 2001].

Le critère de choix d'une loi est la bonne adéquation entre la loi théorique ajustée et la distribution empirique. L'évaluation de la qualité de l'ajustement se fait essentiellement à partir de critères graphiques, en construisant des diagrammes établissant la correspondance entre la loi théorique et les observations (par exemple, les diagrammes « quantiles - quantiles »). On attachera une importance particulière à la queue de la distribution (*i.e.* le domaine des valeurs les plus fortes). Le choix pourra également être guidé par des résultats de tests statistiques, par exemple le test du Chi deux ou le test d'Anderson-Darling, mais ces tests ne doivent pas à eux seuls déterminer le choix d'une loi. On pourra aussi étudier la stabilité de l'ajustement lorsque l'on fait varier le seuil ou la taille des blocs.

Dans le cas d'une approche par pics au-dessus du seuil, la caractérisation complète du processus de dépassement de seuil suppose d'ajuster également une loi statistique à la répartition des dates d'occurrence des pics, par exemple une loi de Poisson ou une loi binomiale.

4.2.2.3. Le calcul de la hauteur significative de dimensionnement

Le calcul sera effectué à l'aide de l'approche présentée au paragraphe 4.2.2.1, *i.e.* en estimant la hauteur significative d'état de mer associée à une période de retour T_0 donnée.

La loi représentant la queue de distribution des hauteurs significatives ayant été déterminée (cf. § 4.2.2.2), on calcule les **niveaux de retour** de la variable hauteur significative, *i.e.* l'estimation statistique des valeurs de hauteur significative associées à différentes périodes de retour. Pour chaque période de retour, un intervalle de confiance sera déterminé autour de l'estimation ponctuelle. On pourra par exemple utiliser la delta-méthode [Coles, 2001].

Le niveau de retour à considérer peut dépendre du type d'installation ou d'ouvrage considéré, ainsi que de sa durée de vie projetée. À titre d'exemple, pour les sites de CNPE (Centre nucléaire de production d'électricité) en bord de mer, EDF a considéré un niveau de retour centennal. Dans ce cas, la hauteur de dimensionnement $H_{S_{100}}$ est la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 70 % de l'estimation statistique de la hauteur significative associée à une période de retour de 100 ans.

En tout état de cause, au vu des volumes de données généralement disponibles pour les états de mer (en général de l'ordre de 2 à 5 ans, et très rarement plus de 10 ans), il est recommandé de ne pas extrapoler le calcul des hauteurs d'états de mer extrêmes à des durées de retour supérieures à 100 ans.

Par ailleurs, on peut noter que, contrairement à d'autres phénomènes, la hauteur des vagues à proximité des côtes est limitée par la dissipation d'énergie lorsque la profondeur d'eau diminue (écrêtement). En conséquence, une hauteur de houle millénaire au large ne se traduit pas nécessairement aux abords du site par des vagues plus hautes que celles produites par une houle centennale. Dans les études réalisées par EDF pour les CNPE, ce phénomène d'écrêtement est d'ailleurs observable. Ces éléments militent également pour ne pas retenir nécessairement un niveau de retour plus faible que le niveau centennal.

4.2.2.4. Les sources d'incertitudes

Les principales sources d'incertitudes identifiées sont :

- les incertitudes (et éventuellement les erreurs systématiques) dans les données utilisées en entrée de l'étude, *i.e.* les mesures de hauteurs significatives d'états de mer. Ces erreurs peuvent provenir de défauts dans les instruments de mesure ou, si l'on utilise des données de simulations numériques, des limitations du modèle ;
- l'incertitude portant sur le choix des distributions statistiques utilisées. Cette incertitude intervient dans tous les cas à travers le choix de la loi utilisée pour représenter la queue de distribution des hauteurs d'états de mer ;
- l'incertitude sur les estimations des paramètres, du fait de la durée limitée des échantillons de données utilisées. Cette incertitude, liée aux hasards d'échantillonnage, est critique dans les cas étudiés car on est amené à considérer des extrapolations à des durées de retour supérieures à 10 fois la durée de l'échantillon initial, ce qui est hors du cadre des « bonnes pratiques » en analyse des valeurs extrêmes. Cependant, cette incertitude est prise en compte dans le calcul de l'intervalle de confiance.

4.2.2.5. Les méthodes en cours de développement

On identifie plusieurs voies de progrès des méthodes de caractérisation des hauteurs d'états de mer extrêmes :

- l'intégration de résultats issus de simulations numériques. Ceux-ci peuvent être utilisés à différentes étapes, par exemple pour le traitement des lacunes, la caractérisation de la cinétique et de la durée des événements, etc. ;
- l'amélioration des méthodes statistiques adaptées à l'analyse des valeurs extrêmes dans un cadre non-stationnaire, qui permettent la prise en compte de tendances de long terme (éventuellement liées au changement climatique) ou d'effets saisonniers. Différentes formulations ont été proposées, mais elles nécessitent généralement l'estimation de nombreux paramètres, ce qui augmente les sources d'incertitudes.

4.2.3. La détermination des périodes associées aux hauteurs extrêmes

Pour le choix des périodes (de pic ou significatives) associées aux hauteurs significatives extrêmes, l'approche recommandée, dans le cas où des données de périodes sont disponibles, consiste à :

1. utiliser le diagramme de corrélation (hauteur, période) dont on dispose sur le site d'étude à partir des mesures de bouées collectées *in situ* ou des résultats de simulations numériques ;

2. tracer sur ce diagramme une courbe de régression au travers du nuage de points issus des mesures. Cette courbe n'est pas linéaire, mais de la forme suivante *a priori* :

$$T = a H^b \quad \text{où} \quad b \approx 0.5$$

Cette forme est justifiée par la notion de cambrure significative limite pour les plus forts états de mer.

3. extrapoler cette courbe pour des valeurs de hauteurs significatives supérieures aux valeurs contenues dans l'échantillon de mesures, jusqu'à la hauteur de houle de dimensionnement ;
4. déterminer la période de pic associée à partir de cette courbe de corrélation, en prenant la valeur entière la plus proche (en secondes).

Lorsque le diagramme de corrélation (hauteurs, périodes) n'est pas disponible sur un site donné, on peut utiliser des méthodes d'estimation à partir de la hauteur significative des vagues. Une approche possible consiste à utiliser le fait que les états de mer extrêmes sont caractérisés par une cambrure significative limite [Tucker et Pitt, 2001]. La cambrure significative peut être définie à partir de la période moyenne T_m de l'état de mer par :

$$s = 2\pi H_s / (g T_m^2)$$

Il a été établi à partir d'observations et de considérations théoriques que cette cambrure significative ne peut dépasser une certaine valeur : au-delà il y a déferlement des vagues. La valeur maximale recommandée est de $1/18 = 0,05556$ [Tucker et Pitt, 2001]. L'utilisation de $s_{\max} = 1/18$ permet de calculer la période T_m en fonction de la hauteur significative H_s par la formule :

$$T_m = \sqrt{\frac{2\pi}{g s_{\max}}} \sqrt{H_s} = 3.395 \sqrt{H_s}$$

On passe ensuite de la période moyenne à la période de pic en utilisant le facteur de proportionnalité moyen : $T_p = 1.25 T_m$ (cf. § 2.4)

4.2.4. La détermination des directions associées aux hauteurs extrêmes

Lorsqu'on dispose de données sur la distribution des directions de provenance des vagues, et éventuellement sur la répartition directionnelle de l'énergie des états de mer, il est possible d'associer des directions aux conditions de hauteur de dimensionnement et de période associée déterminées ci-avant. On pourra se baser par exemple sur l'analyse des diagrammes de corrélation entre la hauteur significative et la direction de provenance, ou sur la corrélation entre les trois variables (hauteur, période, direction).

Si les paramètres de direction de provenance et de directionnalité (étalement angulaire moyen de l'état de mer) sont peu ou pas connus (cf. § 2.3.3.2), il est recommandé d'effectuer des choix *a priori* sur la base des caractéristiques du site (exposition aux houles dominantes, climatologie des vents, longueurs de fetch, etc.), et de procéder ensuite, dans la mesure du possible, à des études de sensibilité pour apprécier la sensibilité des conditions locales d'états de mer sur le site côtier d'intérêt aux valeurs de ces paramètres. Cette étude de sensibilité est en particulier importante pour ce qui concerne la direction de provenance des vagues dans les cas où ne dispose que de mesures omnidirectionnelles.

4.3. LA PROPAGATION DE CONDITIONS D'ÉTATS DE MER DEPUIS LE POINT DU LARGE JUSQU'AU SITE CÔTIER D'INTÉRÊT

4.3.1. La méthodologie générale d'étude

Le transfert des conditions d'états de mer de dimensionnement déterminées au large (cf. § 4.2) jusqu'aux abords immédiats du site côtier d'intérêt s'effectue en général à l'aide d'un modèle numérique de propagation adapté, ou éventuellement (mais les cas sont *a priori* plus rares compte tenu des emprises spatiales à traiter) à partir d'un modèle réduit en laboratoire. Seul le cas d'un modèle numérique est détaillé ci-après.

Les conditions d'états de mer dimensionnantes déterminées suivant la méthodologie exposée au paragraphe 4.2 en un point du large sont imposées en conditions aux limites de ce modèle. En pratique, les choix de mise en œuvre généraux suivants sont souvent adoptés :

- **l'imposition de conditions d'états de mer sur la frontière maritime du domaine côtier modélisé** : ces conditions ne sont en général pas homogènes sur l'ensemble des frontières maritimes du domaine (surtout si celui-ci est de grande emprise). Dans ce cas, on pourra soit

adopter des conditions aux limites hétérogènes et suivant une répartition spatiale qui devra être justifiée, soit considérer des conditions homogènes correspondant à l'état de mer dimensionnant (ce cas étant *a priori* maximisant pour les états de mer qui seront propagés à la côte);

■ la simulation de la propagation des conditions d'états de mer en conditions stationnaires, i.e. en considérant des conditions aux limites constantes ainsi que des conditions d'environnement (champ de vent, champ de courant ambiant, niveau d'eau) constantes. En effet, vu la taille des domaines côtiers considérés en général pour ce applications (emprise de quelques kilomètres, parcourue par les vagues en des durées de quelques minutes à une demi-heure) et les échelles spatio-temporelles caractéristiques des variations des champs de vent moyen, de courant et de niveaux d'eau, il est tout fait pertinent d'effectuer ces calculs de propagation en conditions d'environnement stationnaires.

4.3.2. Les caractéristiques du logiciel de calcul à utiliser

Le code numérique retenu doit être apte à modéliser des états de mer irréguliers. Une approche de modélisation dite « à phases moyennées » (équations d'évolution basée sur des propriétés moyennes du champ de vagues, comme le spectre d'énergie ou la distribution des hauteurs de houle) est en général adaptée à cette problématique. On peut donc à ce titre utiliser des modèles de type spectraux (type SWAN [Booij *et al.*, 1999] ou TOMAWAC [Benoit *et al.*, 1996]) ou probabilistes (i.e. modélisant l'évolution de la distribution de hauteurs de vagues d'un état de mer, voir par exemple [Dally *et al.*, 1985]), sous réserve de prendre en compte la répartition des périodes et des directions, et les processus physiques discutés ci-après.

Le code numérique retenu doit représenter correctement les effets liés :

- à la cinématique de propagation des vagues (réfraction, *shoaling*). Cette cinématique pourra être basée sur la théorie linéaire des vagues, en général tout à fait suffisante pour ce type de d'applications, ou éventuellement sur des théories non-linéaires ;
- aux processus d'interactions avec l'atmosphère : apports d'énergie par le vent et dissipation par moutonnement si l'emprise géographique couverte par le modèle numérique le justifie (typiquement 10 km et plus) ;
- aux processus dissipatifs d'énergie en moyenne et faible profondeur d'eau (frottement sur le fond, déferlement, etc.) ;
- aux effets non-linéaires de transferts d'énergie au sein de l'état de mer.

En général, les processus physiques liés aux interactions vagues-structures, notamment la diffraction et la réflexion, ne sont pas pris en compte par les modèles à phases moyennés, ce qui est cohérent avec le fait que les résultats du présent modèle seront exploités au large immédiat des ouvrages côtiers du site d'intérêt et utilisés en tant que conditions aux limites d'un second modèle local, lequel traitera spécifiquement de ces processus d'interaction (cf. § 4.4).

Le cas échéant, le modèle numérique doit être à même de prendre en compte des effets liés à la présence d'un courant ambiant et de niveaux marins instationnaires (effets d'interaction avec la marée).

4.3.3. Les caractéristiques de la grille de calcul et de la bathymétrie du modèle

Les codes de propagation d'états de mer fonctionnent sur des grilles spatiales qui, sont selon les cas, structurées (maillages cartésiens ou curvilignes) ou non-structurées (maillages triangulaires). Les modèles spectraux « à phases moyennées » en général employés pour ce type de calcul ne sont pas explicitement soumis à un critère de nombre de points par longueur d'onde des vagues. Ce qui importe, c'est que le modèle numérique construit reproduise bien les variations de bathymétrie, les hauts-fonds, les fosses, etc. dont la présence est susceptible d'influer significativement sur la propagation des vagues. Il est en particulier primordial que la grille de calcul reproduise fidèlement la bathymétrie des fonds côtiers dans la zone d'approche du site d'intérêt. Pour les codes fonctionnant sur des maillages non-structurés, il est possible de raffiner la taille des mailles dans les zones d'intérêt. Pour les codes fonctionnant sur maillages structurés, il pourra être utile de réaliser un ou plusieurs maillages emboîtés pour atteindre la résolution spatiale souhaitée dans la zone d'intérêt.

Pour la construction du modèle proprement dit, il convient de chercher à utiliser les données bathymétriques disponibles les plus précises et les plus récentes, en particulier pour la zone côtière à proximité du site d'intérêt. De telles données sont en général disponibles auprès du SHOM (cartes marines, dalles bathymétriques). Il existe par ailleurs un projet LITTO-3D du SHOM, actuellement en cours, dans le cadre duquel sont acquises des données bathymétriques avec une très grande résolution spatiale. En l'absence de données de qualité suffisante, une campagne de mesure sur site pourra être envisagée.

4.3.4. Le choix des conditions de niveau marin et de courant ambiant

Les simulations de propagation d'états de mer doivent être réalisées avec un niveau marin correspondant à une condition spécifiée (en termes de marée et de surcote météorologique) ou à un niveau de retour spécifié.

À titre d'exemple, pour les sites de CNPE en bord de mer, EDF a considéré un niveau marin correspondant à la Cote majorée de sécurité (CMS), définie pour les sites côtiers comme la cote du niveau maximal de marée astronomique (pleine mer maximale) à laquelle on ajoute la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 70 % de l'estimation statistique de surcote marine millénaire.

En complément il convient d'apporter des éléments justifiant que l'impact d'un aléa d'intensité plus faible que l'aléa retenu (propagation des conditions d'états de mer dimensionnantes effectuée pour le niveau de mer de référence) ne provoque pas d'impact plus fort au niveau du site. Il est en particulier utile de s'assurer (par analyse d'expert ou par une étude de sensibilité) que des hauteurs d'états de mer au large plus faibles que la hauteur de dimensionnement ne conduisent pas, au niveau de site côtier d'intérêt, à des hauteurs d'états de mer plus fortes que pour le cas dimensionnant (i.e. que la hauteur des vagues à la côte diminue effectivement quand on diminue la hauteur des vagues imposée large). Cela n'est en effet pas nécessairement garanti *a priori* du fait du processus de déferlement des vagues, qui peut éventuellement réduire de façon plus importante une plus forte hauteur de houle incidente.

La question de la prise en compte d'un courant ambiant pour les simulations de propagation de vagues doit également être examinée, et le champ de courant retenu doit bien entendu être cohérent avec la condition de niveau marin retenu pour les simulations. Pour les études qu'EDF a réalisées sur les CNPE de bord de mer, le niveau marin retenu est un niveau atteint à pleine mer, pour lequel les courants sont très faibles et en général quasi-perpendiculaires à la direction d'incidence des vagues, si bien que leur effet est négligeable et n'a pas été pris en compte pour la propagation des conditions d'états de mer jusqu'au CNPE.

4.4. L'AGITATION ET LA PRISE EN COMPTE DES INTERACTIONS AVEC LES OUVRAGES CÔTIERS

4.4.1. La méthodologie générale d'étude

La pénétration des vagues dans les bassins portuaires ou les chenaux de prise ou de rejet d'eau, ainsi que les interactions des vagues avec des ouvrages côtiers s'effectue à l'aide d'un modèle numérique adapté, ou d'un modèle réduit en laboratoire.


Les conditions d'états de mer déterminées au droit immédiat du site côtier (cf. § 4.3) sont imposées en conditions aux limites de ce modèle local. En pratique, on pourra adopter les choix de mise en œuvre généraux suivants :

- l'imposition de conditions d'états de mer sur la frontière maritime du domaine local modélisé : *a priori* le chaînage entre modèles numériques permet de récupérer des conditions aux limites variables en espace à partir du calcul de propagation ;
- la simulation de la propagation des conditions d'états de mer en conditions stationnaires, i.e. en considérant des conditions aux limites constantes ainsi que des conditions d'environnement (champ de vent, champ de courant ambiant, niveau d'eau) constantes. À l'échelle locale de ce modèle (quelques centaines de mètres à un kilomètre en général), cette hypothèse est pleinement justifiée (cf. discussion au § 4.3.1).

4.4.2. Les caractéristiques du modèle numérique à utiliser

Pour les cas où les vagues rencontrent des ouvrages (digues, jetées, etc.) ou lorsqu'elles pénètrent à l'intérieur de bassins portuaires ou d'ouvrages de prise d'eau ou de rejet d'eau, les processus de diffraction et de réflexion liés à la présence de ces ouvrages et obstacles sont importants, voire dominants. Dans ce cas, il est nécessaire d'avoir recours à un modèle mathématique à « résolution de phase », i.e. un modèle possédant une résolution intra-vague (c'est-à-dire fonctionnant avec un pas de temps de l'ordre de 1/20 à 1/10 de la période des vagues et un pas d'espace de l'ordre de 1/20 à 1/10 de la longueur d'onde).

Ces modèles peuvent être basés sur une approche linéaire pour la propagation (par exemple, l'équation de pente douce (*mild-slope equation* [Berkhoff, 1972]), en général suffisante pour la plupart des cas pratiques traités à l'heure actuelle. Parmi les modèles de ce type, on peut citer les codes REFONDE (CETMEF), ARTEMIS (EDF), REF-DIF, etc. Éventuellement, un modèle non-linéaire basé sur les équations de Boussinesq, Serre ou autres peut être employé.



Ces modèles doivent être mis en œuvre dans un mode leur permettant de représenter des états de mer irréguliers et multidirectionnels, le plus en cohérence possible (en privilégiant un chaînage informatique) avec les résultats du modèle de propagation d'états de mer.

À l'échelle considérée, les processus d'interaction avec l'atmosphère (génération par le vent, moutonnement) n'ont pas été pris en compte. Par contre, les processus d'interaction avec le fond marin (réfraction et *shoaling*) doivent être modélisés, ainsi que, le cas échéant, les processus dissipatifs d'énergie par déferlement et frottement sur le fond.

Le cas échéant, le modèle numérique doit être à même de prendre en compte des effets liés à la présence d'un courant ambiant.

4.4.3. Les caractéristiques de la grille de calcul et de la bathymétrie du modèle

Les codes de d'agitation côtière et portuaire fonctionnent sur des grilles spatiales qui sont, selon les cas, structurées (maillages cartésiens ou curvilignes) ou non-structurées (maillages triangulaires). Les modèles spectraux « à phases moyennées » en général employés pour ce type de calcul ne sont pas explicitement soumis à un critère de nombre de points par longueur d'onde des vagues. Comme indiqué ci-dessus ces modèles sont soumis à un critère de nombre minimal de points de grille par longueur d'onde de vagues (en général 10 à 20 points par longueur d'onde), ce qui conduit à des maillages raffinés, reproduisant ainsi « naturellement » les variations de bathymétrie avec une bonne résolution.

Pour la construction du modèle proprement dit, il convient de chercher à utiliser les données bathymétriques disponibles les plus précises et les plus récentes, en particulier pour la zone côtière au large immédiat des ouvrages considérés. De telles données sont en général disponibles auprès du SHOM (cf. § 4.3.3), mais doivent en général être complétée par une campagne bathymétrique locale à proximité des ouvrages de protection et/ou à l'intérieur des bassins ou chenaux de prise/rejet d'eau. Si les données bathymétriques proviennent de différentes sources, il convient de vérifier leur cohérence, à la fois en termes de positionnement en (x, y) et en termes de niveau de référencement sur la verticale.

4.4.4. Le choix des conditions de niveau marin et de courant ambiant

Les simulations d'agitation portuaire et côtière doivent être réalisées avec un niveau marin correspondant à une condition spécifiée (en termes de marée et de surcote météorologique) ou à un niveau de retour spécifié. Ce niveau marin est le même que celui qui a été retenu lors de l'étape de propagation des conditions du large à la côte (cf. § 4.3.4, avec l'exemple de niveau retenu par EDF pour les CNPE côtiers).

La question de la prise en compte d'un courant ambiant pour les simulations d'agitation doit également être examinée, et le champ de courant retenu doit bien entendu être cohérent avec la condition de niveau marin retenu pour les simulations. Pour les études qu'EDF a réalisées sur les CNPE de bord de mer, le niveau marin retenu est un niveau atteint à pleine mer, pour lequel les courants de marée sont très faibles. Par ailleurs, en conditions normales de fonctionnement du CNPE avec un débit d'aspiration, les courants sont entrants dans le chenal de prise d'eau, et donc de même sens que les vagues incidentes pénétrant dans le chenal ; à ce titre, ils ont un effet d'atténuation sur les vagues. Il a donc été finalement retenu sur ces cas un cas sans courant, maximisant pour l'agitation à l'intérieur du chenal de prise d'eau des CNPE.

4.4.5. La représentation des ouvrages dans le modèle

Pour les calculs d'agitation portuaire, en présence d'ouvrages, des données importantes sont les coefficients de réflexion affectés à chacune des frontières du modèle représentant un ouvrage, un talus, un caisson, etc. Ces coefficients de réflexion sont en général spécifiés en données d'entrée du modèle sous la forme d'un rapport de hauteurs de vague (hauteur des vagues réfléchies sur hauteur des vagues incidentes), compris entre 0 et 1, ainsi que, éventuellement, un coefficient de déphasage des vagues lors de la réflexion.

Les coefficients de réflexion doivent être choisis avec soin, et être représentatifs des ouvrages ou structures modélisés. Pour les talus, lisses ou recouverts d'enrochements, il existe des abaques, ou des formules permettant d'estimer ces coefficients de réflexion à partir des caractéristiques des vagues incidentes (hauteur et période notamment) et des caractéristiques du talus (pente, porosité) (voir par exemple [CIRIA-CUR-CETMEF, 2007] ou annexe 8 de [Feuillet *et al.*, 1987]).

5. L'IMPACT SUR LE SITE

Le calcul des débits et volumes de franchissement est décrit dans la contribution « Les franchissements liés au vagues ».

6. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

Les évolutions de long terme des conditions de houle extrêmes de la mer résultent de la combinaison de différents processus, susceptibles d'interagir entre eux :

- la modification des hauteurs extrêmes, liées à une modification du régime de tempête dans un scénario de changement climatique ;
- l'évolution des niveaux marins, en particulier les valeurs extrêmes. Cet effet est *a priori* négligeable, sur la climatologie des états de mer au large (par grande profondeur d'eau). Il peut cependant conduire à une modification de l'intensité des processus de faible profondeur d'eau intervenant dans la propagation des vagues entre le large et la côte (frottement sur le fond, déferlement bathymétrique notamment), et à ce titre, jouer sur les hauteurs de dimensionnement en zone côtière.

L'analyse de ces différents phénomènes relève encore largement du domaine de la recherche. Les projections visant à évaluer leurs effets combinés à la fin du XXI^e siècle reposent sur l'utilisation de modèles climatiques et hydrodynamiques fournissant des simulations correspondant aux différents scénarios d'émissions de gaz à effet de serre établis dans le cadre de l'IPCC. Des travaux de recherche sont menés sur ce thème dans le cadre du projet de R&D français DISCOBOLE (Données pour le dimensionnement des structures côtières et des ouvrages de bord de mer à longue échéance), piloté par EDF.

7. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS

Parmi les phénomènes susceptibles d'être associés à des conditions d'états de mer extrêmes, il convient de distinguer ceux qui sont liés aux mêmes initiateurs (ou qui sont susceptibles d'être engendrés par les conséquences de ces conditions extrêmes), de ceux pour lesquels on n'a pas connaissance d'un lien systématique avec une cause ou une conséquence d'un événement de condition extrême d'état de mer.

7.1. LES PHÉNOMÈNES LIÉS

On recense :

- les niveaux marins extrêmes, résultant de la marée astronomique et d'une surcote météorologique ;
- l'agitation portuaire ;
- le set up dû aux vagues.

7.2. LES PHÉNOMÈNES SANS LIEN SYSTÉMATIQUE IDENTIFIÉ

On recense :

- les tsunamis ;
- les seiches.

8. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteurs d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- la réalisation de grands travaux portuaires à proximité du site ;
- le risque d'affouillements en pied des digues, spécialement en début de vie de l'ouvrage (surveillance approfondie).

9. LES RÉFÉRENCES

- A.I.R.H.-A.I.P.C.N., 1986 : Paramètres des états de mer. Supplément au bulletin n°52 de l'AIPCN, 25 p.
- ARDHUIN F., COLLARD F., CHAPRON B., QUEFFEULOU P., FILIPOT J.-F., HAMON M. (2008) Spectral wave dissipation based on observations: a global validation. Proceedings of Chinese-German Joint Symposium on Hydraulics and Ocean Engineering, Darmstadt (Allemagne).
- BATTJES J.A., GROENENDIJK H.W., 2000 : Wave height distributions on shallow foreshores. Coastal Eng., Vol. 40, pp 161-182.
- BENOIT M., MARCOS F., BECQ F., 1996 : Development of a third generation shallow water wave model with unstructured spatial meshing. Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Eng. (ICCE'1996), 2-6 Septembre 1996, Orlando (Floride, USA), pp 465-478.
- BENOIT M., LAFON F., 2004 : A nearshore wave atlas along the coasts of France based on the numerical modelling of wave climate over 25 years. Proc. 29th Int. Conf. on Coastal Eng. (ICCE'2004), 19-24 Septembre 2004, Lisbonne (Portugal), pp 714-726.
- BENOIT M., LAFON F., GOASGUEN G., 2008 : Constitution et exploitation d'une base de données d'états de mer le long des côtes françaises par simulation numérique sur 23 ans. Base ANEMOC en Atlantique – Manche – mer du Nord. European Journal of Env. and Civil Eng., Vol. 12/1-2, pp 35-50.
- BERKHOFF J.C.W., 1972 : Computation of combined refraction-diffraction. Proc. 13th Int. Conf. on Coastal Eng., pp 471-490.
- BOOIJ N., RIS R.C., HOLTHUIJSEN L.H., 1999 : A third generation model for coastal regions. I. Model description and validation. J. Geophys. Res., Vol. 104, N°C4, pp 7649-7666.
- CIRIA-CUR-CETMEF, 2007 : The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering. Second edition. CIRIA Publication C683, London (UK), ISBN 978-0-86017-683-1, 1268 p.
- COLES S., 2001 : An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values. Springer Series in Statistics.
- DALLY W.R., DEAN R.G., DALRYMPLE R.A., 1985 : Wave height variation across beaches of arbitrary profile. J. Geophysical Res., Vol. 90, N°C6, pp 11 917-11 927.
- DONELAN M.A., HAMILTON J., HUI W.H., 1985 : Directional spectra of wind generated waves. Phil. Trans. Roy. Soc., London, Vol. A315, pp 509-562.
- ECKART C., 1952 : The propagation of gravity waves from deep to shallow-water. Nat. Bur. Standards, Circular 521, Washington D.C., pp 165-173.
- FENTON J.D., MC KEE W.D., 1990 : On calculating the lengths of water-waves. Coastal Eng., Vol. 14, pp 499-513.
- FEUILLET J., COEFFE Y., BERNIER J., CHALOIN B., 1987 : Le dimensionnement des digues à talus. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France, N°64, Editions Eyrolles, Paris (France).
- GODA Y., 1970 : A synthesis of breaker indices. Trans. Japan Society of Civil Eng., Vol. 2, pp 227-230.
- GODA Y., 1988 : Statistical variability of sea-state parameters as a function of a wave spectrum. Coastal Eng. in Japan, Vol. 31, N°1, pp 39-52.
- GODA Y., 2000 : Random Seas and Design of Maritime Structures. Advanced Series on Ocean Engineering. Vol. 15. World Scientific Ed., 444 p.
- HAMM L., 2001 : Depth-limited wave breaking for the design of nearshore structures. Proc. 4th Int. Symp. on Ocean Wave Measurement

and Analysis. 2-6 September 2001. San-Francisco (California, USA).

- HASSELMANN K., BARNETT T.P., BOUWS E., CARLSON H., CARTWRIGHT D.E., ENKE K., EWING J.A., GIENAPP H., HASSELMANN D.E., KRUSEMAN P., MEERBURG A., MÜLLER P., OLBERS D.J., RICHTER K., SELL W., WALDEN H., 1973 : Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A (8°), N°12, pp 1-95.
- HAUSER D., KAHMA K.K., KROGSTAD H.E., LEHNER S., MONBALIU J., WYATT L., 2005 : Measuring and analysing the directional spectrum of ocean waves. E.U. COST Action 714. E.U. Publications office, Ref. EUR 2137, 466 pages.
- HUGHES S.A., BORGMAN L.E., 1987 : Beta-Rayleigh distribution for shallow-water wave heights. Proc. Int. Conf. on Coastal Hydrodynamics, R. Dalrymple Ed., Delaware (Newark, USA), pp 17-31, 1987.
- HUNT J.N., 1979 : Direct solution of wave dispersion equation. J. Waterway, Port, Coastal Eng. Div., ASCE WW-105, November 1979, pp 457-459.
- KUIK A.J., VAN VLEDDER G.Ph., HOLTHUIJSEN L.H., 1988 : A method for the routine analysis of pitch-and-roll buoy wave data. J. Phys. Oceanogr., Vol 18, pp 1020-1034.
- LAFON F., BENOIT M., 2006 : Estimation of extreme wave conditions from hindcast simulations with application to the wave climate along French coasts. Proc. 30th Int. Conf. on Coastal Eng. (ICCE'2006), 3-8 Septembre 2006, San Diego (Californie, USA), pp 739-751.
- MASSEL S.R., 1996 : Ocean Surface Waves : their physics and prediction. Advanced series on Ocean Engineering, Vol. 11. World Scientific Ed.
- MENDEZ F.J., LOSADA I.J., MEDINA R., 2004 : Transformation model of wave height distribution on planar beaches. Coastal Eng., Vol. 50, pp 97-115.
- MIQUEL J. 1984 : Guide pratique d'estimations des probabilités de crues. Editions Eyrolles.
- MITSUYASU H., TASAI F., SUHARA T., MIZUNO S., OHKUSO M., HONDA T., RIKISHI K., 1975 : Observations of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy. J. Phys. Oceanogr., Vol. 5, N°2, pp 750-760.
- RASCLE N., ARDHUIN F., QUEFFEULOU P., CROIZE-FILLON D., 2008 : A global wave parameter database for geophysical applications. Part 1: Wave-current-turbulence interaction parameters for the open ocean based on traditional parameterisations. Ocean Modelling. Vol. 25(2-4), pp 154-171.
- S.T.N.M.T.E., 1995 : Catalogue des fiches synthétiques des mesures de houle. Ministère de l'Équipement (actuellement disponible auprès du CETMEF).
- TUCKER M.J, PITT E.G., 2001 : Waves in ocean engineering. Elsevier Ocean Engineering Book Series. Volume 5. Elsevier Ed., 524 p.
- WEGGEL J.R., 1972 : Maximum breaker height. J. Waterways, Harbors and Coastal Eng. Div., Vol. 98, WW4, pp 529-548.
- YOUNG I.R., 1995 : The determination of confidence limits associated with estimates of the spectral peak frequency. Ocean Eng., Vol. 22, N°7, pp 669-686.





LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS





LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

Auteur principal

J. L'Her (CETMEF)

1. LE PHÉNOMÈNE	56
2. LA CARACTÉRISATION DES ONDES	56
3. LES RÉFÉRENCES	57

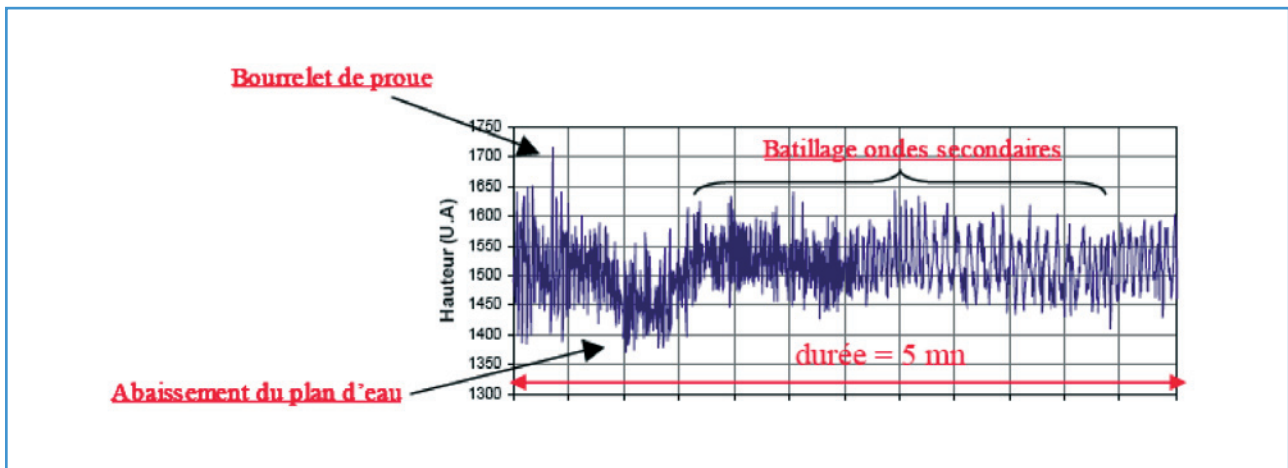


Figure 1 Bourrelet de proue et ondes primaires - secondaires.

1. LE PHÉNOMÈNE

Le passage d'un navire est marqué (cf. figure 1) par un bourrelet de proue suivi d'un abaissement du plan d'eau (ondes primaires). Viennent ensuite les ondes secondaires de batillage (en fluvial) ou de ressac (en maritime).

2. LA CARACTÉRISATION DES ONDES

La figure 2 issue du BAW (2005) met en évidence divers types d'ondes (divergentes, transversales) et fournit la valeur de l'angle d'attaque ($19,47^\circ$) et la valeur de l'angle des ondes divergentes ($54,75^\circ$). Ces valeurs sont indépendantes de la géométrie, de la vitesse du navire lorsque le navire se déplace en régime sub-critique, c'est-à-dire pour un nombre de Froude inférieur à un. Des mesures effectuées par le CETMEF (2007) en canal ont retrouvé l'angle des ondes divergentes à l'impact sur les berges.

Les caractéristiques des ondes secondaires les plus sévères peuvent être déterminées de façon approximative (pour $\frac{V_s}{\sqrt{gh}} < 0,8$) à l'aide

des équations suivantes :

$$H_i = 1,2 \cdot \alpha_i \cdot h \cdot \left(\frac{y_s}{h}\right)^{-1/3} \cdot \frac{V_s^4}{(gh)^2}$$

$$L_i = 4,2 \cdot \frac{V_s^2}{g}$$

$$T_i = 2\pi \cdot \frac{V_s \cdot \cos(35^\circ)}{g} = 5,1 \cdot \frac{V_s}{g}$$

α_i : coefficient variant en fonction du type de bateau (1 pour les bateaux chargés et 0,35 à vide) ;

h : profondeur ;

V_s : vitesse du navire ;

y_s : position du navire par rapport à la berge.

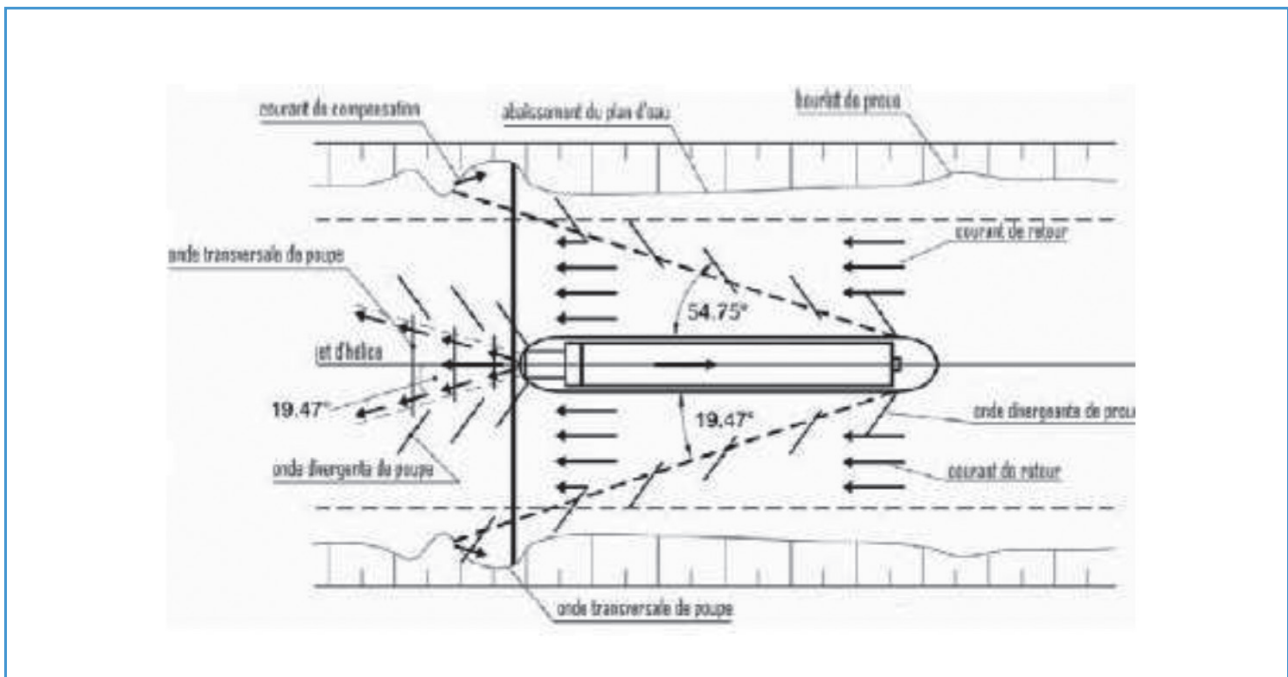


Figure 2 Hydrodynamique autour d'un bateau ou d'un navire.

Les ondes secondaires les plus fortes H_i sont générées par les bateaux rapides (porte-conteneurs, remorqueurs libres ou navires de marchandises qui ne sont pas totalement chargés). La hauteur des ondes secondaires induites par la navigation, H , varie entre 0,25 et 0,5 m, la valeur maximale de H_i se situant à environ 1 m. La période de ces ondes est de 2 à 4 s. Les ferries rapides génèrent également des ondes de navigation, mais les caractéristiques de ces ondes sont différentes de celles des autres bateaux, car les ferries rapides naviguent au-dessus de la limite de vitesse critique. La hauteur des ondes (souvent appelée sillage) générées par les ferries rapides peut atteindre 1 m, notamment lorsque ces navires accélèrent ou décélèrent autour de la vitesse critique. Les ondes induites par les ferries rapides présentent généralement une période de 9 s.

Il convient de prendre en compte le fait qu'en cas de tempête la navigation est très limitée, ce qui permet de ne pas retenir de conjonction entre l'aléa « vagues générées par un navire » et « niveau haut » ou « vagues ».

3. LES RÉFÉRENCES

- BAW (2005) : *Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways*, bulletin n°88 of the Federal Waterways Engineering and Resarch Institute (Bundesanstalt für Wasserbau), août 2005, 125 pages.
- PHAM VAN BANG D., OUAHSINE A., SERGENT P., HISSEL F. (2007) : *Impact du passage des bateaux sur le transport des sédiments et l'entretien des voies navigables : mesures et analyses*. Rapport CETMEF, 63 pages.
- PAH (1979) : *Ondes de batillage dans les canaux maritimes*. Rapport du Port Autonome du Havre, 32 pages.
- The Rock Manual (2007) : *The use of rock in hydraulic engineering*
 - section 4.3.4 « Vagues et mouvements de l'eau induits par la navigation »
 - section 5.11.2 « Estimation du run up dans le cas des vagues induites par la navigation ».



LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS





LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

Auteur principal

D. Violeau (EDF R&D - LNHE)

Contributeurs

M. Benoit (EDF R&D - LNHE), C.-M. Duluc (IRSN)

1. LES SPÉCIFICITÉS DE LA PROPAGATION DES ONDES ET DES ÉCOULEMENTS EN ESTUAIRE	60
1.1. LES DIFFÉRENTS TYPES D'ESTUAIRE	60
1.2. LA DYNAMIQUE DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES ET EFFETS DE DÉBORDEMENT	61
1.3. L'EFFET DES SURCOTES MARINES	62
1.4. LA CARACTÉRISATION DES VAGUES EN ESTUAIRE	62
1.5. LES EFFETS SÉDIMENTAIRES	62
2. LA METHODOLOGIE DE CARACTÉRISATION DES ALÉAS EN ESTUAIRE	63
2.1. L'APPROCHE DE CARACTÉRISATION	63
2.2. L'ESTUAIRE À INFLUENCE MARITIME DOMINANTE	63
2.2.1. Les niveaux hauts extrêmes	63
2.2.2. Les vagues en estuaire	64
2.2.3. Le clapot sur les zones inondées	64
2.3. L'ESTUAIRE À INFLUENCE FLUVIALE DOMINANTE AU TRAVERS D'UNE CRUE EXTRÊME	64
2.3.1. Les niveaux hauts extrêmes	64
2.3.2. Le clapot en estuaire et sur les zones inondées	65
2.4. L'ESTUAIRE À INFLUENCE FLUVIALE DOMINANTE AU TRAVERS D'UNE RUPTURE DE BARRAGE AMONT	65
3. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	65
4. LES RÉFÉRENCES	65

1. LES SPÉCIFICITÉS DE LA PROPAGATION DES ONDES ET DES ÉCOULEMENTS EN ESTUAIRE

L'objectif de ce document est la méthodologie de détermination de niveaux extrêmes en estuaire. Nous commençons par établir une possible caractérisation des estuaires, avant de décrire les aléas ayant une influence sur ces niveaux, puis de proposer une méthodologie aussi générale que possible.

1.1. LES DIFFÉRENTS TYPES D'ESTUAIRE

Les estuaires sont, par définition, influencés par la mer et le fleuve, dans des proportions variables selon leur forme et l'importance relative des conditions aux limites amont (fluviales) et aval (maritimes). Les conséquences de ces deux influences s'exercent avant tout sur le mélange des masses d'eaux douce (fluviale) et salée (maritime), et sur l'amplitude de l'onde de marée lors de sa propagation vers l'amont. On peut ainsi classer les estuaires selon deux critères :

Classification 1 (sur le mélange des eaux) : selon que l'eau douce et l'eau salée sont plus ou moins bien mélangées, on parle d'estuaire bien mélangé, d'estuaire partiellement mélangé, ou encore d'estuaire à coin salé [Simmons (1955). Migniot (1982) utilise pour caractériser ces 3 types d'estuaire le « **nombre d'estuaire** » N_e défini par :

$$N_e = V_0 F^2 / QT$$

où

V_0 est le volume d'eau salée entrant au cours du flot ;

F est le nombre de Froude ($F^2 = U^2/gd$) ;

U est la vitesse maximale à l'embouchure de l'estuaire au cours du flot ;

d est la profondeur d'eau moyenne à l'embouchure ;

Q est le débit fluvial ;

T est la période de la marée.

Les valeurs critiques (plus ou moins arbitraires et sujettes à discussion) recommandées par Migniot sont les suivantes :

$N_e < 0,08$ => estuaire **à coin salé** ;

$0,08 < N_e < 0,5$ => estuaire **partiellement mélangé** ;

$0,5 < N_e$ => estuaire **bien mélangé**.

La plupart des estuaires sont partiellement mélangés. Remarquons que le nombre d'estuaires varie selon le débit, et donc selon la saison. L'estuaire de la Seine, par exemple, est bien mélangé en régimes d'étiage et de débit moyen, mais devient partiellement mélangé (voire à coin salé) en période de crue. Le Rhône, en revanche, est presque toujours à coin salé. Ce critère est parfois difficile à déterminer, en particulier parce que le volume V_0 est parfois inconnu ou difficile à estimer.

D'autres auteurs adoptent des critères différents, bien que comparables. Par exemple, Hansen et Rattray (1965) définissent la fraction v de sel transportée par diffusion (par opposition au transport convectif), comprise entre 0 et 1. Si $v = 1$, la diffusion domine complètement, et l'estuaire est bien mélangé, tandis que $v = 0$ désigne la situation inverse d'un estuaire à coin salé, dominé par la convection. Hansen et Rattray relient alors v à deux paramètres d'entrée :

$S^* = \delta S / S_0$: paramètre de stratification ;

$U^* = U_s / U_0$: paramètre de circulation ;

où

δS est l'écart absolu de salinité entre le fond et la surface ;

S_0 est la salinité moyenne sur la verticale ;

U_s est la vitesse absolue en surface ;

U_0 est la vitesse moyenne absolue sur la verticale.

Ces quatre grandeurs étant moyennées en temps (sur une période de marée). Ces auteurs relient empiriquement v à S^* et U^* . Il est important de noter que ce critère dépend non seulement de la saison mais aussi de l'endroit considéré, ce qui en fait un instrument plus complexe mais plus précis que le critère de Migniot. En revanche, il est malaisé à manipuler. En particulier, la présence de vitesses adverses (dirigées vers l'amont) près du fond au début du flot peut aboutir à des vitesses moyennes sur la verticale U_0 presque nulles.

Classification 2 (sur la propagation de la marée) : de façon schématique, dans un estuaire, l'onde de marée peut être atténuée par frottement sur le fond et sur les berges, et amplifiée par la réduction de la section (convergence des berges et remontée des fonds). L'importance relative de ces deux effets permet de distinguer trois types d'estuaire, selon que le marnage et les vitesses s'atténuent ou s'amplifient lorsqu'on se déplace vers l'amont (attention : cela concerne les parties aval des estuaires : en amont, par remontée des fonds, l'amplitude diminue toujours) :

- **hyposynchrone** : amortissement de l'onde de marée vers l'amont ;
- **synchrone** : onde de marée d'amplitude constante (le frottement équilibre les effets de convergence) ;
- **hypersynchrone** : amplification de l'onde de marée vers l'amont.

La plupart des estuaires sont hypersynchrones. Pourtant, comme le précédent critère, le caractère hyper ou hyposynchrone contient une part d'ambiguïté liée à la valeur du débit fluvial mais aussi à la localisation géographique. En particulier, un estuaire ne peut être hypersynchrone que dans sa partie aval. Il est extrêmement délicat de construire un critère quantifié permettant de décider à laquelle des trois catégories citées appartient un estuaire donné.

Dans des conditions très particulières (marée basse de fort coefficient, fleuve à gros débit et très faible niveau d'eau), la marée montante, freinée par le débit fluvial, constitue une série de bourrelets qui peuvent atteindre 3 m de hauteur. Cet ensemble de vagues (une dizaine séparées d'une distance d'une dizaine de mètres) est appelé **mascaret**, il apparaît à marée basse et remonte l'estuaire avec une vitesse de quelques km/h à quelques dizaines de km/h. On peut parler de « déferlement » de l'onde marée, formant une « vague » en début de flot, donc avec peu d'incidence sur les niveaux d'eau extrêmes). Le mascaret se propage ainsi sur parfois plus de 100 km de distance puis disparaît dans les zones où le courant de marée est affaibli. En France métropolitaine, les aménagements fluviaux ont perturbé les conditions d'apparition des mascarets, qui ne sont plus aujourd'hui observés que sur la Gironde (hauteur atteignant localement 50 cm, derrière l'île Margaux), la Garonne (Arcin, entre Langoiran et Podensac) et la Dordogne. On peut notamment l'observer à Saint-Pardon (www.obs.u-bordeaux1.fr/mascaret/index.html).

Compte tenu de ces éléments, le phénomène de mascaret apparaît couvert par les niveaux hauts extrêmes calculés dans la suite de la méthodologie. De plus, les conditions d'apparition du phénomène justifient de ne pas le cumuler avec des conditions de niveaux marins extrêmes

1.2. LA DYNAMIQUE DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES ET EFFETS DE DÉBORDEMENT

Les niveaux d'eau en estuaire dépendent des conditions maritimes (aval) et fluviales (amont), mais aussi du caractère plus ou moins synchrone de l'estuaire (cf. § 1.1). Plus l'estuaire est hypersynchrone, plus les niveaux sont susceptibles d'atteindre de fortes valeurs. Il est important de connaître avec une bonne précision les **harmoniques** de la marée incidente, car chacune se propagera différemment dans l'estuaire. On peut envisager de décrire quantitativement la propagation de la marée en traçant l'élévation à pleine mer de marée de vive-eau (PMVE) et à pleine mer de marée de morte-eau (PMME) en fonction de l'abscisse curviligne le long de l'estuaire, ainsi que les courbes correspondantes pour les niveaux de Basse Mer, notées respectivement BMVE et BMME. En l'absence de tout barrage venant arrêter l'onde de marée, ces quatre courbes convergent en amont vers un point définissant théoriquement la **limite maritime** de l'estuaire, dont la position dépend du débit fluvial [Bonnefille, 1992].

La **submersibilité** d'un estuaire désigne la capacité des zones latérales à être submergées par les eaux du fleuve. Elle dépend de nombreux facteurs, à savoir sa topographie – souvent tourmentée, notamment dans sa partie aval, le régime des crues du fleuve, les conditions de marée en aval, les conditions météorologiques sur l'ensemble de l'estuaire, mais aussi la qualité du fond et des berges (caractérisation

des sédiments, végétation sous-marine) et des sols environnants (topographie, porosité, saturation des nappes phréatiques, présence de végétation). Il faut enfin caractériser la protection éventuelle de ces zones (possible endiguement). Crues fluviales, fortes marées et vents du large, humidité du sol sont autant de facteurs qui favorisent la submersibilité, tandis qu'un sol fortement végétalisé s'y oppose. La dynamique d'évolution de ce type de phénomène, ainsi que son ampleur (niveaux maximaux atteints) et sa durée dépendent de tous ces facteurs et sont très délicats à estimer.

1.3. L'EFFET DES SURCOTES MARINES

Les surcotes sont le résultat de plusieurs phénomènes qui conduisent à surélever le niveau de l'eau par rapport à la marée astronomique. On peut distinguer :

- l'impact d'une tempête en mer qui génère une surélévation du plan d'eau due au gradient barométrique et qui va se propager à l'intérieur de l'estuaire ;
- l'effet du vent local, qui peut avoir pour effet de générer un basculement du plan d'eau pouvant amener des différences de niveau entre les deux rives (40 cm environ sur la Gironde en décembre 1999).

Les surcotes sont des signaux harmoniques qui peuvent ou non se cumuler. Leur vitesse d'entrée et de propagation dans l'estuaire sont régies par la combinaison des ondes. Ces vitesses peuvent être différentes de la vitesse de la marée.

1.4. LA CARACTÉRISATION DES VAGUES EN ESTUAIRE

On doit distinguer les **vagues océaniques** (issues de l'extérieur de l'estuaire puis s'y propageant) et le **clapot** (généralisé localement sur l'estuaire). Quoiqu'il en soit, ces deux types de vagues sont généralement d'amplitude modérée (typiquement quelques dizaines de centimètres d'amplitude) et courtes (de période dépassant rarement la dizaine de secondes). Leurs valeurs extrêmes peuvent influencer la submersibilité par franchissement ou rupture d'éventuels ouvrages d'endiguement (cf. § 1.2).

Les vagues océaniques se propagent de manière variable selon la géographie de l'embouchure maritime de l'estuaire (forme des berges et fond marin) et la répartition des courants et des hauteurs d'eau. Elles sont donc directement reliées aux courants et aux niveaux d'eau, eux-mêmes dépendants des conditions maritimes et fluviales (cf. § 1.2).

Le clapot dépend des conditions locales (c'est-à-dire sur l'estuaire même) de vent, mais aussi des dimensions de l'estuaire et de la répartition spatiale des hauteurs d'eau. Si l'on peut considérer un estuaire comme une zone close, alors il est possible d'estimer les caractéristiques locales du clapot à l'aide de formules semi-empiriques comme en zone fluviale (cf. § 2). En présence de zones latérales submergées (§ 1.2), un clapot peut également se lever sur les zones inondées, caractérisées par de plus faibles hauteurs d'eau et des courants presque nuls.

1.5. LES EFFETS SÉDIMENTAIRES

Le transport sédimentaire en estuaire possède des caractéristiques propres (**sédiments cohésifs** ou mixtes, présence éventuelle d'une couche de crème de vase, floculation et apparition d'un bouchon vaseux, etc.). La dynamique sédimentaire interagit avec les aléas déjà décrits, en modifiant la forme des fonds et des berges, mais aussi en influençant les processus de diffusion turbulente et les paramètres de frottement sur le fond, donc la propagation de la marée.

De manière schématique et en première approche, on retiendra que les effets sédimentaires sont caractérisés par de grandes échelles de temps et qu'ils ont une influence très modérée sur les niveaux hauts (mais plus marquée sur les niveaux bas). Leurs effets peuvent être modélisés, de manière simplifiée, par un coefficient de frottement et des coefficients de diffusion *ad hoc* dans un modèle numérique. Cela demeure, en tout état de cause, un choix d'expert. *A minima*, il est recommandé, lors de la construction d'un modèle numérique, de se procurer les données bathymétriques les plus récentes qui soient disponibles.

2. LA MÉTHODOLOGIE DE CARACTÉRISATION DES ALÉAS EN ESTUAIRE

2.1. L'APPROCHE DE CARACTÉRISATION

La section précédente insistait à plusieurs reprises sur la nécessité de caractériser un point donné plutôt qu'un estuaire dans son entier, la dynamique des phénomènes étant différente selon qu'on se situe plus ou moins en amont. Nous parlerons cependant parfois dans la suite d'estuaire de tel ou tel type, en gardant à l'esprit qu'il faut entendre par là un tronçon d'estuaire. Ces prémisses posées, nous devons, pour les besoins de la détermination des aléas extrêmes, caractériser les estuaires en fonction de l'importance relative des influences maritime et fluviale, les aléas et leurs méthodologies de caractérisation différant sensiblement (cf. contributions correspondantes).

Les considérations du paragraphe 1.1 tendent à montrer qu'un estuaire bien mélangé (grand nombre d'estuaire Ne) est caractérisé par un fort volume d'eau apporté par la marée et/ou par une forte vitesse au flot U et/ou par un faible débit fluvial Q, ce qui les range d'emblée dans la catégorie des estuaires à influence maritime dominante. Dans le cas contraire (petit Ne), on parlera d'estuaire à influence fluviale dominante. Ce dernier cas doit encore faire l'objet d'une distinction entre deux situations, selon que les aléas majeurs sont de type crue fluviale ou rupture de barrage en amont. On propose donc de considérer deux cas de figure, en fonction de l'analyse qui précède :

■ **estuaires à influence maritime dominante** (peu d'influence des débits fluviaux sur les niveaux hauts locaux) : ce sont les estuaires bien mélangés ;

■ **estuaires à influence fluviale dominante** (influence notable des débits fluviaux sur les niveaux hauts locaux) : ce sont les estuaires à coin salé ou partiellement mélangés.

Ce dernier cas peut encore être séparé en deux sous-catégories, selon le type d'aléa dominant pour la caractérisation des niveaux hauts :

□ **estuaires à influence fluviale dominante prise en compte au travers d'une crue extrême** : ce sont les estuaires qui ne sont pas sous l'influence d'une rupture de barrage hypothétique. Certaines parties d'estuaires (notamment l'amont) sont particulièrement sensibles à des crues et sont donc sous influence fluviale ;

□ **estuaires à influence fluviale dominante prise en compte au travers d'une rupture de barrage amont** : même type d'estuaires, mais sujets à l'influence d'un barrage amont.

Pour ces trois cas, on ne traitera ici que les spécificités propres aux estuaires, en renvoyant si besoin est aux contributions relatives aux autres aléas (clapot, vagues ou propagation hydraulique par exemple).

Si le nombre d'estuaire Ne est mal connu ou délicat à déterminer, on pourra effectuer des études fondées sur deux hypothèses extrêmes (influence maritime dominante d'une part, influence fluviale d'autre part), et retenir par souci de conservatisme le résultat le plus pénalisant.

2.2. L'ESTUAIRE À INFLUENCE MARITIME DOMINANTE

2.2.1. Les niveaux hauts extrêmes

a. Détermination du **niveau marin de dimensionnement à l'aval** (sous influence maritime), à l'entrée de l'estuaire, ou à l'extérieur immédiat en retenant le niveau défini pour les « niveaux hauts de la mer » ;

b. Si cela se révèle possible, analyser l'influence éventuelle des débits fluviaux sur les mesures marégraphiques considérées en limite aval de l'estuaire et, le cas échéant, corriger dans la mesure du possible les données de niveaux mesurés de cette influence ;

c. **Propagation vers l'amont** des conditions de niveau marin haut extrême déterminées en entrée de l'estuaire à l'aide d'un modèle hydraulique, avec les spécificités suivantes :

- analyser les effets de la combinaison du signal de marée astronomique et du signal de surcote (phasage en temps, durée de l'épisode de surcote) à la frontière aval du modèle hydraulique sur le niveau haut dans l'estuaire. On pourra aussi, par conservatisme, considérer la somme des deux ;
- prendre en compte les effets de débordement et d'expansion des eaux dans les zones adjacentes à l'estuaire, en cas d'influence significative sur les niveaux atteints en estuaire et/ou de champs d'inondation autour du CNPE ;
- prendre en compte dans la simulation les effets météorologiques (champs de vent et de pression atmosphérique) sur l'ensemble du domaine de calcul. Scénario météorologique ou chronique. On considérera un scénario de vent moyen extrême (défini par une vitesse centennale maintenue pendant une durée tenant compte de la dynamique de la marée et une direction dont le caractère pénalisant devra être vérifié), ce vent étant susceptible d'amplifier le phénomène de surcote dans l'estuaire ;
- condition de débit fluvial à l'amont. Pour les sites de CNPE en estuaire (à forte influence maritime). On pourra retenir, de façon arbitraire, un débit moyen des fleuves. On pourra, par prudence, effectuer un test de sensibilité.

2.2.2. Les vagues en estuaire

La détermination des conditions de vagues au droit du site sera envisagée de deux manières *a priori* combinées (vagues océaniques et vagues levées localement) selon la configuration du site, son exposition aux vents en conditions de tempête, etc. Il sera cependant possible de simplifier l'étude en établissant la prépondérance d'une des deux sources par rapport à l'autre :

- a. considérer les **vagues océaniques à l'entrée de l'estuaire** et les propager à l'aide d'un modèle numérique adapté (cf. contribution « Les vagues et l'état de mer »).
- b. estimer les **conditions de vagues levées localement** sur l'estuaire en conditions de tempête (clapot local), suivant les conditions météorologiques ou des chroniques de vent retenues (cf. contribution « Le clapot »).

2.2.3. Le clapot sur les zones inondées

Le cas échéant, estimer les **clapots** susceptibles d'être levés sur les **zones inondées** en périphérie du site et d'atteindre le site sur ses limites autres que celle côté estuaire (cf. contribution « Le clapot »). En particulier, on retiendra un scénario de vent moyen extrême (défini par une vitesse centennale et une direction dont le caractère pénalisant devra être vérifié) maintenu pendant une durée tenant compte de la dynamique de la marée.

2.3. L'ESTUAIRE À INFLUENCE FLUVIALE DOMINANTE AU TRAVERS D'UNE CRUE EXTRÊME

Compte tenu de la complexité de ces estuaires, où une marée défavorable peut notamment retarder l'évacuation d'une crue, conduisant à des situations difficiles à traiter, on préconise le recours à un modèle numérique hydrodynamique global.

2.3.1. Les niveaux hauts extrêmes

Dans ce cas, la méthodologie de caractérisation de l'aléa niveau haut extrême sera celle décrite dans la contribution « Les crues fluviales - Hydraulique » pour le cas d'une crue extrême (débit millénal incluant la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 70 % non majoré), avec prise en compte du fait que la condition à la **limite aval** du domaine considéré (côté maritime) est instationnaire (condition de marée astronomique maximale). La concomitance des événements maritimes et fluviaux au niveau du site peut être traitée en considérant un débit de crue constant, ou à défaut, en considérant une concomitance pénalisante entre le niveau maritime (piloté par la marée) et l'hydrogramme de crue, au niveau du site étudié.

2.3.2. Le clapot en estuaire et sur les zones inondées

Le cas échéant, estimer les **clapots** susceptibles d'être levés sur l'estuaire et sur les zones inondées en périphérie du site (cf. contribution « Le clapot »).

2.4. L'ESTUAIRE À INFLUENCE FLUVIALE DOMINANTE AU TRAVERS D'UNE RUPTURE DE BARRAGE AMONT

Dans ce cas, la méthodologie de caractérisation de l'aléa niveau haut extrême sera celle décrite dans les contributions « Les ruptures d'ouvrages en travers » et « Les crues fluviales - Hydraulique » pour le cas d'une rupture d'ouvrage amont, avec prise en compte des spécificités suivantes :

- la condition à la **limite aval** du domaine considéré (côté maritime) est instationnaire (condition de marée conseillée : pleine mer de coefficient 70) ;
- analyser les effets de **concomitance/phasage** entre l'onde maritime issue de l'aval et l'onde de rupture de barrage issue de l'amont sur le niveau haut local ;
- on considèrera généralement dans ce cas que le clapot et la houle sont négligeables.

3. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Le groupe de travail identifie les facteurs d'influence à surveiller liés aux sites en bord de mer ou aux sites fluviaux, selon la prépondérance du caractère maritime ou fluvial du site considéré.

4. LES RÉFÉRENCES

- BONNEFILLE R., 1992 : Cours d'Hydraulique Maritime. Masson, 3^e édition.
- HANSEN D.V. et RATTRAY M., 1965 : Gravitational circulation in straits and estuaries. *Journal of Marine Research* **23**:104–122.
- MIGNIOT C., 1982 : Etude de la dynamique sédimentaire marin fluviale et estuarienne. Thèse d'état.
- SIMMONS H.B., 1955 : Some effects of upland discharge on estuarine hydraulics. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers* **81**, p. 792.

LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS



LES SEICHES

Auteur principal

C. Cheviet (EDF R&D - LNHE)

Contributeurs

M. Benoit (EDF R&D - LNHE), C.-M. Duluc (IRSN), F. Lafon (EDF R&D - LNHE), C. Perherin (CETMEF),
L. Pineau (SHOM)

1. LES SEICHES CÔTIÈRES, PORTUAIRES : LES DÉFINITIONS	68
2. LES SOURCES DE DONNÉES	68
3. LA CARACTÉRISATION DU PHÉNOMÈNE	69
3.1. LE CALCUL THÉORIQUE DANS UN CAS SIMPLIFIÉ	69
3.2 LA CARACTÉRISATION DU RISQUE DE RÉSONANCE PAR MODÉLISATION NUMÉRIQUE	70
4. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	71
6. LES RÉFÉRENCES	71

1. LES SEICHES CÔTIÈRES, PORTUAIRES : LES DÉFINITIONS

Les **seiches** sont des ondes stationnaires, de périodes comprises entre vingt secondes et quelques heures (plus généralement entre 2 et 40 minutes), qui peuvent se manifester dans des plans d'eau fermés ou semi-fermés tels qu'un port, un bassin, un lac ou une baie. Une seiche se traduit par une oscillation pendulaire de la surface libre, avec une grande période (mouvement très lent) et une amplitude variable selon la position considérée, mais en général assez faible. En mer, on distingue les seiches portuaires et les seiches côtières qui interviennent dans les baies et dont la période est plus importante que celle d'une seiche portuaire. Les périodes dépendent en effet directement de la géométrie du lieu d'occurrence.

Dans un bassin maritime semi-fermé (typiquement un bassin portuaire ou le chenal d'aménée d'une centrale de bord de mer), les seiches sont dues à la pénétration d'ondes longues provenant du large ; si leurs périodes coïncident avec les périodes de résonance du bassin (modes propres), elles peuvent être amplifiées par résonance à l'intérieur du bassin. Il en résulte un système d'ondes stationnaires, d'amplitudes éventuellement supérieures aux amplitudes des ondes incidentes. Ce balancement peut se poursuivre (de quelques minutes ou quelques heures à plusieurs jours, selon la période de la seiche considérée) même lorsque le phénomène initiateur a disparu. Les seiches s'amortissent par frottement sur le fond et, dans une faible mesure, par dissipation d'énergie sur les parois et ouvrages bordant le bassin considéré. Les seiches, ondes longues très peu cambrées, se réfléchissent donc fortement même sur les pentes douces.

Les périodes de résonance du bassin sont déterminées par sa géométrie et sa bathymétrie. Ce sont les bassins s'approchant de formes rectangulaires qui sont le plus propices aux seiches.

Il n'y a pas de consensus scientifique sur les mécanismes initiateurs des ondes longues au large pouvant conduire à des seiches dans un bassin.

Les phénomènes les plus fréquemment cités sont :

- des fluctuations atmosphériques, à moyenne échelle, de vent et de pression. Ainsi, par exemple, une étude récente montre que la formation des seiches dans le port de Rotterdam est causée par ce type de fluctuations [De Jong & Battjes, 2004] ;
- des interactions non-linéaires vagues-vagues au sein d'un état de mer irrégulier, avec transfert d'énergie des fréquences correspondant aux vagues de vent (périodes comprises entre 3 et 20 s typiquement) vers les basses fréquences (ondes infra-gravitaires) ;
- des oscillations de basses fréquences liées aux effets de groupements de vagues et/ou de battement du fait d'une oscillation spatiale du point de déferlement (*surf-beat*) ;
- des mouvements géophysiques (séisme, glissement de terrain sous-marin, etc.), qui peuvent générer un train d'onde transitoire.

2. LES SOURCES DE DONNÉES

De façon générale, les seiches le long des côtes françaises sont des phénomènes peu connus car peu étudiés. Il existe peu de données sur lesquelles peut se fonder une étude des seiches. D'après l'état des connaissances sur les seiches ainsi que les sites connus d'occurrence de ces oscillations, il est cependant possible d'évaluer si un site est susceptible d'être le lieu de seiches.

Les marégrammes permettent de visualiser correctement les seiches. Les marégraphes à flotteur permettent en effet de visualiser en continu le niveau marin. Leur analyse est moins aisée que les données issues des marégraphes côtiers numériques. Cependant, les périodes d'acquisition^[1] de ceux-ci (généralement supérieures ou égales à 10 minutes) sont souvent trop longues pour étudier correctement les seiches. Le passage à une acquisition en temps réel (déjà effectif à Brest et au Conquet), avec une période d'acquisition maximale de 1 minute, permettra de résoudre les difficultés liées à la période d'acquisition.

Il est à noter, également, que des mesures marégraphiques ne sont pas toujours disponibles à proximité des sites étudiés.

La hauteur des seiches varie fortement suivant les endroits, de quelques centimètres à plus d'un mètre. Elles sont surtout étudiées dans les endroits où leurs conséquences sont importantes : chocs, ruptures d'amarres, courants gênant la navigation pouvant nécessiter la mise en place de remorqueurs dédiés à ces phénomènes ou fermeture des ports. Ainsi, c'est souvent par un retour d'expérience sur des désordres provoqués dans l'exploitation quotidienne d'un aménagement, que l'on identifie l'existence de ce phénomène.

[1] La période d'acquisition est le pas de temps entre chaque mesure. La mesure marégraphique est le niveau moyen mesuré sur la période d'intégration.

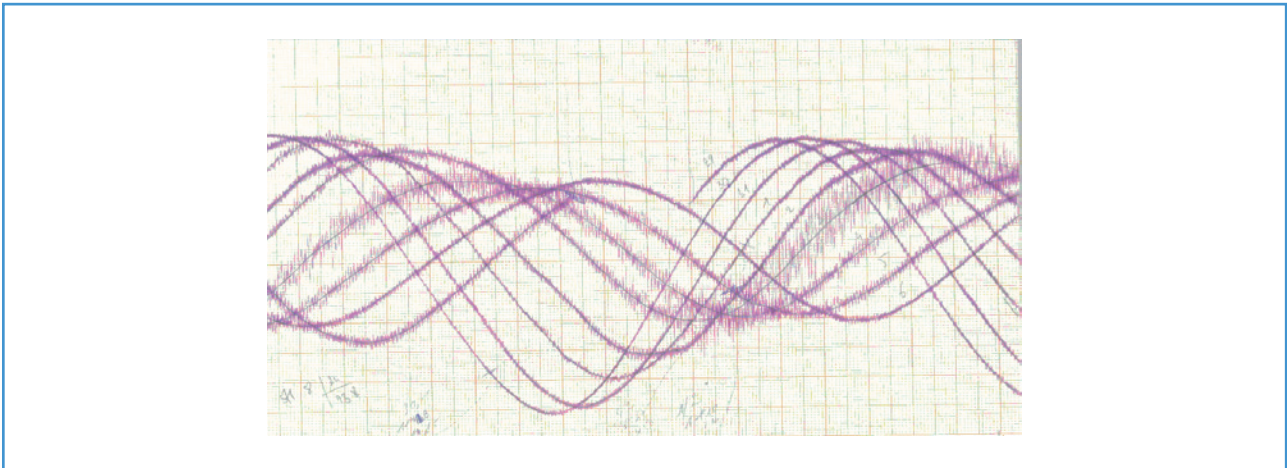
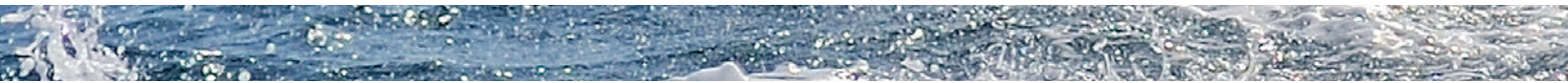


Figure 1 Seiche observée à Port-Tudy (Ile de Groix) le 3 février 1994 (les oscillations peuvent atteindre 1 m crête à creux).

Par exemple, aux Sables d'Olonne, les seiches sont observées quel que soit le niveau d'eau dans le bassin où elles atteignent couramment la dizaine de centimètres d'amplitude^[2]. À Dunkerque, les seiches sont également courantes. Elles sont semblables dans les bassins est et ouest, séparés d'une quinzaine de kilomètres. Ces seiches portuaires ont une période d'environ 20 minutes. À Brest, les seiches portuaires sont également courantes, la hauteur crête à creux atteint une dizaine de cm.

Des seiches sont également observées entre le continent et l'île de Groix. Leur amplitude peut atteindre environ 0,5 mètre et leur période est d'environ 5 minutes. Les oscillations ont atteint jusqu'à 1,30 m de crête à creux à Port Tudy le 3 février 1994 (cf. figure 1). Le phénomène y est très connu et génère de forts courants gênant la navigation à l'entrée du port. Les seiches se produisent en moyenne 70 jours par an et entraînent la fermeture du port entre 4 et 5 jours par an.

3. LA CARACTÉRISATION DU PHÉNOMÈNE

3.1. LE CALCUL THÉORIQUE DANS UN CAS SIMPLIFIÉ

Dans le cas le plus simple d'un bassin rectangulaire fermé de longueur l , et de hauteur d'eau constante h , des conditions d'onde stationnaire sont obtenues lorsque le rapport entre la longueur du bassin et la moitié de la longueur d'onde L , est un nombre entier.

$$l = \frac{n \cdot L}{2} \quad \text{avec } n = 1, 2, 3, \dots$$

Si l'on utilise l'approximation des eaux peu profondes dans la relation de dispersion entre la longueur d'onde L et la période de la houle T , on obtient les périodes des seiches T :

$$T = \frac{2l}{(n\sqrt{gh})} \quad \text{avec } n = 1, 2, 3, \dots$$

De la même manière, dans le cas d'un bassin semi-fermé, on obtient une onde stationnaire lorsque les équations suivantes sont vérifiées :

$$l = \frac{L}{4} + n \frac{L}{2} \quad \text{avec } n = 0, 1, 2, 3, \dots \quad T = \frac{4l}{((2n+1)\sqrt{gh})} \quad \text{avec } n = 0, 1, 2, 3, \dots$$

[2] L'amplitude d'un signal sinusoïdale correspond à la moitié de la hauteur crête à creux.

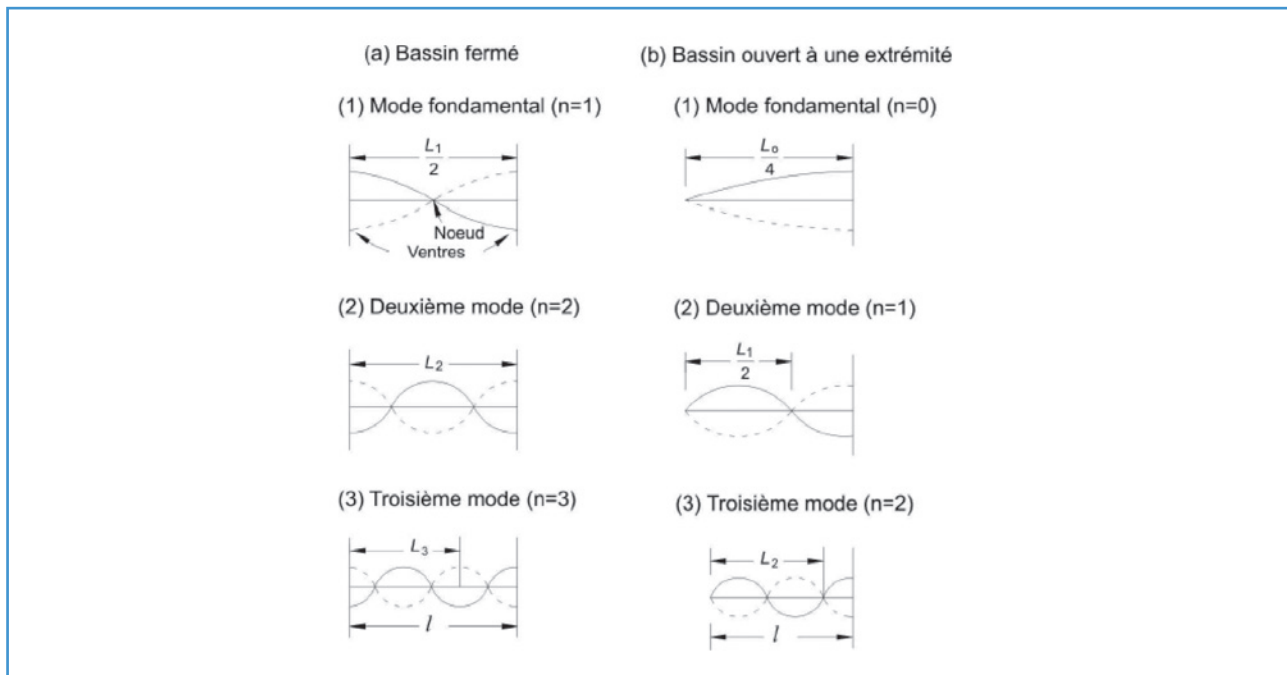


Figure 2 Les trois premiers modes de seiche pour des bassins fermés et ouverts à fond plat (Rock Manual, 2007).

La grande longueur d'onde d'un phénomène de seiche crée des mouvements horizontaux importants qui s'expriment de la façon suivante :

$$x = \frac{H \cdot T}{4\pi} \times \sqrt{\frac{g}{h}}$$

avec le déplacement x en m, l'amplitude H en m, la période T en s, la profondeur h en m.

Il faut souligner que ce type de calcul théorique ne permet pas d'obtenir un ordre de grandeur de l'amplitude. De plus, il ne peut en pratique que rarement être mené pour les aménagements réels dont la configuration est complexe et souvent ouverte sur le domaine extérieur.

3.2 LA CARACTÉRISATION DU RISQUE DE RÉSONANCE PAR MODÉLISATION NUMÉRIQUE

L'origine des seiches étant mal connue, il est plus facile d'étudier les modes de résonance d'une géométrie connue et de trouver un moyen de se prémunir des ondes pouvant créer des difficultés.

Pour un bassin semi-fermé donné, on sait déterminer le coefficient d'amplification d'une onde de fréquence donnée, imposée en entrée. On pourra utiliser pour cela un modèle à résolution de phase qui résout l'équation de Berkhoff (1972) pour le potentiel des vitesses d'une houle monochromatique dans le cas de fonds marins en pente douce ou moyenne. En faisant un balayage en fréquences à l'entrée, on peut déterminer celles qui coïncident avec les modes propres du bassin, et donc les fréquences des ondes qui seraient amplifiées par résonance à l'intérieur du bassin.

Cependant, l'utilité d'une application directe de ce type de modèle afin de prédire l'amplitude des seiches sur un site d'étude est à nuancer, car les seiches qui seront réellement observées dans un bassin, dépendront directement de l'éventuel signal de seiche arrivant en entrée de ce bassin, i.e. de l'énergie susceptible d'être présente en entrée sur les fréquences « à risque ». Ainsi par exemple, un bassin présentant de forts facteurs d'amplification lors du test *via* le balayage en fréquences ne donnera peut-être pas lieu à l'observation de seiche, si le signal excitateur en entrée n'est pas présent sur le terrain.

Sur ce point, il convient de préciser dans l'étude de l'aléa houle, les modélisations numériques de propagation de la houle dans le chenal intègrent par essence l'étude du risque de résonance dans le chenal pour le signal excitateur d'une houle extrême.



4. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteur d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- le retour sur expérience sur la survenue du phénomène de seiches issu de l'exploitation courante de l'aménagement.

5. LES RÉFÉRENCES

- DE JONG M.P.C., BATTJES J.A, 2004. Seiche characteristics of Rotterdam Harbour. *Coastal Engineering*, 51, p.373-386.
- CIRIA, CUR, CETMEF. (2007). - *The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. CIRIA. pp 330-331.
- GOMI P., 1998. Les seiches. Travail de fin d'étude ENTPE, 86 p.
- PONS F., SERGENT P., LAMBERT A., 2008. Calcul des seiches à partir du logiciel Refonde. Paralia.
- DEVAUX E, 2009 Analyse des seiches à partir de l'exploitation de données marégraphiques – Exploitation graphique, analyse fréquentielle et recherche d'éléments déclencheurs

LE NIVEAU MARIN ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES NIVEAUX HAUTS DE LA MER

II. LES VAGUES ET L'ÉTAT DE MER

III. LES VAGUES GÉNÉRÉES PAR LE PASSAGE D'UN NAVIRE

IV. LES NIVEAUX HAUTS EN ESTUAIRE

V. LES SEICHES

VI. LES TSUNAMIS

LES TSUNAMIS

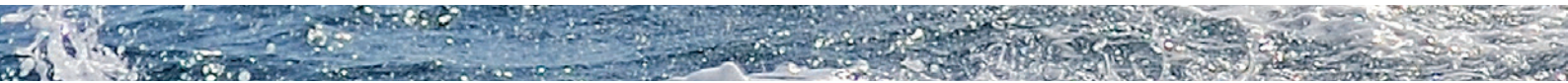
Auteur principal

R. Pedreros (BRGM)

Contributeurs

P.-L. Blanc (IRSN), C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), Y. Krien (BRGM), B. Poisson (BRGM),

V. Rebour (IRSN)



1. LES CARACTÉRISTIQUES DES TSUNAMIS	74
1.1. LA DÉFINITION	74
1.2. LES PHASES DE GÉNÉRATION, PROPAGATION, INONDATION	74
1.3. LES MÉCANISMES INITIATEURS	75
1.4. LES EFFETS LOCAUX	76
1.5. LA CLASSIFICATION DES TSUNAMIS	76
2. LES SOURCES DE DONNÉES	76
2.1. LES ENREGISTREMENTS SÉDIMENTAIRES	76
2.2. LES TÉMOIGNAGES DIRECTS	76
2.3. LES CAMPAGNES DE TERRAIN POST-ÉVÉNEMENTS	76
2.4. LES MARÉGRAPHES ET TSUNAMIMÈTRES	76
2.5. LES OBSERVATIONS SPATIALES	78
2.6. LA BASE DE DONNÉES DES TSUNAMIS HISTORIQUES	78
3. LA CARACTÉRISATION DE L'IMPACT DES TSUNAMIS SUR LA FRANGE CÔTIÈRE	78
3.1. LES IMPACTS SUR UN SITE NUCLÉAIRE ET LES PARAMÈTRES	78
3.1.1. L'inondation	78
3.1.2. Le retrait	79
3.1.3. Les forces hydrostatiques et hydrodynamiques, érosion, instabilité du substrat	79
3.1.4. Les impacts associés au transport de débris	79
3.2. LES MÉTHODES D'ÉVALUATION DE L'ALÉA TSUNAMI	79
3.2.1. Les analyses préliminaires : l'évaluation des sources potentielles	79
3.2.2. L'analyse détaillée : la modélisation numérique	83
4. LES SYSTÈMES D'ALERTE AUX TSUNAMIS	87
4.1. LE RÔLE D'UN CENTRE D'ALERTE	87
4.2. LA RÉPARTITION GÉOGRAPHIQUE	87
4.3. LE PROTOCOLE	88
4.4. LE TEMPS DE RÉPONSE	89
4.5. LES LIMITES	89
5. LES RÉFÉRENCES	89

1. LES CARACTÉRISTIQUES DES TSUNAMIS

1.1. LA DÉFINITION

Un tsunami (en japonais : *vague de port*) peut être décrit comme la propagation d'un train d'ondes, provoquée par une action mécanique brutale et de grande ampleur sur le niveau de l'océan, ou encore d'un lac^[1]. Ces actions sont le plus souvent d'origine tectonique, volcanique ou liées à des glissements de terrain (sous-marins ou littoraux). Un impact météoritique peut aussi en être la cause.

En fonction de la distance parcourue depuis leur site d'origine, on les classe en tsunamis de champ proche (< 100 km), tsunamis de champ lointain (plusieurs centaines à milliers de kilomètres), et télétsunamis (traversant tout un océan).

Les séismes peuvent constituer des sources tsunamigènes proches ou lointaines, tandis que les glissements de terrain sont considérés uniquement comme des sources proches.

1.2. LES PHASES DE GÉNÉRATION, PROPAGATION, INONDATION

Suite à leur génération, les tsunamis se propagent dans toutes les directions, parfois sur plusieurs milliers de kilomètres, jusqu'à atteindre les côtes. Seuls les tsunamis majeurs entraînent inondations et destructions côtières.

Les tsunamis sont généralement décrits selon 3 phases : **la génération, la propagation et l'inondation**.

À la phase de **génération**, les tsunamis se caractérisent par des périodes (T, durée entre deux vagues consécutives) allant de quelques minutes (généralement liés à des glissements terrain) à plus d'une heure lorsqu'ils sont causés par des événements tectoniques majeurs. Les longueurs d'onde associées (L, distance entre deux vagues consécutives) peuvent alors varier de plusieurs kilomètres à quelques centaines de km. Bien souvent, L est largement supérieur à la profondeur (P). Dans ce cas, les tsunamis obéissent à la théorie des « ondes longues » qui prévoit une vitesse de propagation (V) homogène sur toute la tranche d'eau. V peut être alors approché par la relation :

$$V = \sqrt{g \times P} \quad \text{où } g \text{ correspond à l'accélération terrestre (9,81 m.s}^{-2}\text{).}$$

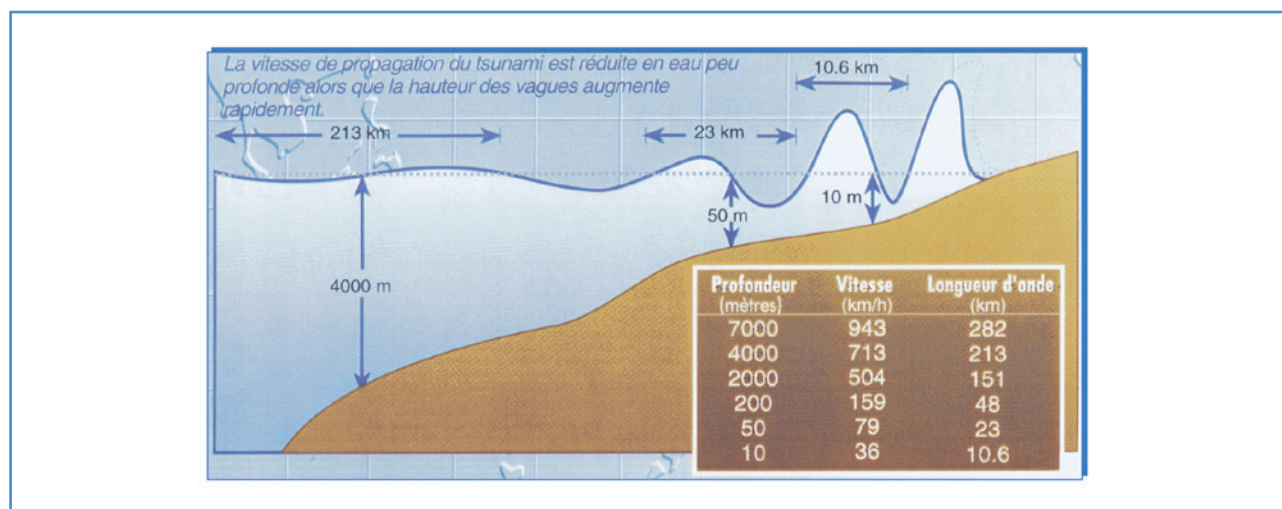


Figure 1 Schéma de propagation d'un tsunami depuis le milieu profond jusqu'à la côte.

[1] Les tsunamis lacustres peuvent nécessiter des études spécifiques, non abordées ici. Pour le cas d'une retenue formée par un barrage, les conséquences à l'aval du barrage seront couvertes par le cas enveloppe de la rupture du barrage (cf. la contribution « Les ruptures d'ouvrages en travers »).

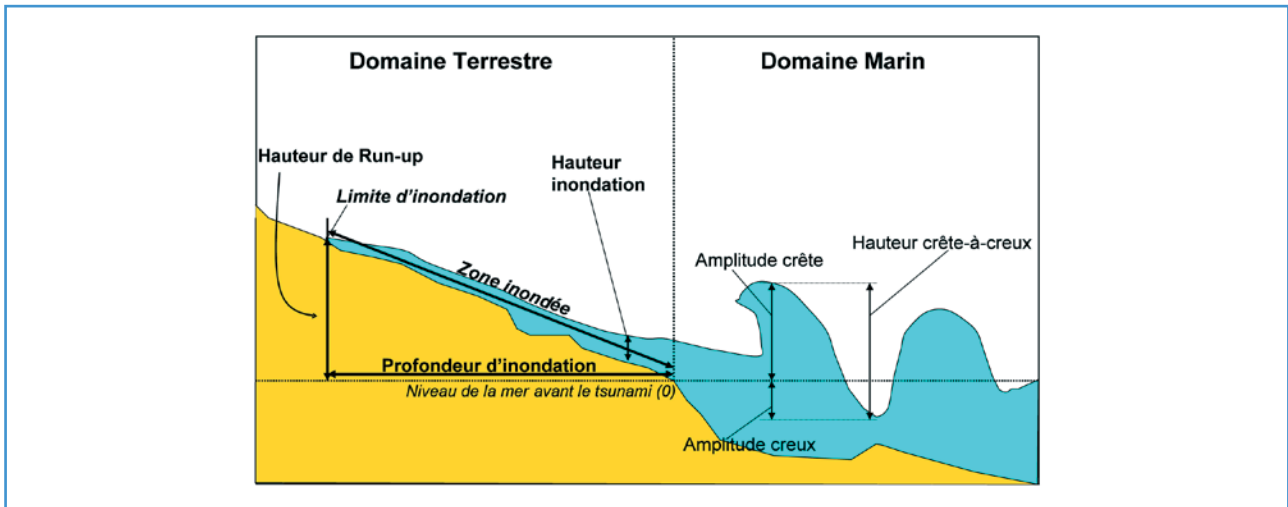


Figure 2 Caractéristiques des tsunamis au niveau du rivage d'après le Glossaire des tsunamis, 2003 [Pedreros et Poisson, 2007].

Ainsi en se **propageant** vers la côte, l'onde rencontre des profondeurs de plus en plus faibles qui font chuter sa vitesse : par exemple de 943 km/h à 7 000 m de profondeur à 36 km/h à 10 m de profondeur (figure 1). Cela implique également une diminution de L ($L = V \times T$). Comme la quasi-totalité de l'énergie transportée par le tsunami est conservée lors de sa propagation, le ralentissement entraîne une augmentation des hauteurs des vagues en eau peu profonde (*étape de gonflement*).

Il existe un seuil, défini par le rapport entre la hauteur des vagues et la profondeur de l'eau, au-delà duquel les vagues déferlent, ce qui contribue à la dissipation de l'énergie.

Le glossaire des tsunamis édité en 2003 sous l'égide de l'Unesco fixe un ensemble de définitions qui font référence au plan international. Les principales sont rappelées ci-dessous.

La **hauteur des vagues** correspond à la somme de l'amplitude de la crête et l'amplitude du creux (hauteur crête-à-croix, figure 2). Dans le domaine marin, l'amplitude d'une crête équivaut à l'élévation maximale du plan d'eau au passage de la vague.

L'**inondation** du domaine terrestre dépendra des caractéristiques du tsunami près du rivage (amplitude, période et longueur d'onde des vagues) et de la topographie côtière. En cas d'inondation, le tsunami ne se comporte plus comme une onde mais comme un torrent qui sera plus ou moins chenalisé par la topographie et d'éventuelles rivières ou canaux. Il interagira également avec la végétation, les ouvrages et le bâti côtiers. La limite d'inondation, correspondant à l'enveloppe de l'excursion maximale de l'eau dans le domaine terrestre, permet de caractériser cette zone inondée. On parle de **hauteur du run-up** et de **profondeur d'inondation** (ou distance d'inondation) comme étant respectivement l'altitude et la distance horizontale de la limite d'inondation par rapport au niveau de la mer avant le tsunami. Localement, on peut également s'intéresser à la **hauteur** (ou épaisseur) d'**inondation** qui équivaut à la différence entre les altitudes du plan d'eau et celle du terrain.

1.3. LES MÉCANISMES INITIATEURS

Il est à noter que les mécanismes de génération des tsunamis peuvent être plus complexes et que des enchaînements peuvent exister entre les différentes sources (tectonique, volcanique, glissements de terrain, etc.). Par exemple, un séisme de faible magnitude pourrait être à l'origine d'un tsunami dévastateur s'il causait un glissement sous-marin de grande ampleur.

Pour ce qui concerne les côtes métropolitaines françaises, seules les sources sismiques et liées à des glissements de terrain (sous-marins et subaériens) peuvent provoquer des tsunamis significatifs.

En Atlantique, les volcans actifs les plus proches de France sont les volcans islandais. Établis sur la ride médio-atlantique, émergée à cet endroit, ce sont de mauvais candidats au déclenchement de tsunamis, car ce sont essentiellement des appareils fissurés, émettant des laves basaltiques très fluides. L'éruption du Laki, de juin 1783 à février 1784, donna lieu au plus grand épanchement de lave de l'histoire, avec un volume estimé à 12,3 km³. Les phénomènes explosifs ne furent pas en proportion, et il n'y eut ni effondrement d'édifice volcanique ni formation de caldeira.

Sur la côte méditerranéenne, les hauteurs les plus importantes envisagées résultent de glissements de terrains au niveau du talus continental et des canyons [Cattaneo, 2007]. À ce jour, les effets des tsunamis générés par un séisme sont considérés comme moindres (sauf effet cascade conduisant à un glissement sous-marin). Le risque associé aux volcans italiens apparaît très faible.

1.4. LES EFFETS LOCAUX

À proximité du rivage, l'onde de tsunami peut subir des phénomènes de diffraction ou de réflexion, de dissipation par frottement et déferlement, de piégeage d'ondes (ondes de coin), etc., qui accentuent ou diminuent les effets des vagues en fonction de la physiographie locale.

1.5. LA CLASSIFICATION DES TSUNAMIS

Il existe des classifications des tsunamis généralement basées sur leur intensité. La plus fréquemment citée étant celle de Sieberg-Ambraseys [Glossaire des tsunamis, 2003].

2. LES SOURCES DE DONNÉES

Les sources de données fournissent plusieurs types d'informations selon des précisions et des échelles de temps très différentes.

2.1. LES ENREGISTREMENTS SÉDIMENTAIRES

Ils donnent accès à des événements majeurs qui se sont déroulés il y a plusieurs milliers à plusieurs dizaines voire centaines de milliers d'années. On parle alors de paléo-tsunamis. Il s'agit d'une information qualitative de l'intensité et de la localisation du phénomène, mais la corrélation des indices rencontrés à quelque distance peut être entachée d'une forte incertitude.

2.2. LES TÉMOIGNAGES DIRECTS

Dans les meilleurs des cas, ils permettraient de remonter à des événements qui se seraient déroulés il y a des milliers d'années. Il faut pourtant remarquer que l'on entre alors dans le domaine des mythes fondateurs de nos civilisations, et qu'il devient difficile d'en cerner la réalité.

En revanche, pour les événements historiques, on peut y trouver une source documentaire riche, mais d'un tri difficile, traitant en général du nombre de vagues, de leur hauteur et de leur période, des zones inondées et des dégâts occasionnés.

2.3. LES CAMPAGNES DE TERRAIN POST-ÉVÉNEMENTS

À la suite des tsunamis très destructeurs, des équipes internationales se déplacent sur les lieux ayant été le plus touchés dans le but de mesurer le run-up et la limite d'inondation, recueillir des témoignages (nombre de vagues, hauteurs, etc.) et constater les dégâts occasionnés. Ces données sont exploitées pour le calage des modélisations des tsunamis et l'établissement d'échelles d'endommagements utilisées pour l'estimation de la vulnérabilité.

2.4. LES MARÉGRAPHES ET TSUNAMIMÈTRES

Les enregistrements de la hauteur et de la période des tsunamis peuvent couvrir les 50 dernières années. La plupart des données provient de marégraphes (ex : figure 3) généralement placés à l'entrée des ports. Les données de haute mer (tsunamimètres) restent rares et concernent essentiellement les zones où un système d'alerte existe.

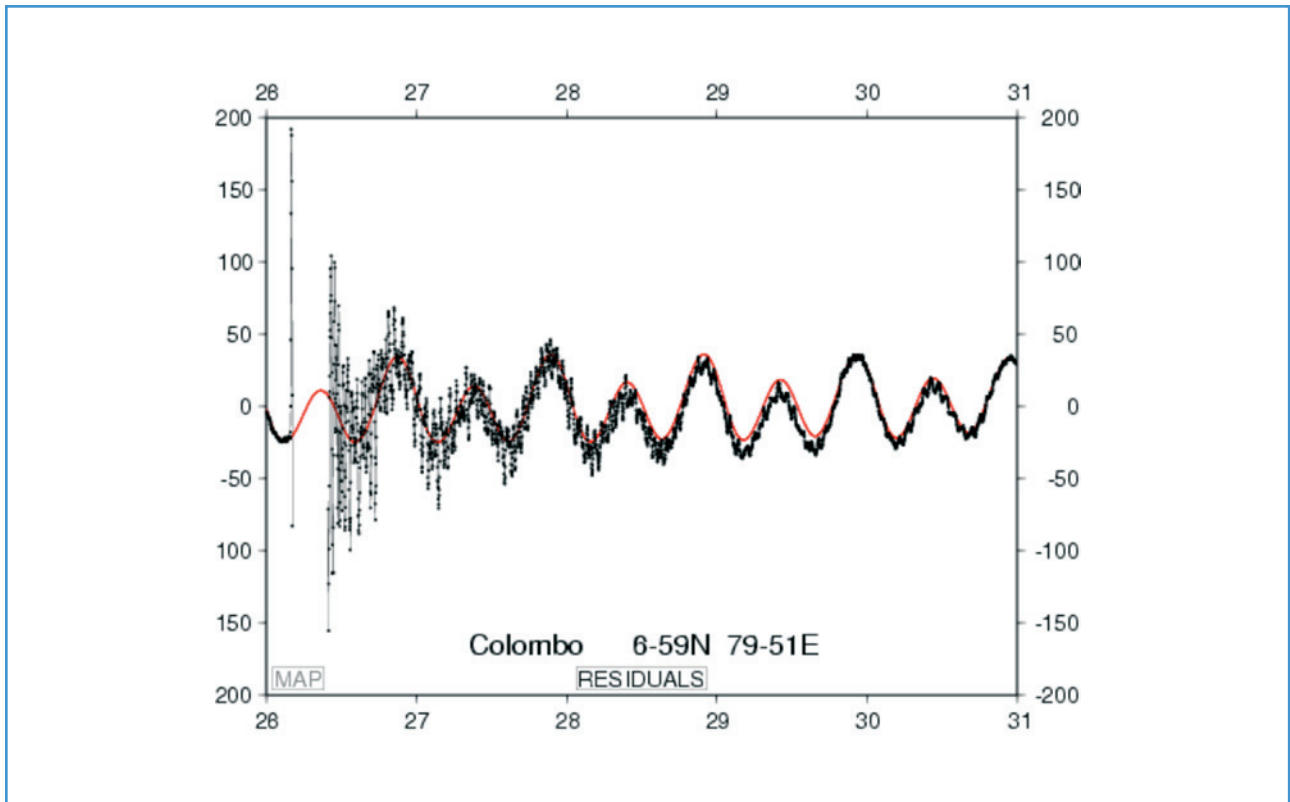


Figure 3 Exemple de marégramme [Colombo, Sri Lanka, tsunami de Sumatra 2004] : altitude du niveau de la mer en centimètres en fonction du temps (date, mois de décembre 2004). Les points correspondent aux mesures du marégraphe ; la courbe en trait plein est le signal de la marée.

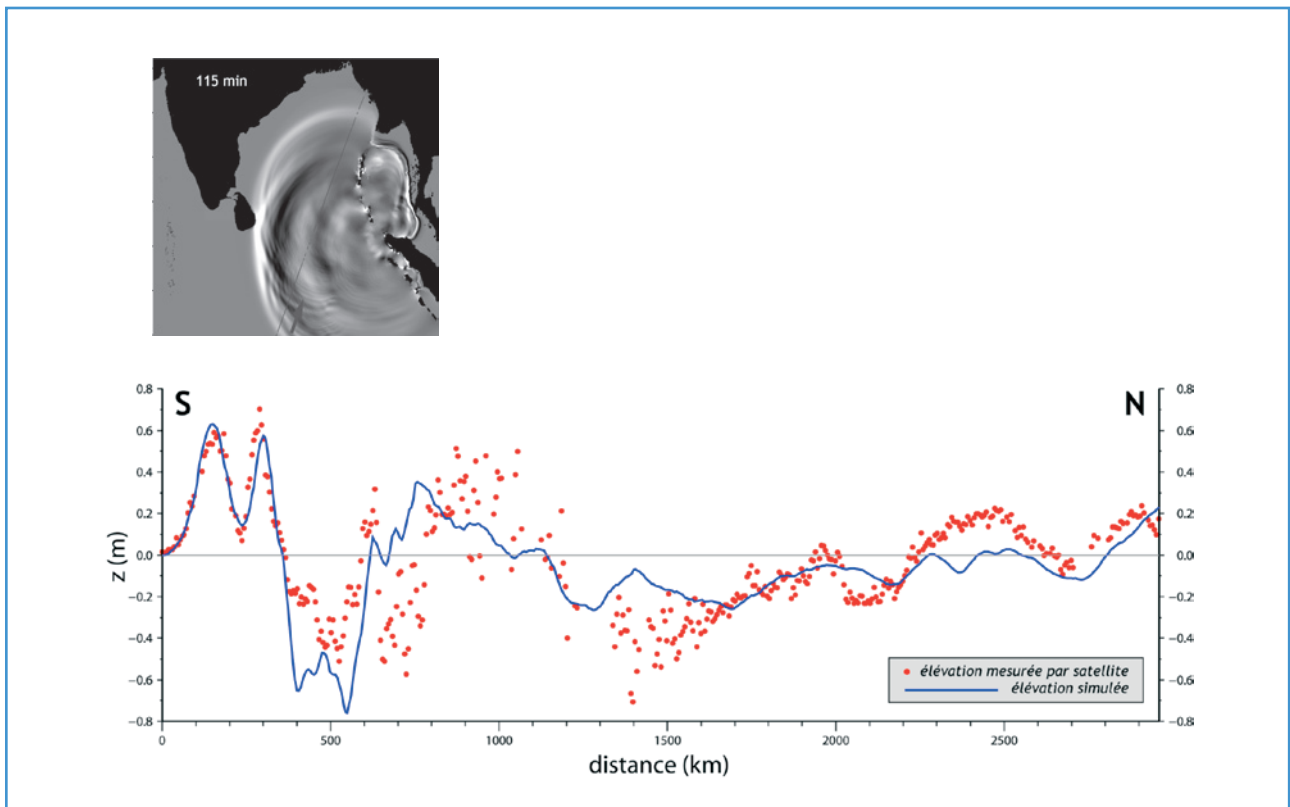


Figure 4 Diagramme de l'élévation de la mer suivant la trace du passage du satellite Jason-1 lors du tsunami de 2004 (points : mesures satellite, trait plein : simulation).

À noter que les fréquences d'acquisition de ces appareils ne permettent pas d'enregistrer correctement les tsunamis de champ proche comme celui de Nice en 1979. La détection du phénomène dans ces enregistrements est possible, pas sa quantification.

2.5. LES OBSERVATIONS SPATIALES

Les altimètres embarqués dans les satellites Jason et Topex-Poséidon permettent dans certaines configurations de mesurer la hauteur et la longueur d'onde des tsunamis en haute mer (cf. figure 4).

2.6. LES BASES DE DONNÉES DES TSUNAMIS HISTORIQUES

Il existe des bases de données compilant les informations sur les tsunamis issues des témoignages, des mesures (marégraphes) et des levés de terrain post-tsunami. Ces bases de données peuvent être à l'échelle :

- globale : NGDC (National Geophysical Data Center) et Académie des sciences Russe ;
- européenne : Genesis and Impact of Tsunamis on the European Coasts [GITEC, 2001] ;
- nationale : Catalogue italien.

Il faut garder à l'esprit que certaines informations reposent sur des témoignages peu fiables (qui décrivent parfois des phénomènes ne relevant pas d'un tsunami par exemple). Elles peuvent donc être erronées. Les bases de données de tsunamis doivent donc être considérées comme un état des connaissances à un instant T. Elles sont susceptibles d'être modifiées par la suite, y compris pour ce qui concerne la compréhension et l'interprétation des témoignages sur des événements anciens [Blanc P-L. 2008].

Un inventaire et une caractérisation des événements tsunamis ayant pu affecter les côtes françaises est consultable sur le WEB (www.tsunamis.fr). Ce site, mis en place par le BRGM (et piloté par un comité scientifique), est régulièrement mis à jour sur la base de recherches et d'analyses bibliographiques.

3. LA CARACTÉRISATION DE L'IMPACT DES TSUNAMIS SUR LA FRANGE CÔTIÈRE

3.1. LES IMPACTS SUR UN SITE CÔTIER ET LES PARAMÈTRES

Il s'agit là de présenter une liste générale de phénomène à envisager, mais l'importance à leur accorder respectivement ne pourra être décidée qu'en fonction d'une étude locale du site et de son histoire.

3.1.1. L'inondation

Le risque encouru le plus évident est l'inondation. Lorsqu'un tsunami s'approche de la côte, son amplitude augmente. Elle peut atteindre dans certains cas plusieurs mètres. L'étendue de la zone inondée peut donc être tout à fait significative. Elle dépend dans une large mesure de la topographie et la bathymétrie locale. Le paramètre à prendre en compte pour l'élévation du niveau d'eau est le run-up (altitude maximale de la limite d'inondation). L'étendue de la zone inondée peut être réduite si des mesures sont prises pour augmenter la résistance du sol lors de l'avancée de la vague (ceinture d'arbres, mangroves, etc.).

3.1.2. Le retrait

Lors d'une phase de récession, le niveau de la mer diminue ce qui peut affecter en particulier les ouvrages de prise d'eau en mer situés au-dessus du run-down, l'altitude minimale atteinte lors du retrait. Ce phénomène a été pris en compte dans le dimensionnement de centrales nucléaires japonaises qui comportent, en amont de la station de pompage, un réservoir à seuil qui permet de maintenir un débit suffisant pendant la durée du retrait.

3.1.3. Les forces hydrostatiques et hydrodynamiques, l'érosion, l'instabilité du substrat

L'élévation du niveau d'eau génère une pression hydrostatique qui s'exerce sur les parois d'une structure. Le courant induit par ailleurs des contraintes hydrodynamiques. Les forces de succion associées au retrait peuvent causer notamment des dégâts importants [ex : Yeh *et al.*, 2005]. Les principaux paramètres physiques à quantifier pour estimer l'intensité de ces forces sont une fois de plus la profondeur d'eau et la vitesse du courant.

La dynamique de l'interface eau-sédiments peut être relativement complexe. Les études menées par Tonkin *et al.* (2003) ont montré que le retrait de l'eau s'accompagne de gradients de pression verticaux dans certains types de sédiments (comme le sable) assimilés à un milieu poreux. Si les contraintes exercées dans les pores par ce gradient dépassent la résistance du substrat, celui-ci peut se désagréger. La vitesse de décroissance de la hauteur d'eau joue ici un rôle prépondérant.

3.1.4. Les impacts associés au transport de débris

Les tsunamis peuvent transporter des objets lourds (voitures, bateaux, arbres, rochers, etc.) sur de grandes distances. Ces « débris » peuvent causer des dommages importants aux structures se trouvant en zone inondée. Plusieurs paramètres peuvent entrer en ligne de compte comme la *vitesse du courant*, la *profondeur d'eau*, ou encore la *durée* pendant laquelle une structure est soumise aux impacts. Il est à noter par ailleurs que le dépôt de débris beaucoup plus fins (branchages, coquilles, sables et graviers), consécutif au retrait des vagues peut affecter le bon fonctionnement de certains composants des installations (pompes, crépines de prélèvement, toutes installations électriques).

3.2. LES MÉTHODES D'ÉVALUATION DE L'ALÉA TSUNAMI

L'évaluation de l'aléa tsunami implique en règle générale en 2 grandes étapes :

- une étude préliminaire de caractérisation des sources tsunamigènes potentielles. Elle permet d'établir les scénarios plausibles qui génèrent les tsunamis les plus forts sur la base d'événements sismiques ou de mouvements gravitaires ;
- des modèles de simulation numérique appliqués aux sources déterminées précédemment pour une évaluation plus précise de l'aléa.

La démarche adoptée est représentée schématiquement sur la [figure 5](#).

3.2.1. Les analyses préliminaires : l'évaluation des sources potentielles

La première étape de caractérisation de l'aléa tsunami sur un site donné consiste à rechercher les zones tsunamigènes (d'origine sismique ou gravitaire) les plus dangereuses *a priori*.

Nous rappellerons tout d'abord quelques critères simples permettant d'écarter le risque tsunami associé à une source sismique ou gravitaire. Nous présenterons ensuite des exemples de méthodes adoptées pour réaliser cette première étape.

3.2.1.1. Quelques critères simples permettant d'écarter le risque tsunami

LES SOURCES SISMIQUES

Un séisme ne peut être à l'origine d'un tsunami que si son épicerne est en mer, qu'il est peu profond, et de magnitude suffisamment élevée.

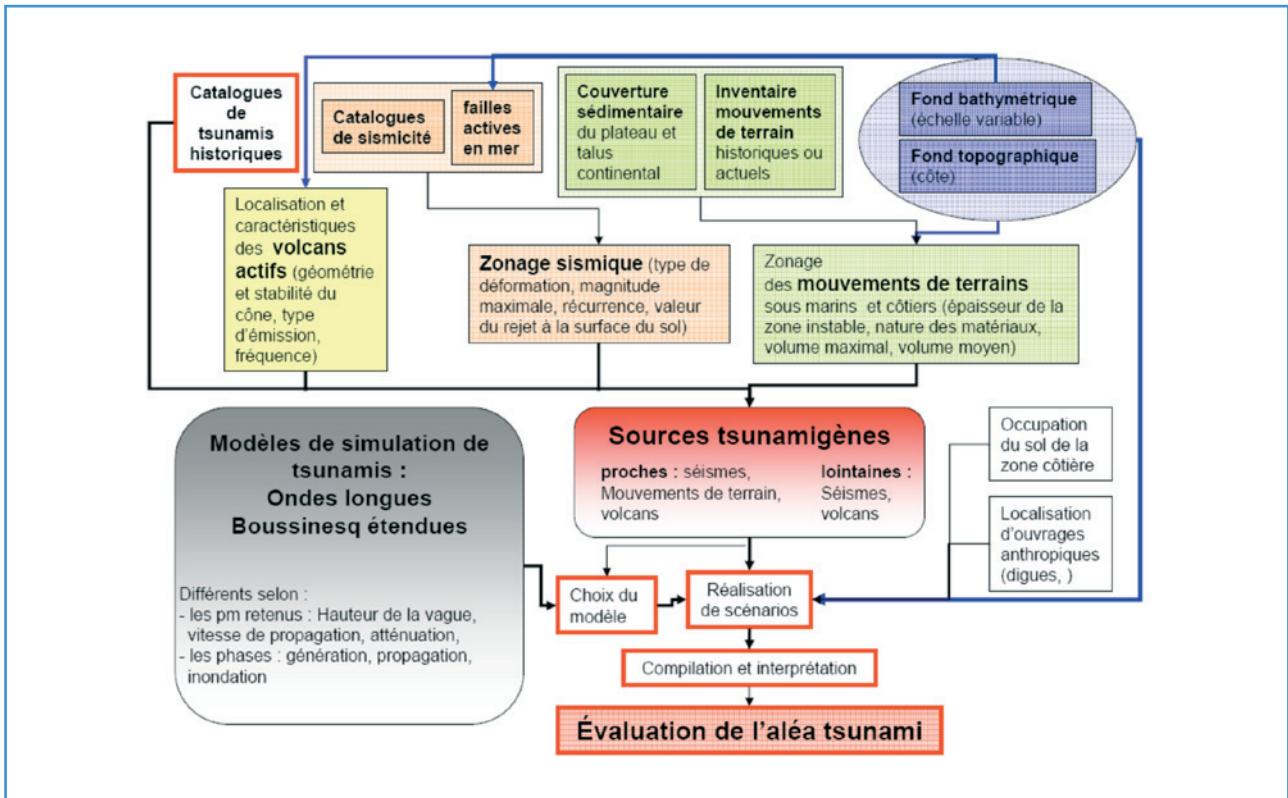


Figure 5 Principales étapes de réalisation de scénarios tsunamis et d'évaluation de l'aléa [Terrier et Pedreros, 2007].

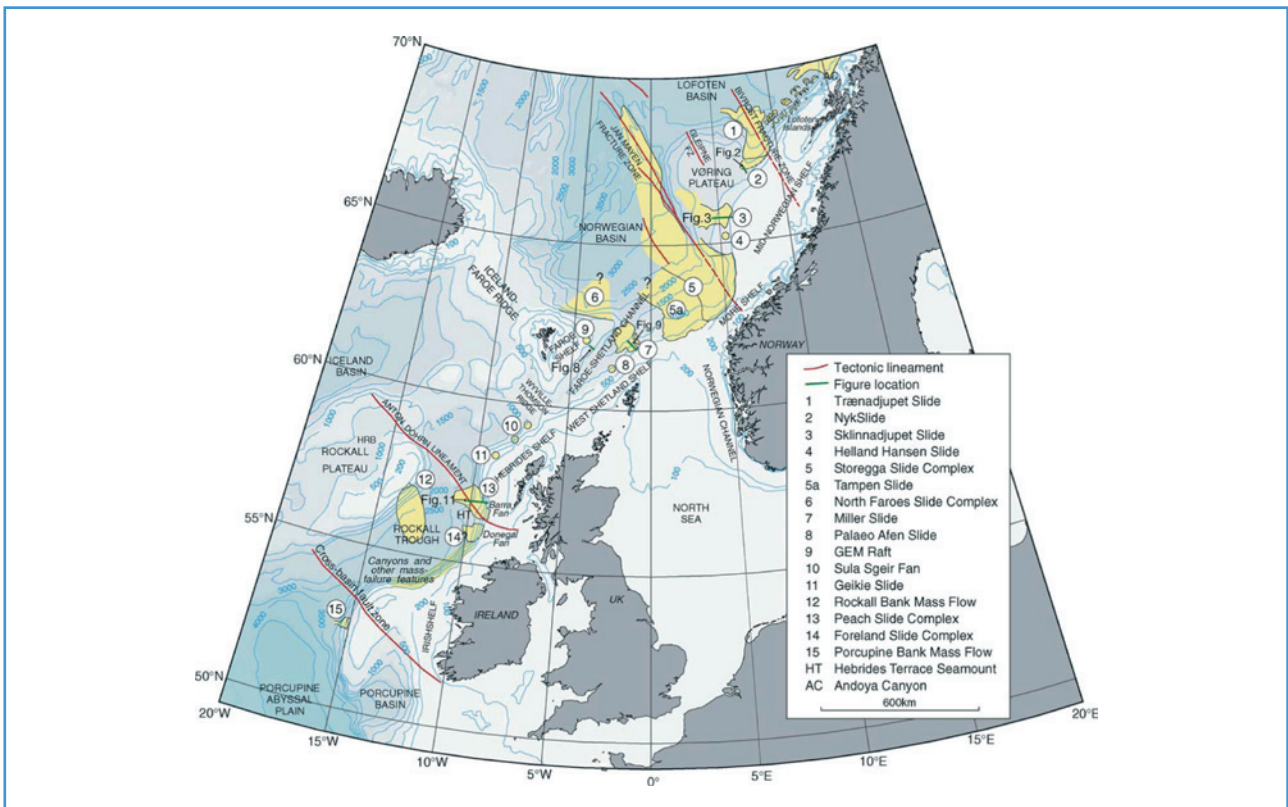
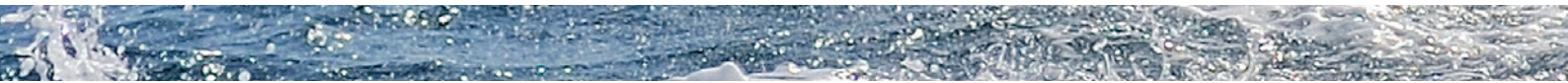


Figure 6 Carte générale des glissements sur la marge continentale + d'Europe du nord-ouest [d'après Evans et al., 2005].



Par exemple, le seuil de déclenchement d'alerte tsunami dans le Pacifique (Pacific Tsunami Warning Center : www.prh.noaa.gov/ptwc) est fixé à une magnitude de 6,5 pour un bulletin local, 7,6 pour une alerte régionale, et 7,9 pour une alerte à grande échelle (cf. figure 13). Seuls les séismes localisés en mer à une profondeur (dans la croûte terrestre) inférieure à 100 km sont pris en compte.

LES SOURCES GRAVITAIRES

Dans le cas d'un glissement de terrain, l'expérience montre que le volume d'effondrement constitue le paramètre le plus important. Un tsunami peut se développer à une échelle locale (à quelques kilomètres de la source) pour des volumes de l'ordre de 100 000 m³, à une échelle régionale (quelques dizaines voire centaines de kilomètres) pour des volumes d'environ 1 km³, voire à l'échelle transocéanique pour des volumes plus importants (de l'ordre de la centaine de km³).

3.2.1.2. Les sources sismiques

Caractériser les sources tsunamigènes d'origine sismique implique dans un premier temps de rassembler et d'interpréter de nombreuses données géologiques (ex : cartes géologiques d'Europe, carte sismotectonique du bassin méditerranéen), bathymétriques et sismologiques (*données historiques* : base SisFrance, compilation GSHAP, base INGV/EMIDIUS ; *données instrumentales* : bases CSEM et NEIC, mécanismes au foyer : base EMMA) afin d'identifier les principales failles actives qui peuvent générer un séisme.

Sur la façade Atlantique, le tsunami lié au grand tremblement de terre de Lisbonne, le 1^{er} novembre 1755, demeure le plus grand événement du genre dans les temps historiques. Au cours des vingt dernières années, une recherche intense, soutenue par les programmes européens (DETWS, IAM, GITEC, GITEC-TWO, BIGSETS ; Mendes-Victor *et al.*, 2005), a permis de gros progrès sur la compréhension des structures et des mécanismes tectoniques actuellement actifs entre la plaine abyssale du Fer-à-Cheval (*Horseshoe plain*) et la côte portugaise. L'absence totale de moyen d'investigations géophysique à l'époque fait qu'il est très difficile d'assigner un épicerne à ce séisme, et que le sujet n'est pas encore scientifiquement clos.

Ces études mènent en général à un zonage sismique. On pourra se référer par exemple aux rapports rédigés dans le cadre du Plan Séisme [ex : Terrier, 2007] sur le zonage déterministe de la Méditerranée occidentale. Le principe d'un zonage déterministe est le suivant : chaque zone ou surface délimitée correspond à une unité sismotectonique, c'est-à-dire à une région dont les caractéristiques tectoniques (type de déformation, champ de contraintes) sont suffisamment homogènes pour que l'on puisse envisager l'occurrence d'un séisme analogue à un séisme historiquement connu, et cela en n'importe quel point du domaine. Compte tenu des données disponibles en termes de distribution des intensités et magnitudes, de localisation des épicerne et de profondeur des foyers, chaque zone sismique est caractérisée par une intensité épicerne maximale connue dans la zone (SMHV ou séisme maximal historiquement vraisemblable) et ce indépendamment de sa période de retour.

Un séisme majoré peut ensuite être calculé (séisme de type SMS, Séisme majoré de sécurité). Pour cela, on rajoute en général 0,5 degré de magnitude à la magnitude du SMHV, sous réserve que cette majoration reste compatible avec les données géologiques et sismiques. Dans la pratique, l'ajout de 0,5 degré de magnitude permet de mieux tenir compte des incertitudes sur les données sismiques et géologiques.

Des méthodologies sensiblement différentes peuvent être adoptées. Au Japon par exemple, dans le cadre de la sécurité des centrales nucléaires, la JSCE (Société japonaise d'ingénieurs civils, [JSCE 2002]) préconise de se conformer aux étapes suivantes :

- l'identification des scénarios possibles (données sismo-tectonique, littérature, etc.) ;
- la sélection du scénario qui engendre l'élévation du niveau de la mer la plus importante sur le site ;
- l'étude paramétrique : on tient compte des incertitudes sur la source en testant les résultats obtenus pour des profondeurs de faille, des pendages, ou encore des valeurs de glissement différentes ;
- la sélection du ou des tsunamis susceptibles de causer les dégâts les plus importants sur le site ;
- l'étape de vérification : on s'assure que les hauteurs d'eau générées par l'événement sont supérieures aux hauteurs d'eau enregistrées ou calculées lors d'événements antérieurs, à la fois pour le site et son voisinage.

Au Royaume-Uni, une approche similaire a été appliquée dans l'Atlantique Nord, procédant d'abord à un inventaire des sources possibles et des mécanismes, (DEFRA, 2006).

3.2.1.3. Les sources gravitaires

On distingue trois grandes catégories de sources gravitaires pouvant engendrer un tsunami :

- les glissements de terrain sous-marins, qui s'initient et se propagent sous la surface de la mer (on différencie les glissements en translation (*slides*), caractérisés par une faible épaisseur et un déplacement sur de longues distances, des glissements en rotation (*slump*) pour lesquels l'épaisseur est importante et qui se déplacent sur de petites distances du fait de frottements importants) ;
- les glissements subaériens, comme les effondrements de falaises, qui s'initient au-dessus du niveau de la mer ;

- les sources volcaniques (coulées de laves ou effondrement d'une partie instable d'un volcan).

LES GLISSEMENTS DE TERRAIN SOUS-MARINS

La localisation des glissements sous-marins (cf. figure 6) est le plus souvent basée sur l'analyse de données de bathymétrie multifaisceaux (ex : Simrad EM 12, Simrad EM 300), d'imagerie du fond (ex : SAR), de sismique réflexion (ex : Sparker), ou encore de prélèvements.

On les met en évidence en identifiant des changements de la morphologie/bathymétrie d'une zone donnée au cours du temps, en détectant des morphologies caractéristiques sur le fond de mer ou dans les couches sédimentaires superficielles, ou encore en cas d'endommagement d'infrastructures posées sur le fond marin comme des câbles de télécommunications.

D'autres types d'études consistent à identifier les zones potentiellement instables. On peut citer à titre d'exemple le zonage des mouvements gravitaires sous-marins du plateau et du talus continental au large des côtes méditerranéennes françaises à l'échelle 1/500 000^e confié à l'IFREMER (Cattaneo, 2007). Il s'agissait essentiellement :

- d'identifier et de délimiter les zones marines aux caractéristiques gravitaires a priori homogènes sur l'ensemble de la zone considérée ;
- de caractériser chaque zone potentiellement instable par un mouvement de taille maximale et un mouvement de taille moyenne plus probable ;
- de qualifier les mouvements de référence (nature du phénomène, géométrie, nature des matériaux susceptibles d'être déstabilisés, angle moyen de la surface de rupture, profondeur moyenne du glissement).

Là encore l'approche britannique (DEFRA, 2006) n'est pas différente : l'étude effectuée pour leur compte examine les zones de la marge nord-européenne où sont connus de grands glissements sous-marins au début de l'Holocène (7). Rappelons que c'est là qu'ont trouvé leur origine les plus importants tsunamis ayant frappé les côtes européennes, bien qu'ils ne soient connus que par des observations sédimentologiques : les Storrega slides, voici environ 8 000 ans. Il s'agit du glissement, depuis la marge continentale norvégienne, jusque dans les profondeurs du bassin norvégien, de grands panneaux de sédiments abandonnés là par le retrait de la calotte glaciaire feno-scandienne. On ignore si le mécanisme déclencheur de ces glissements est sismique ou non, mais le rebond isostatique du socle continental, discontinu et par blocs séparés, rend la chose probable. Le rapport du DEFRA examine également, plus au sud, les talus continentaux écossais et irlandais, vers la tranchée de Rockall, ainsi que vers le sud le talus irlandais et de mer celtique. On peut penser que la présence même des Iles britanniques protégerait le littoral français de tout tsunami provenant d'un glissement de sédiments à l'ouest de l'Irlande ou plus au nord.

Une telle approche sur les côtes de France demanderait bien entendu que soient examinées de ce point de vue, outre la marge celtique, la marge armoricaine ainsi que la marge cantabrique : mais les glissements qui pourraient y avoir lieu n'auraient certainement pas l'échelle des *Storrega slides*, car il n'y a jamais eu là les mêmes motifs d'accumulation de fortes quantités de sédiments instables, que sur le plateau continental de Norvège.

LES GLISSEMENTS LITTORAUX, LES EFFONDEMENTS DE FALAISES

Les mouvements de terrain que subissent les falaises côtières sont susceptibles de générer un tsunami dans la mesure où la dimension de la masse écroulée est suffisante (plusieurs centaines de milliers de m³), et que la zone de réception du mouvement de terrain correspond à une zone immergée avec une tranche d'eau de plusieurs mètres d'épaisseur.

L'identification et la caractérisation des secteurs côtiers susceptibles d'être affectés par des mouvements de terrain de fort volume impliquent des études géomorphologiques, qui peuvent être basés sur des travaux de cartographie, à partir de cartes géologiques, de MNT, et éventuellement de photographies aériennes, ou réalisées à partir de scans laser. Cette technique permet d'obtenir un modèle numérique du relief d'une falaise ainsi qu'une ortho-photo à haute résolution. La comparaison entre deux relevés à des instants différents permet de mesurer l'érosion et d'identifier des traces d'éboulement.

On peut rappeler que le tsunami ayant provoqué le plus fort run-up connu était dû à un effondrement rocheux provoqué par un séisme, le 9 juillet 1958 dans la baie de Lituya, en Alaska [Miller, 1960]. La hauteur extraordinaire de run-up, plus de 500 m, est due à la configuration très particulière de cette baie, qui est un fjord se ramifiant en "T" sur une faille active. Il s'agit très exactement du jet de rive sur le versant opposé du fjord, c'est-à-dire au lieu même d'origine du tsunami.

LES SOURCES VOLCANIQUES

Les régions caractérisées par du volcanisme sont susceptibles de connaître des tsunamis d'origine volcanique. C'est le cas par exemple de l'arc des Petites Antilles, constitué d'une série d'îles volcaniques s'alignant du Nord au Sud, entre la mer des Caraïbes à l'ouest et l'océan Atlantique à l'est. Deux principaux cas peuvent se présenter :

- une immersion de matériel volcanique émis lors d'une éruption (débris, coulées pyroclastiques, etc.) ;
- un effondrement d'une partie instable d'un volcan, éventuellement à la suite d'une éruption.

L'identification et la caractérisation des événements tsunamigènes d'origine volcanique peuvent être réalisées à partir d'une étude bibliographique consacrée :

■ aux paléo-événements d'effondrements de grande ampleur, dont témoignent les structures volcaniques subaériennes, et parfois les dépôts d'avalanches de débris détectés dans les données sous-marines (ex : campagne de géophysique marine Aguadomar aux Petites Antilles, (Deplus et al., 2001) :

■ aux éruptions historiques ayant généré des tsunamis, principalement du fait de l'entrée dans la mer d'écoulements pyroclastiques (ex : Montagne Pelée, 1902).

3.2.2. L'analyse détaillée : la modélisation numérique

Dans le cas où les études préliminaires indiquent l'existence de sources potentiellement tsunamigènes, une étude plus détaillée reposant sur la modélisation numérique est nécessaire afin de mieux évaluer le risque tsunami.

3.2.2.1. Les données bathymétriques et topographiques

Pour modéliser correctement la propagation des tsunamis et l'inondation des côtes, il faut disposer de données bathymétriques et topographiques précises.

LES DONNÉES BATHYMÉTRIQUES

Elles proviennent en général du SHOM, de l'IFREMER, ainsi que des bases de données internationales GEBCO et ETOPO (1, 2, etc.).

Le SHOM et l'IGN entretiennent une base de données historiques de bathymétrie et de topographie du littoral (HISTOLITT), organisée en dalles de 1° x 1° (figure 7).

Dans le cadre d'une convention BRGM / IFREMER, l'IFREMER a mis à disposition des données bathymétriques maillées à une résolution spatiale de 250 m du domaine marin au large de la côte française (sondes en bleu dans la figure 7). Les données couvrent les profondeurs supérieures à 180 mètres. L'IFREMER a réalisé par ailleurs (dans le cadre d'un projet coopératif associant des instituts de recherche, océanographiques et hydrographiques et le comité Géosciences Marines de la CIESM) un MNT échantillonné au pas de 1 km des bassins occidental et oriental de la Méditerranée. Ce fichier est disponible auprès de l'IFREMER depuis mi-2006.

La base de données GEBCO (*General Bathymetric Chart of the Oceans*) est soutenue par l'Organisation hydrographique internationale (IHO), par les Nations Unies (UNESCO) ainsi que par la commission océanographique intergouvernementale (IOC). Les informations bathymétriques contenues dans GEBCO résultent d'une compilation à l'échelle du globe de sondages bathymétriques et de données issues de l'altimétrie satellitale. Elles sont délivrées gratuitement auprès de www.gebco.net/. La maille des pixels est 1'x1'. Une extraction a été réalisée pour le domaine couvrant l'ensemble du bassin méditerranéen occidental (figure 8).

Les données ETOPO sont fournies par le NGDC (*National Geophysical Data Center*). Elles couvrent l'intégralité de la surface terrestre. La dernière version (ETOPO 1) donne la bathymétrie (et la topographie) avec une résolution de 1'.

LES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES

Elles sont issues de la BD topo IGN (maillage de 50 m) pour les côtes françaises et de SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*, maillage de 90 m) pour les côtes voisines de la France.

3.2.2.2. La modélisation numérique

LA GÉNÉRATION

Dans le cas des séismes, l'initiation est modélisée la plupart du temps en faisant appel aux équations développées par Okada (1985). Cette méthode permet de calculer la déformation du plancher océanique à partir des caractéristiques de la faille à l'origine du séisme (azimut, pendage, vecteur glissement, module de cisaillement, etc.). La forme initiale du tsunami est déterminée en supposant que l'intégralité de cette déformation est instantanément transmise à la surface de l'eau. La figure 9 donne un exemple de tsunami initial, obtenu par calcul du champ de déplacement généré par le séisme du 23 février 1887 en mer Ligure pour deux sources différentes.

Dans le cas des glissements, on trouve deux approches distinctes:

■ le glissement peut être traité comme un écoulement fluide. Le problème est alors résolu en faisant appel à la théorie des ondes longues (longueur du glissement nettement supérieure à l'épaisseur) ;

■ il peut être aussi considéré comme un corps solide rigide se déplaçant sur un plan incliné : des modélisations numériques ainsi que de multiples expériences en laboratoire [ex : *Walder et al., 2003*] ont permis d'établir des lois de comportement semi-empiriques reliant les caractéristiques du tsunami (amplitude, longueur d'onde) aux paramètres physiques du glissement (pente, longueur, épaisseur, largeur, durée, etc.).

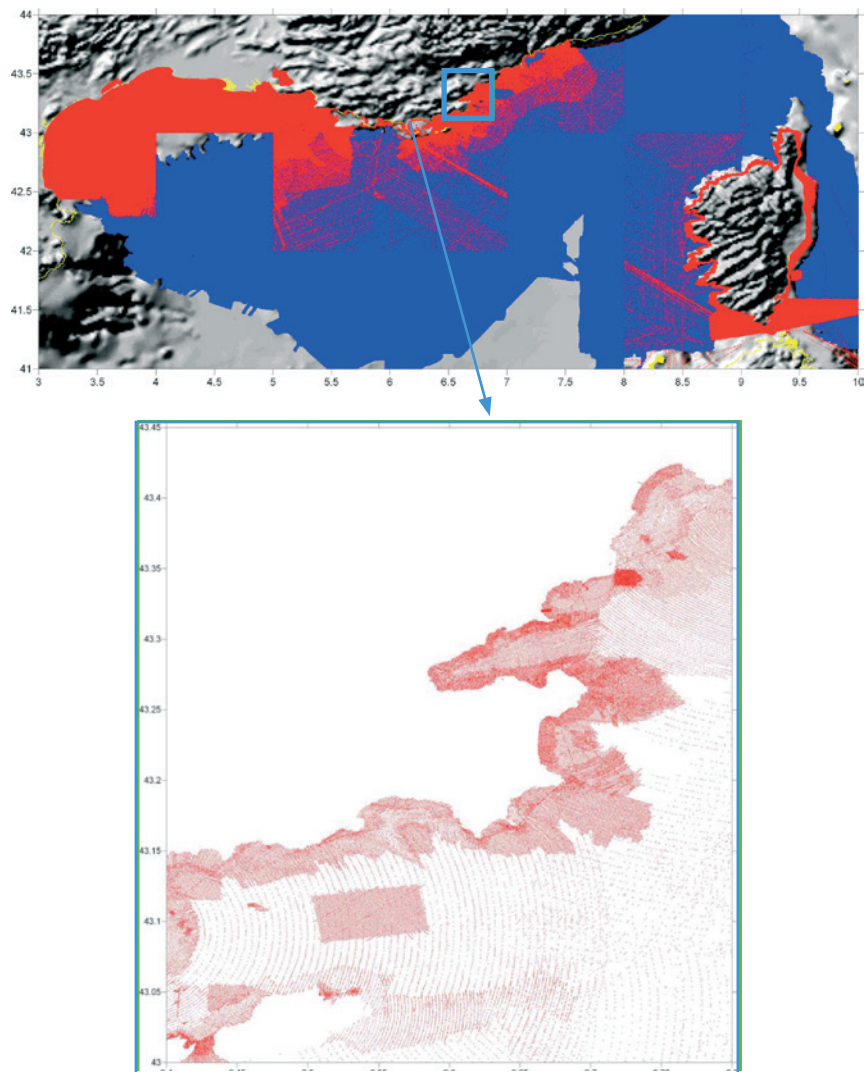


Figure 7 Ensemble des sondes bathymétriques contenues dans les dalles Histolitt des côtes méditerranéennes françaises (en rouge), et couverture des données IFREMER à 250 m (en bleu).

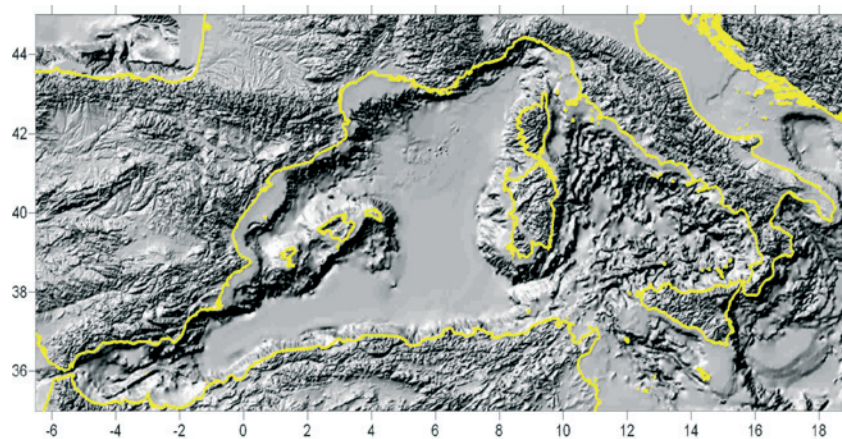


Figure 8 MNT de la Méditerranée occidentale issu de GEBCO (maillage de 1x1').

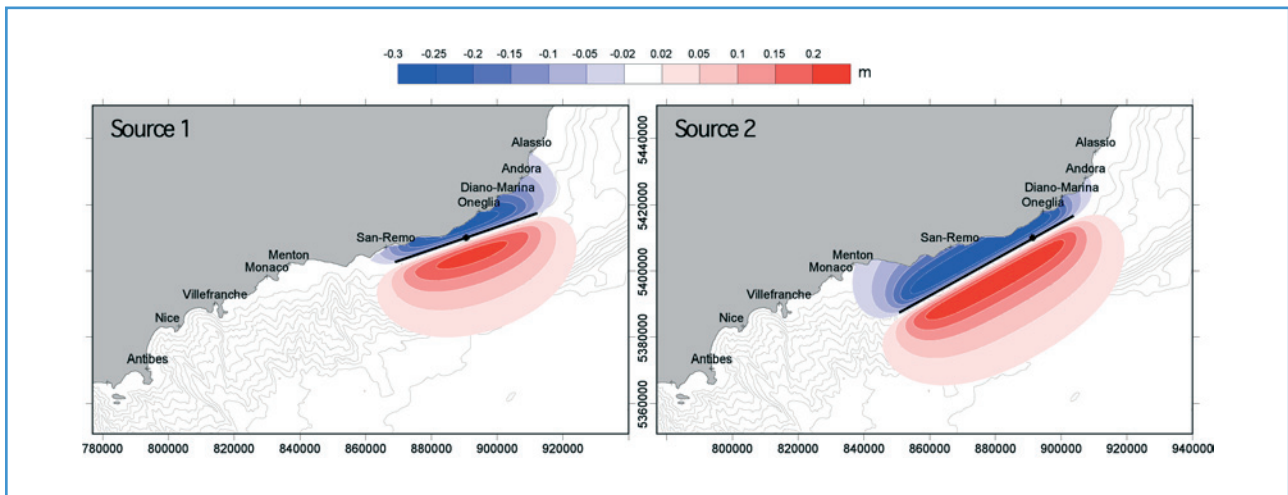


Figure 9 Cote de la surface libre (en m) obtenue lors du calcul du tsunami initial généré par le séisme du 23 février 1887 en mer Ligurie, pour 2 sources testées.

LA PROPAGATION

Il existe plusieurs types de modèles envisageables pour l'étude de la propagation d'un tsunami. La résolution des équations de Navier-Stokes complètes à 3 dimensions est à ce jour difficilement réalisable pour des raisons de temps de calcul, mais aussi parce qu'elle implique de résoudre des problèmes numériques compliqués, associés au maillage ou à la méthode de discrétisation. On simplifie en général le problème en appliquant la théorie des « ondes longues ». Celle-ci peut être considérée comme valide dans la mesure où la longueur d'un tsunami est grande devant l'épaisseur de la couche d'eau. Les équations hydrodynamiques sont alors résolues dans leur version linéaire (dans le cas où la hauteur de vague est négligeable devant la profondeur d'eau) ou non-linéaire. Ces modèles peuvent être améliorés pour tenir compte de la dispersion en fréquence. C'est le cas du code FUNWAVE, utilisé par le BRGM, qui résout les équations de Boussinesq étendues (non linéaires et faiblement dispersives) selon la méthode de Wei *et al.* (1995). Ces équations présentent l'avantage de traiter correctement les différents types de tsunamis : aussi bien générés par des séismes (grande longueur d'onde) que par des glissements de terrain (faible longueur d'onde). Elles permettent de tenir compte de la plupart des mécanismes physiques liés à la propagation (réfraction, diffraction, réflexion, gonflement, frottement sur le fond, etc.).

Les codes de calculs utilisent en général les différences finies pour modéliser la propagation des tsunamis. Ceci pose quelques problèmes. Il n'est pas possible en particulier d'utiliser un maillage non-uniforme. Il faut donc recourir à l'emboîtement de grilles bathymétriques pour pouvoir étudier précisément certaines zones tout en limitant le temps de calcul.

La **figure 10** et la **figure 11** illustrent le type de résultats que l'on peut obtenir. On a représenté ici l'élévation maximale du plan d'eau calculée au cours de simulations de propagation du tsunami de mer Ligurie de 1887, pour une grille à 250 m (**figure 10**) et une grille plus fine de 83 m (**figure 11**) (voir **figure 9** pour le champ de déformation initial). La **figure 12** montre l'élévation du niveau de la mer induite par le tsunami en fonction du temps pour plusieurs capteurs situés en France.

L'INONDATION ET L'ÉVALUATION DU RUN-UP

Il n'existe pas de méthodologie systématique de calcul du run-up qui soit tout à fait satisfaisante, à la fois d'un point de vue théorique et numérique. Les méthodes employées généralement pour résoudre les équations hydrodynamiques à deux dimensions ne sont pas appropriées par exemple pour déterminer l'étendue de la zone inondée dans le cas de fortes variations topographiques.

Au Japon, la méthode de Iwasaki et Mano (1979) est la plus utilisée pour l'évaluation du risque tsunami pour les centrales nucléaires [JSCE 2002]. Elle consiste, pour le calcul du run-up, à évaluer le flux d'eau entre deux cellules à partir des hauteurs d'eau des mailles voisines.

Le code FUNWAVE utilisé au BRGM permet de tenir compte du déferlement, et traite le problème du run-up avec la méthode des « slots » [Kennedy *et al.*, 2000]. L'utilisation du code SURF-WB développé par F. Marche à l'université de Montpellier devrait permettre d'améliorer sensiblement le traitement des problèmes d'inondation.

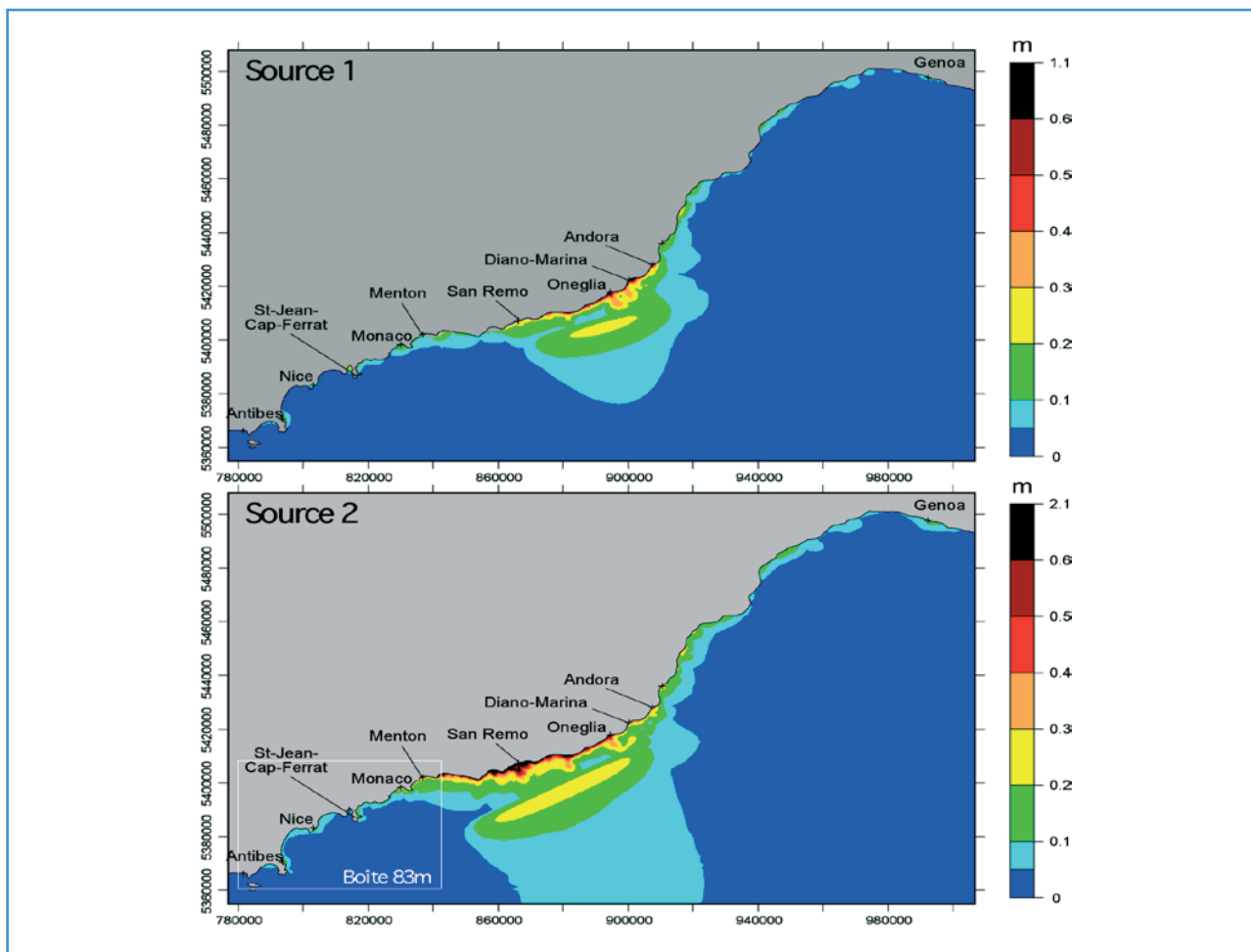


Figure 10 Élévation maximale du plan d'eau (en m) obtenue au cours des simulations du tsunami de mer Ligure de 1887, sur la grille à 250 m, pour les deux sources testées.

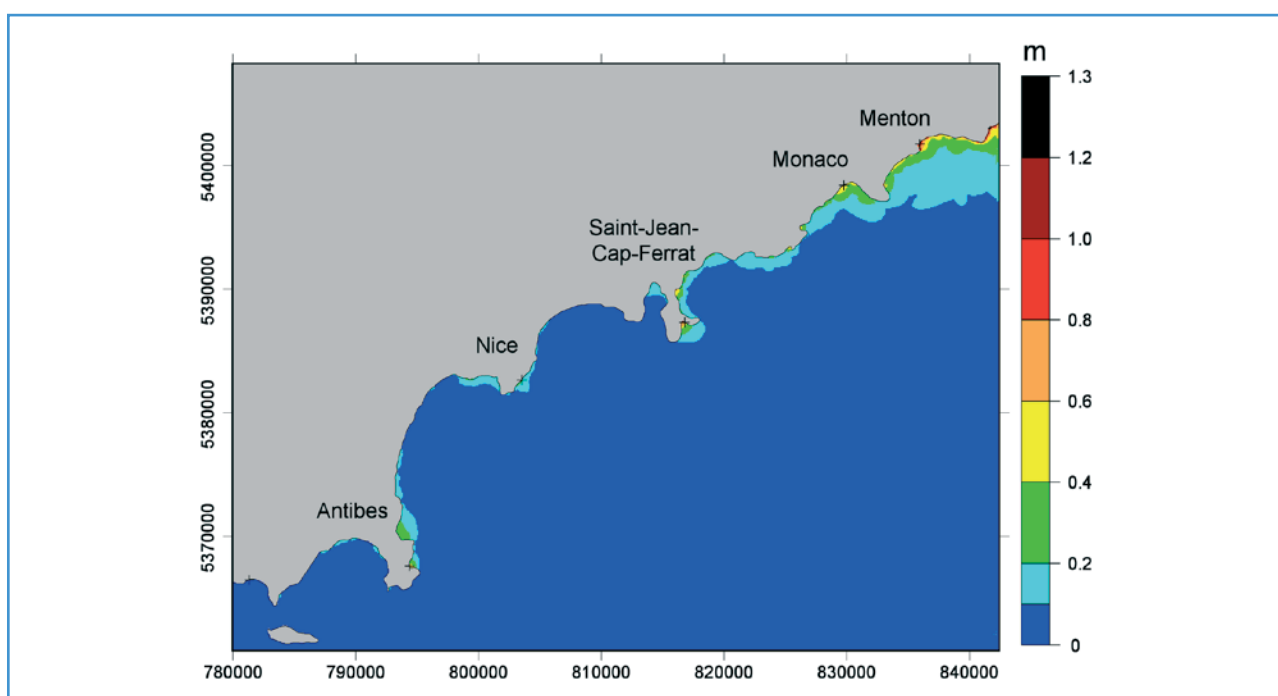


Figure 11 Élévation maximale du plan d'eau (en m) obtenue au cours de la simulation du tsunami de mer Ligure de 1887, sur la grille à 83 m (France).

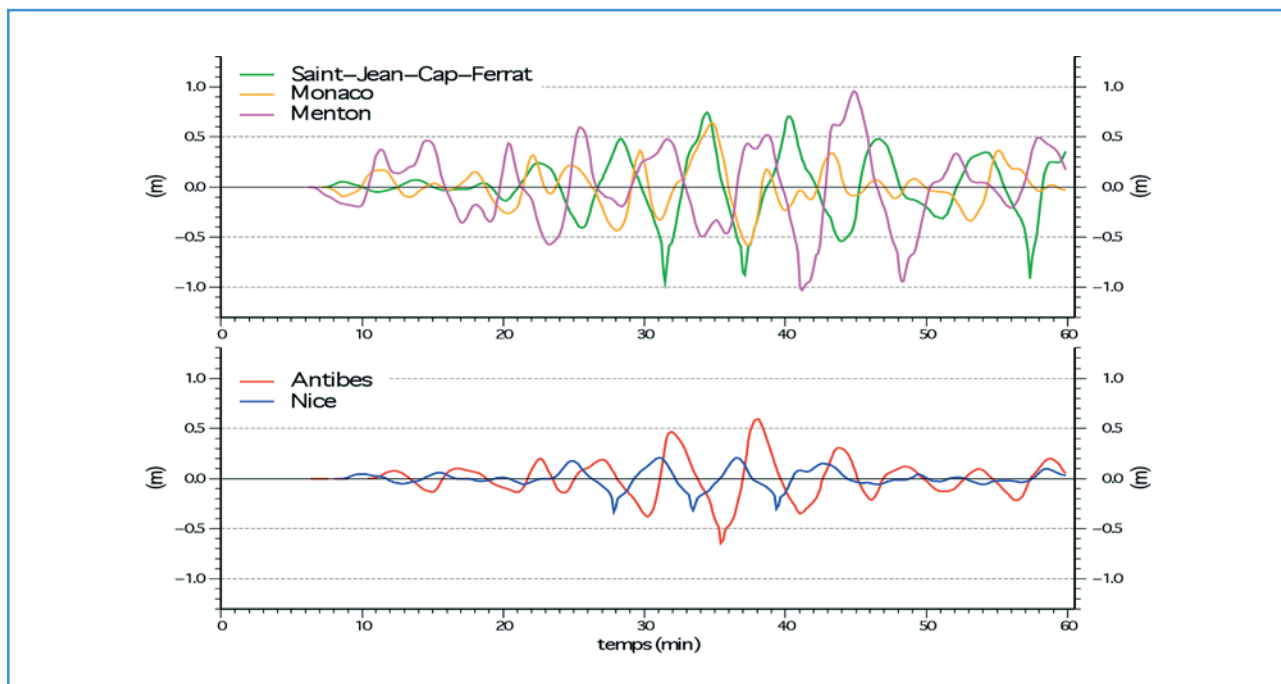


Figure 12 Série temporelle de la cote de la surface libre, pour le tsunami de mer Ligure 1887, calculée aux capteurs situés en France (grille à 83 m).

4. LES SYSTÈMES D'ALERTE AUX TSUNAMIS

4.1. LE RÔLE D'UN CENTRE D'ALERTE

Le rôle d'un centre d'alerte aux tsunamis est de donner l'alerte en cas de tsunami potentiellement destructeur. Il avertit essentiellement des risques de télétsunamis d'origine sismique. Pour remplir son rôle, un centre d'alerte surveille les sismogrammes en temps réels issus de réseaux sismologiques globaux et locaux afin d'évaluer la localisation et la magnitude des séismes potentiellement tsunamigènes.

Il reçoit également les alertes des centres de tsunamis internationaux, évalue la menace potentielle pour sa région et relaie éventuellement l'information aux autorités concernées.

4.2. LA RÉPARTITION GÉOGRAPHIQUE

Actuellement, les régions exposées aux tsunamis dans le monde sont sous la surveillance des deux centres d'alertes au tsunami de la NOAA (*U.S. National Oceanographic and Atmospheric Administration*) :

- le PTWC (*Pacific Tsunami Warning Center*), responsable du Pacifique (sauf les côtes du continent nord-américain), et provisoirement, depuis 2004, de l'Océan Indien, de la mer des Caraïbes et de la mer de Chine ;
- le WC/ATWC (*West Coast and Alaska Tsunami Warning Center*), responsable des côtes ouest et est des États-Unis (sauf Hawaï) et du Canada.

Un système d'alerte européen pour la Méditerranée et l'Atlantique nord-est est en cours d'élaboration par la Commission océanographique internationale de l'Unesco. Le dernier meeting de l'ICG/NEAMTWS (*Intergovernmental Coordination Group for the Tsunami Early Warning and Mitigation System in the North Eastern Atlantic, the Mediterranean and connected Seas*), qui s'est tenu à Athènes en novembre 2008, préconise la mise en place d'un système d'alerte global (le NEAMTWS) auxquels contribueraient des systèmes d'alerte régionaux, et qui

aurait pour objectif de surveiller les tsunamis à impact régional ou à l'échelle d'un bassin. Les tsunamis locaux resteraient dans le domaine des systèmes d'alerte nationaux.

Un système analogue pour l'océan Indien est également élaboré par l'ICG/IOTWS (*Intergovernmental Coordination Group for the Indian Ocean Tsunami Warning and Mitigation System*), avec la contribution active des États-Unis.

4.3. LE PROTOCOLE

Lorsqu'un séisme important est détecté, la première étape consiste à déterminer son hypocentre, sa magnitude et son point de rupture initiale. Dans le cas où l'hypocentre se trouve sous l'océan ou à proximité et à faible profondeur (inférieur à 100 km), la génération potentielle d'un tsunami est estimée à partir de la magnitude (figure 13). Selon les paramètres du séisme, un message d'alerte ou d'information local est diffusé dans la zone située près de l'épicentre. Un message régional est également émis si la magnitude est suffisante pour générer un tsunami de grande échelle. Lors d'une alerte locale, le message peut suggérer une évacuation immédiate des côtes ou des plages, l'arrivée du tsunami étant dans ce cas forcément imminente.

La génération effective d'un tsunami est en général confirmée par les marégraphes ou tsunamimètres situés à proximité de l'épicentre. Dans le cas d'un tsunami local, le réseau de stations de mesures du niveau de la mer doit être dense afin de confirmer l'occurrence du tsunami dans les minutes qui suivent sa génération. À l'échelle régionale, un réseau peu dense suffit à confirmer le tsunami dans l'heure (réseau DART – *Deep-ocean Assessment and Reporting of Tsunamis*).

L'évaluation de l'aléa tsunami à partir d'une source identifiée se fait à partir d'une base de données de scénarios pré-calculés, contenant les résultats de simulations de nombreux tsunamis potentiels. Un scénario est d'abord choisi à partir de la source initialement identifiée, puis ajusté à partir des données des tsunamimètres. Les résultats en termes de temps d'arrivée et de hauteurs d'eau permettent d'élaborer les messages d'avertissements ou d'alerte en direction des côtes exposées.

À terme, les modèles de prédiction de tsunami incorporeront le calcul de l'inondation attendue en un site donné et pour un événement donné, afin de fournir une véritable aide à la décision dans la gestion de crise.

Pacific Ocean		Hawai'i	Indian Ocean	Caribbean Sea	
Magnitude	Message Type	WMO	AWIPS	NWW	
	Pacific Ocean-wide Tsunami Warning	WEPA40 PHEB	TSUPAC	HFOTSUPAC	
	Pacific Ocean-wide Tsunami Warning Supplement				
	Pacific Ocean-wide Tsunami Warning Cancellation				
≥7.9	Expanding Regional Tsunami Warning (sample)	WEPA40 PHEB	TSUPAC	HFOTSUPAC	
	Expanding Regional Tsunami Warning Supplement				
	Expanding Regional Tsunami Warning Cancellation				
7.6-7.8	Fixed Regional Tsunami Warning	WEPA40 PHEB	TSUPAC	HFOTSUPAC	
	Fixed Regional Tsunami Warning Supplement				
	Fixed Regional Tsunami Warning Cancellation				
6.5-7.5	Tsunami Information Bulletin (sample)	WEPA42 PHEB	TIBPAC	HFOTIBPAC	
	Tsunami Information Bulletin Supplement				

Colors correspond to the message severity (red=most, green=least).
 "WMO" = World Meteorological Organization message header ([more information](#)).
 "AWIPS" = Advanced Weather Interactive Processing System header ([more information](#)).
 "NWW" = NOAA Weather Wire header ([more information](#)).
 For more information, see [NOAAPORT](#).

Figure 13 Types de messages d'alerte en fonction de la magnitude du séisme potentiellement tsunamigène détecté, pour le PTWC (Pacific Tsunami Warning Center).

Type de tsunami	Délai d'impact	Temps de réponse
Local	0 - 1 h	2 - 5 min
Régional	1 - 2 h	5 - 10 min
Télétsunami	> 2 h	10 - 20 min

Tableau 1

4.4. LE TEMPS DE RÉPONSE

Le temps nécessaire à centre d'alerte pour émettre un message d'alerte après un séisme potentiellement tsunamigène dépend du délai d'impact du tsunami sur les côtes exposées, du temps d'évacuation des personnes hors des zones exposées, et des possibilités scientifiques et techniques. Ces facteurs varient selon les centres d'alerte, les régions surveillées et les sources tsunamigènes potentielles. Des exemples de temps de réponse sont donnés dans le [tableau 1](#).

4.5. LES LIMITES

Actuellement, les faiblesses majeures des centres d'alerte au tsunami sont :

- l'incapacité de détecter les sources tsunamigènes volcaniques ou de type glissements de terrain ;
- l'incapacité d'alerter suffisamment tôt pour les tsunamis locaux, à part dans quelques zones.

De plus, dans le but d'assurer une sécurité maximale au public et d'alerter au plus tôt, les centres d'alertes diffusent des avertissements basés uniquement sur les caractéristiques des séismes. La grande majorité de ces avertissements sont annulés lorsque les données sur le niveau de la mer confirment qu'aucune vague destructrice ne se propage. Ceci tend à réduire la crédibilité des centres d'alertes et à faire croire au public que de tels avertissements ne sont que de fausses alarmes.

5. LES RÉFÉRENCES

- BLANC P-L. 2008. The tsunami in Cadiz on 1 November 1755: a critical analysis of reports by Antonio de Ulloa and by Louis Godin, C.R. Geoscience, 340 (4), 251-261. [doi:10.1016/j.crte.2007.12.001]
- CATTANEO, A. (2007), 'Zonage des mouvements de terrain sous-marins sur le plateau et talus continental au large des côtes françaises'. Rapport IFREMER DCB/GM/LES/07-17
- DEFRA 2006. The threat posed by tsunami to the UK. Brit.Geol. Surv., H.R. Wallingford, Met. Office, Proudman Oceanogr. Lab., 2005. Dept. Env., Food & Rural Aff., HMSO, 2006.
- DEPLUS, C. ; LE FRIANT, A. ; BOUDON, G. ; KOMOROWSKI, J.-C., VILLEMANT, B. ; HARTFORD, C. ; SÉGOUFIN, J., J.-L. CHEMINÉE (2001), 'Submarine evidence for large-scale debris avalanche in the Lesser Antilles Arc', Earth and Planetary Science Letters, v. 192, no. 2, p. 145-157
- EVANS D., Z. HARRISON, P.M. SHANNON, J.S. LABERG, T. NIELSEN, S. AYERS, R. HOLMES, R.J. HOULT, B. LINDBERG, H. HAFLIDASON, D. LONG, A. KUIJPERS, E.S. ANDERSEN & P. BRYN 2005. Palaeoslides and other mass failures of Pliocene to Pleistocene age along the Atlantic continental margin of NW Europe. *Marine and Petroleum Geology*, 22 (9-10), 1131-1148.
- Glossaire sur les tsunamis. Centre international d'information sur les tsunamis. Manuels et guides de la COI n° 35, 2003 (première édition). 26 pages.
- IWASAKI, T.; MANO, A. (1979). 'Two-Dimensional Numerical Computation of Tsunami run-ups in the Eulerian description', Proc. Of 26th Conf. on Coastal Engineering, JSCE, pp. 70-74
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, JSCE (2002), 'Tsunami Assessment Method for Nuclear Power Plants in Japan'. The Tsunami Evaluation Subcommittee of the Nuclear Civil Engineering Committee, Tokyo, Japan

- KENNEDY, A.B.; CHEN, Q.; KIRBY, J.T.; DALRYMPLE, R.A. (2000). 'Boussinesq modeling of wave transformation, breaking, and runup. Part I: 1D'. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.*, 126, 1
- MARCHE, F. (2005). 'Theoretical and numerical study of shallow water models, Applications to nearshore hydrodynamics', Thèse de doctorat, Université de Bordeaux I.
- MARÇOT, N.; MATHON, CH. (2003), 'Prise en compte de la problématique des risques liés aux falaises côtières dans l'aménagement du territoire en Provence-Alpes-Côte d'Azur. Année 1 : Bilan des connaissances, définition des instabilités et qualification de l'aléa'. Rapport BRGM/RP-52829-FR
- MENDES-VICTOR L., A. RIBEIRO, L. MATIAS, M.A. BAPTISTA, J.M. MIRANDA, P. MIRANDA, N. ZITELLINI, E. GARCIA, C. CORELA, P. TERRINHA, M. ROVERE & F. TEIXEIRA, 2005. Progresses in the Assessment of Tsunami Genesis and Impacts around the Portuguese Coasts, 217-230 in *Tsunamis, Case Studies and Recent Developments, Advances in Natural and Technological Hazards Research*, Vol. 23, Satake, K. (Ed.), 2005, VIII, 356 p.
- MILLER, D.J. (1960), 'Giant waves in Lituya Bay – Alaska' USGS Professional Paper 354C
- OKADA, Y. (1985), 'Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space'. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 75, 1135-1154
- TERRIER, M. (2007), 'Réalisation d'un zonage sismique de la Méditerranée occidentale à 1/2 000 000 préalable aux choix de scénarios de tsunamis', Rapport intermédiaire, Rapport BRGM-RP – 55353 –Fr, 109 p, 43 fig., 1 pl. HT
- TERRIER, M. ; PEDREROS, R., B. POISSON (2007), 'Tsunamis : étude de cas au niveau de la côte méditerranéenne française', Rapport de synthèse. Rapport BRGM-RP-55765-Fr, 98p, 31f, 7tabl, 6pl. h.t.
- TONKIN, S.; YEH, H.; KATO, F. AND S. SATO (2003), 'Tsunami Scour Around a Cylinder', *Journal of Fluid Mechanics*, 496:165-192
- WALDER, J.S.; WATTS, P.; SORENSEN, O.E., JANSSEN, K. (2003), 'Tsunamis generated by subaerial mass flows', *J. Geophys. Res.*, 180(B5): 2236
- WEI, G; KIRBY, J. T.; GRILLI, S.T. AND SUBRAMANYA, R. (1995). 'A fully nonlinear Boussinesq model for free surface wave. Part 1: Highly unsteady waves'. *J. Fluid. Mech.*, 294, 71-92
- YEH, H.; ROBERTSON, I. AND J. PREUSS (2005), 'Development of Design Guidelines for Structures that Serve as Tsunami Vertical Evacuation Sites', Washington Division of Geology and Earth Resources, Open File Report 2005-4, 34pp.



I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

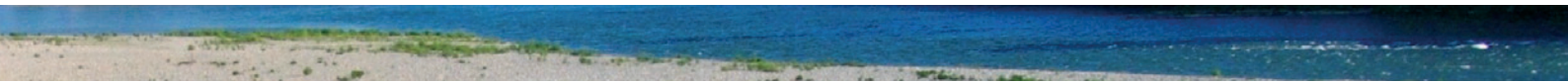
VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

Auteur principal

C. Perret (EDF/DTG)



1. QUELQUES GÉNÉRALITÉS SUR L'HYDROMÉTRIE	94
2. LES CONTRÔLES DE DÉBIT	94
2.1. LES STATIONS LIMNIMÉTRIQUES	94
2.1.1. Le contrôle hydraulique	94
2.1.2. La mesure du niveau	96
2.2. LES STATIONS À ULTRA-SONS	97
2.2.1. La technique à cordes	97
2.2.2. La technique Doppler	98
2.3. LES STATIONS « USINE »	99
2.4. L'ÉCHANTILLONNAGE	99
3. LES MESURES DIRECTES OU JAUGEAGES	99
3.1. LES CAPACITÉS JAUGÉES	99
3.2. L'EXPLORATION DU CHAMP DES VITESSES	100
3.2.1. Le moulinet d'hydrométrie	100
3.2.2. Le profileur à effet Doppler	100
3.3. LA MÉTHODE PAR DILUTION	101
4. LA VALIDATION DES DONNÉES	102
5. LES BASES DE DONNÉES	102
6. L'INCERTITUDE SUR LES DONNÉES PRODUITES	103
7. LES RÉFÉRENCES	103

1. QUELQUES GÉNÉRALITÉS SUR L'HYDROMÉTRIE

La mesure en continu du débit d'une rivière constitue un exercice difficile voire impossible, dans des conditions industrielles. En pratique, les hydromètres mettent en place des **dispositifs de contrôle** (cf. figure 1) qui leurs permettent d'approcher la valeur du débit à partir de la mesure d'un ou plusieurs paramètres et d'une loi d'étalonnage. Cette dernière est établie à partir de mesures ponctuelles de débit que l'on nomme couramment **jaugeages**.

Le contrôle de débit le plus répandu consiste à mesurer la hauteur (H) de la rivière en un endroit où elle est jugée représentative de manière bi-univoque du débit. On établit alors à partir de jaugages effectués pour différents régimes de débit, une loi de transformation hauteur débit ou **courbe de tarage** (cf. figure 2). Dans l'immense majorité des cas, ces jaugages sont effectués selon la méthode de l'exploration du champ des vitesses : moulinet d'hydrométrie, vélocimètre électromagnétique, profileur à effet Doppler, etc. La méthode par dilution constitue une alternative intéressante notamment dans les conditions d'écoulement torrentiel.

Lorsque la condition bijective de la relation hauteur débit n'est pas respectée, on doit avoir recours à la mesure de paramètres complémentaires : vitesse de l'écoulement ou un autre niveau en un point de la rivière suffisamment éloigné de la première mesure pour établir la pente de la ligne d'eau. La présence d'ouvrages hydrauliques tels que les usines hydroélectriques et les organes de décharge, peut également être mise à profit.

Dans la suite de cet exposé, on développera d'abord les contrôles de débit car ils constituent historiquement la première approche de l'hydrométrie. Dans un second temps, on exposera les méthodes qui permettent de mesurer ponctuellement les débits et d'étalonner ainsi les contrôles. On abordera à la suite, la validation des données produites par les contrôles, les bases de données nécessaires au stockage et à la transmission des informations produites et on dira enfin quelques mots sur les incertitudes.

2. LES CONTRÔLES DE DÉBIT

2.1. LES STATIONS LIMNIMÉTRIQUES

2.1.1. Le contrôle hydraulique

Si le régime d'écoulement d'une rivière est fluvial c'est à dire qu'il dépend seulement d'une condition limite aval, il est possible d'estimer le débit à partir d'une mesure de hauteur car hauteur et débit de la rivière sont reliés par une relation bi-univoque.

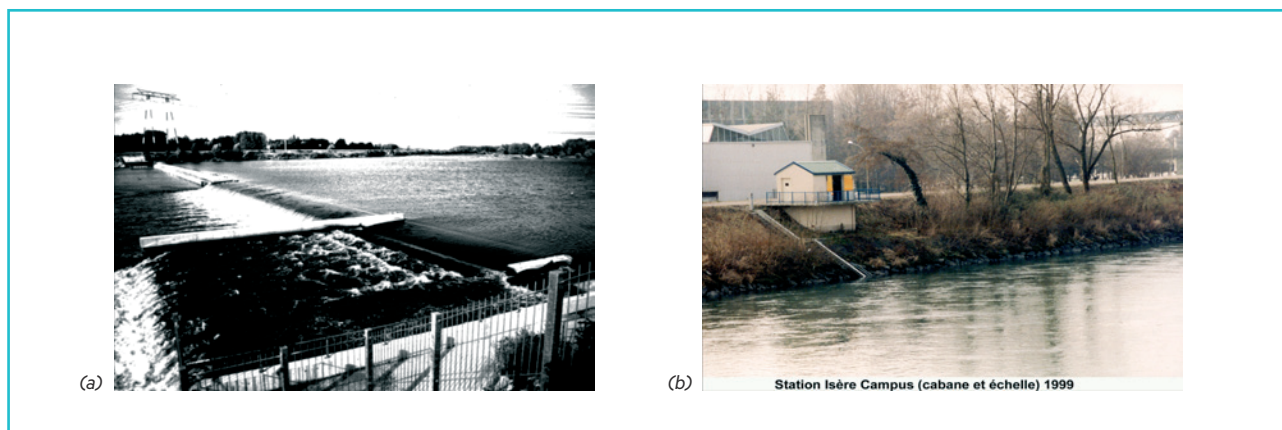


Figure 1 Contrôles de débit en rivière - (a) Seuil artificiel et passe à poissons sur la Loire à St Laurent ; (b) Section de contrôle en rivière : l'Isère à Grenoble.

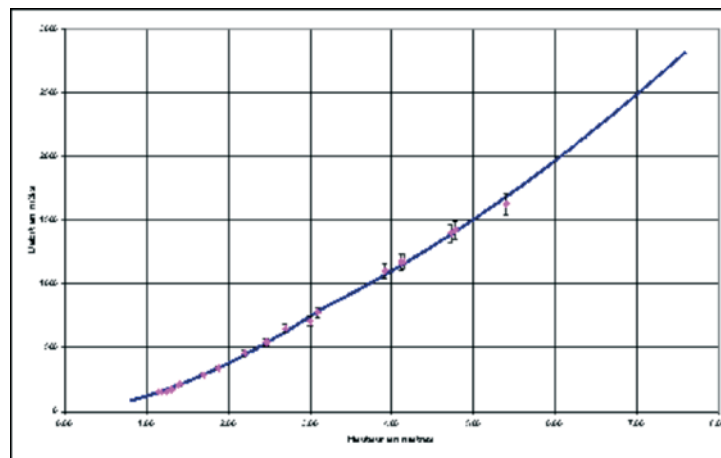
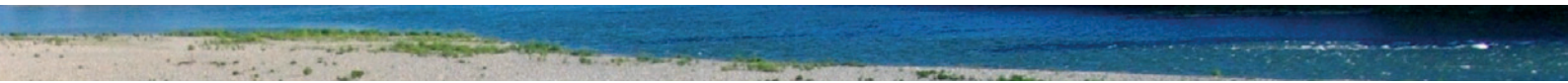


Figure 2 Courbe de tarage (Le Rhône à Pt de Lagnieu CNR).

La plupart des stations d'hydrométrie exploitées en France répondent à cette condition mais la qualité du contrôle hydraulique peut être très hétérogène. La plupart du temps, il est formé par une singularité naturelle du profil d'écoulement, rupture brutale de la pente de la ligne de fond, enrochements formant obstacle, resserrlements naturels, ouvrages d'art, etc. Dans les cas les plus favorables, des ouvrages spécifiques de contrôle ont été construits : seuils profilés, lames minces, venturis.

Si le contrôle hydraulique est constitué par une unique section, seuil de grande hauteur, rétrécissement très marqué, on peut parler de **section de contrôle**.

Pour les rivières de plaine où la pente de la ligne de fond est très faible, le contrôle hydraulique est constitué par une succession de sections de contrôle en fonction du débit. On parle alors de **tronçon de contrôle**.

La relation hauteur débit, si elle est réputée stable sur un laps de temps donné, ne l'est pas forcément dans la durée, notamment lorsque le contrôle hydraulique n'est pas constitué par un ouvrage spécifique. Les crues, modifient souvent le profil d'écoulement de la rivière et par conséquent la loi qui lie les deux paramètres. Des mesures de contrôle doivent être effectuées pour établir dans un premier temps la relation hauteur débit, la vérifier ensuite et le cas échéant, la corriger.

On donne à titre indicatif deux exemples de relations qui lient le débit aux paramètres géométriques de la section de contrôle. Pour de plus amples précisions, on se reportera aux nombreux ouvrages de référence dont [R1] [R2]. On donne ci-après les formules générales pour trois configurations de contrôle hydraulique.

Pour une section de contrôle, on peut écrire le cas général sous la forme :

$$Q = k \cdot \left(H - H_0 + \frac{V^2}{2g} \right)^n \quad (1)$$

H : hauteur mesurée [m] ;

H_0 : origine du repère de hauteur [m] ;

V : vitesse d'approche de l'écoulement en amont du contrôle [m/s] ;

g : accélération de la pesanteur [m/s^2] ;

k et n : paramètres qui dépendent de la géométrie de la section

On conçoit alors l'intérêt de choisir une section de contrôle où la pente de la ligne de fond en amont du seuil soit faible de manière à minimiser le terme $V^2/2g$.

Pour une rivière de plaine et en présence d'un tronçon de contrôle, la formule de Manning Strickler, utilisable en régime permanent, reste très pratique :

$$Q = R^{0.66} S K \sqrt{i} \quad (2)$$

S : surface mouillée [m²] ;

R : rayon hydraulique de la section mouillée $R = S/P$ où P périmètre mouillé en m ;

K : coefficient de rugosité du chenal d'écoulement ($15 < K < 80$) ;

i : pente du chenal d'écoulement.

Pour un écoulement contrôlé par un seuil artificiel, la formulation la plus générale s'établit ainsi :

$$Q = m L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (3)$$

g : accélération de la pesanteur [m/s²] ;

L : largeur du seuil [m] ;

H : hauteur de charge de l'eau sur le seuil [m] ;

m : coefficient d'écoulement ($0,3 < m < 0,6$) qui dépend de la forme du seuil.

Les seuils de forme triangulaire ou en mince paroi, s'ils sont réalisés selon les règles de l'art, peuvent être considérés comme des instruments de mesure direct du débit. Leur usage reste limité pour le contrôle de bassins versants de taille très réduite et sortent manifestement du présent exposé.

2.1.2. La mesure du niveau

La mise en place d'une règle graduée référencée, reste encore aujourd'hui la première action de l'hydromètre qui souhaite implanter un contrôle de débit. Le système automatique de suivi du niveau est calé et contrôlé en référence à cette règle communément nommée « **échelle limnimétrique** ».

2.1.2.1. Les flotteurs et les limnigraphes

Les premiers suivis automatiques du niveau ont été mis au point à l'aide de systèmes mécaniques à flotteur et contre-poids actionnant une plume montée sur un tambour. La mise en place du flotteur nécessite l'implantation d'un puits en communication avec la rivière qui

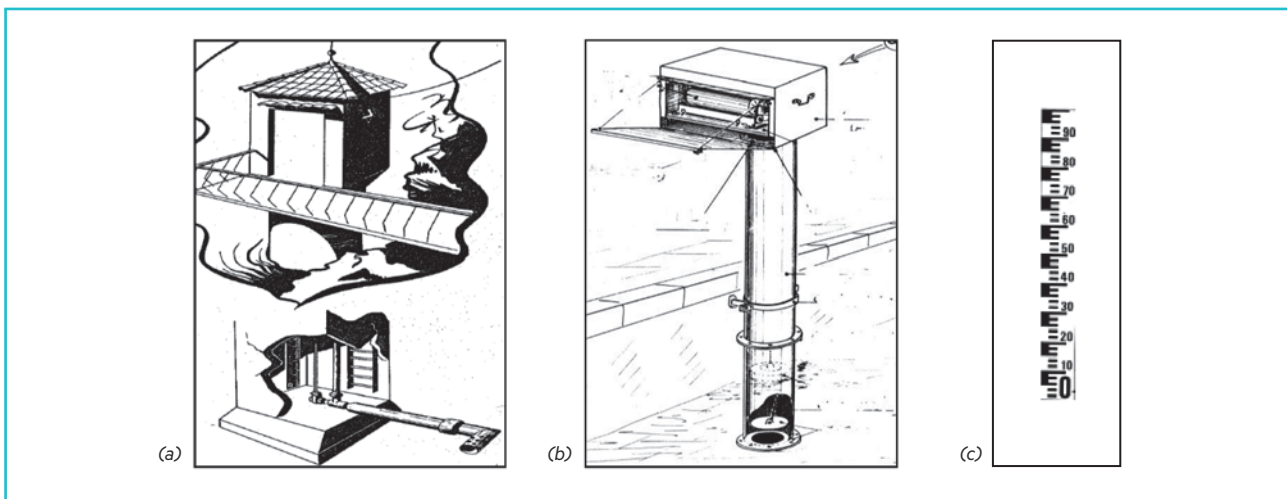
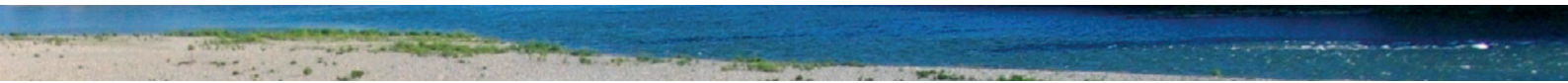


Figure 3 (a) Puits en béton avec prise en rivière (b) Puits métallique ϕ 300 mm (c) Échelle limnimétrique - Capteurs pneumatiques.



constitue le capteur de niveau élémentaire. L'avantage de ce système réside dans le fait que par construction, les fluctuations intempestives de l'écoulement, sont amorties. L'envasement régulier du puits de mesure, représente un inconvénient majeur obligeant l'exploitant à de fastidieuses opérations d'entretien. Le puits peut également constituer un obstacle dans l'écoulement et se trouve ainsi régulièrement endommagé, voire détruit lors des crues. Pour palier cet inconvénient, les concepteurs ont parfois été jusqu'à implanter les puits à l'aval de piles de pont, sacrifiant ainsi la qualité du contrôle hydraulique à la pérennité de leur installation. À l'apogée de cette technique, les exploitants de réseaux d'hydrométrie ont conçu des puits en maçonnerie à bonne distance du lit de la rivière, reliés à ce dernier par une tuyauterie adaptée, augmentant ainsi très souvent le problème de l'envasement.

Les capteurs pneumatiques apparus dans les années 1950 ont fait progresser la limnimétrie. Basés sur le principe que la colonne de liquide à mesurer, peut être équilibrée par une pression d'air, ces capteurs ont permis de réduire l'emprise de la détection de niveau à un simple tube de faible diamètre et de renvoyer la mesure de pression à distance. À l'origine, ces dispositifs fonctionnaient avec une grosse bouteille à air comprimé ou un compresseur et un manomètre à mercure dont la détection du niveau par contact électrique permettait l'entraînement par micro-moteur d'un enregistreur mécanique ou d'un codeur.

Le virage des années 1980 a été décisif pour les techniques de mesures. L'hydrométrie en a bénéficié comme les autres. C'est la généralisation de la technique électronique CMOS qui en miniaturisant les composants a permis de réaliser de nombreux progrès. Les capteurs pneumatiques ont été parmi les premiers à en bénéficier.

2.1.2.2. Les capteurs piezorésistifs

Les capteurs de pression piezorésistifs ont également fait leur apparition à cette époque. Ils reposent sur le principe de la déformation d'un matériau sous l'effet de la pression hydrostatique. La déformation est mesurée par un système de jauges de contraintes résistives ou capacitives. À l'origine, peu adaptée à l'hydrométrie des rivières car nécessitant l'emploi de pont de Wheatstone, cette technique s'est répandue dans les années 1980 avec la miniaturisation des composants et la généralisation des systèmes à « boucle de courant ». Présentant, les mêmes avantages que les capteurs pneumatiques sur le plan de la vulnérabilité due à l'emprise de la détection en rivière, ces dispositifs sont par contre très sensibles aux perturbations électromagnétiques du fait de la liaison électrique entre le capteur immergé et son électronique.

2.1.2.3. Les capteurs à ultra-sons

La mesure de niveau grâce aux techniques ultra-sonores a été développée dans le même temps. Les systèmes fonctionnent avec un émetteur récepteur qui mesure le temps de parcours de l'onde US réfléchi par la surface de l'eau. L'émetteur est placé soit au dessus de la surface et dans ce cas l'onde US est propagée dans l'air et l'on mesure le tirant d'air, soit au fond de la rivière et l'onde US est propagée dans l'eau et on mesure alors le tirant d'eau. Dans les deux cas, le système est sensible à la température du milieu parcourue par l'onde US.

Plus récemment sont apparues deux techniques très prometteuses : le radar et le nilomètre.

2.2. LES STATIONS À ULTRA-SONS

Lorsque la condition bijective de la relation entre hauteur et débit n'est pas remplie, il faut avoir recours à d'autres méthodes. La détermination de la pente de la ligne d'eau à partir de deux mesures de hauteur suffisamment éloignées, a été historiquement utilisée sur les grands fleuves aménagés tel que le Rhône. À partir des années 1980, cette méthode simple dans son principe mais difficile dans son application, a été progressivement remplacée par la mesure de la vitesse moyenne sur un transect à partir de techniques ultra sonores associées à une mesure de hauteur. Aujourd'hui, on tente de faire évoluer cette méthode grâce à la technologie Doppler qui permet d'obtenir un profil de vitesses sur la largeur de la rivière selon des principes qui rappellent ceux utilisés en hydrométrie urbaine.

2.2.1. La technique à cordes

Les sondes ultra sonores sont disposées en vis-à-vis sur les deux rives à 45 ° (cf. figure 4). Chaque couple de sondes est appelé « corde ». L'installation peut comporter une, deux ou trois cordes. Plus le nombre de cordes est élevé et plus le profil d'écoulement moyen est bien défini. Le niveau de la rivière est également mesuré de manière à calculer la surface S [m²] de l'écoulement. Un profil bathymétrique de la rivière est donc nécessaire.

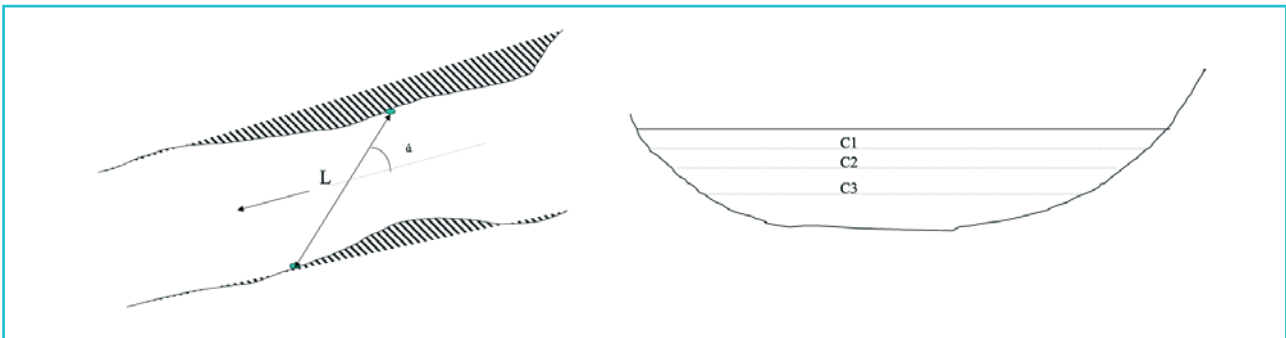


Figure 4 Mesure par ultra-sons - Temps de transit.

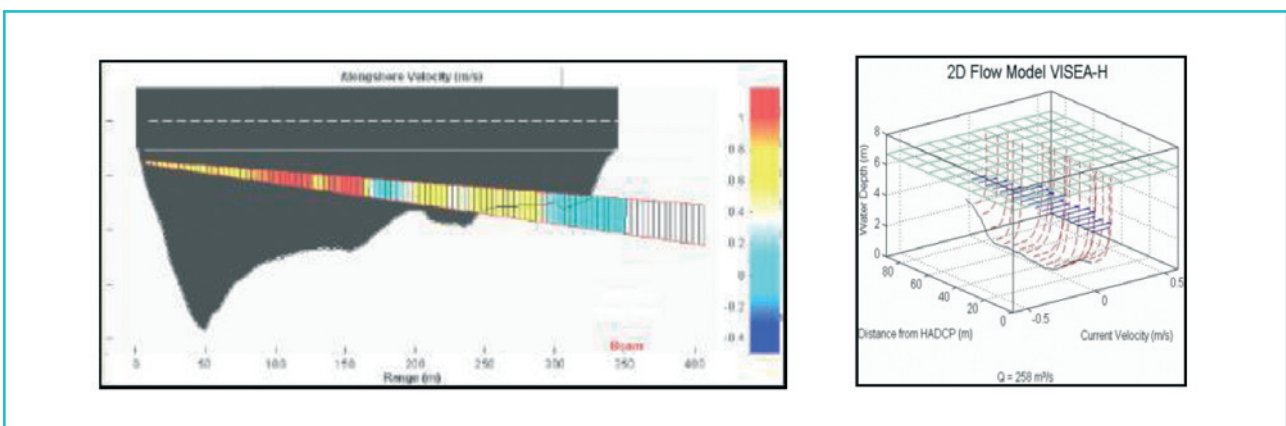


Figure 5 Mesure par ultra-sons à effet Doppler.

Soient t_1 et t_2 les temps de transfert pour aller de la sonde A à la sonde B, respectivement de B vers A. La vitesse moyenne de l'écoulement s'exprime de la manière suivante :

$$V = L \cdot (t_1 - t_2) / (2 \cos \alpha \cdot t^2) \quad (3)$$

Le débit est calculé par la relation :

$$Q = V \cdot S \text{ [m}^3\text{/s]} \quad (4)$$

2.2.2. La technique Doppler

Le profileur Doppler utilisé pour réaliser les jaugeages a été adapté au contrôle de débit (cf. figure 5). Il est placé sur une berge et le tir US est dirigé vers l'autre berge. La qualité du contrôle dépend beaucoup de la proportion du transect exploré par le signal US. En effet, comme le faisceau forme un angle de part la conception même du dispositif, il peut être réfléchi par un obstacle avant qu'il n'ait parcouru la largeur dans sa totalité. La mesure est alors partielle et le recours à une extrapolation est nécessaire.

Le dispositif produit ainsi un profil de vitesses sur une horizontale donnée. De cet unique profil, on cherche à déduire le débit, etc. Si on se reporte au paragraphe 3.2 où l'on parle d'exploration du champ des vitesses, on mesure parfaitement que l'exploration sur une horizontale ne peut s'apparenter qu'à un contrôle.

Pour passer du profil de vitesses au débit, il faut appliquer un modèle hydraulique qui reproduise les profils des vitesses selon Y (ici, axe vertical). En fonction de la géométrie de la section S et de la rugosité du chenal d'écoulement, les profils peuvent être différents. On rappelle la difficulté supplémentaire si le faisceau Doppler ne balaie pas la totalité de la largeur.

2.3. LES STATIONS « USINE »

Les ouvrages hydrauliques peuvent se révéler d'excellents moyens de mesure du débit. La somme algébrique des débits constitutifs du bilan de l'aménagement (débit turbiné, débit déversé, variation de réserve), permet d'accéder aux débits entrants et sortants [R1]. Les producteurs d'électricité l'utilisent largement. La mise en œuvre reste cependant complexe puisqu'il repose sur des mesures de puissance électrique, de niveau ou de pression, à partir desquelles on déduit le débit à partir d'abaques qui ont été établis à la réception des groupes. De cette manière, on accède à l'information « débit turbiné », ce qui reste insuffisant pour construire une série hydrologique puisque une partie du débit peut être stocké dans la retenue et une autre être déversé dans le tronçon court-circuité. Il faut donc connaître le barème de capacité qui correspond à la relation entre le volume stocké et la cote de la retenue ainsi qu'à des mesures de positions de vannes de barrage pour accéder à la totalité de l'information.

Le débit traversant un ouvrage peut s'écrire algébriquement de la manière suivante :

$$Q = Q_t + Q_d + Q_{dV} \quad (5)$$

Q_t : le débit turbiné par la centrale hydroélectrique ;

Q_d : le débit déversé par l'ouvrage de décharge ;

Q_{dV} : le débit stocké ou déstocké par la retenue.

2.4. L'ÉCHANTILLONNAGE

L'échantillonnage de la mesure doit être adapté à la variabilité du signal de débit. Cette dernière dépend de la taille et de la nature du bassin versant et de la période météorologique en cours, sèche ou pluvieuse. C'est donc lors de l'étude des épisodes de crues que cette notion d'échantillonnage prend toute son importance. En pratique, depuis la généralisation des acquisitions automatiques dans les années 1980, on dispose d'enregistrements au pas de temps horaire ce qui permet de mesurer correctement les pointes des crues pour des bassins supérieurs à 500 km² quelle que soit la région de France concernée. Mais on peut admettre que, lors de l'étude d'un bassin versant cévenol de quelques dizaines de km² où le temps de base d'une crue peut être inférieur à 2 heures, un échantillonnage horaire sera notablement insuffisant.

3. LES MESURES DIRECTES OU JAUGEAGES

Les mesures directes du débit sont appelées jaugeages et permettent d'établir les lois de transformation des paramètres mesurés en débit.

3.1. LES CAPACITÉS JAUGÉES

Si l'on se reporte à l'équation aux dimensions du débit [L³/T], un volume par unité de temps, on peut dire que le recours à une **capacité jaugée et à un chronomètre**, reste le moyen le plus direct pour approcher la valeur vraie du paramètre.

$$Q = \frac{V}{T} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6)$$

V : volume du réservoir [m³];

T : temps de remplissage du réservoir [s].

Si le principe s'applique de manière simple à des débits de faibles amplitudes, de 0 à quelques dizaines de litres par seconde, on conçoit bien que dès qu'on s'intéresse à des valeurs supérieures, on bute rapidement sur des problèmes pratiques, taille de la capacité ou collecte du flux liquide à mesurer, qui limitent, voire empêchent le recours à cette méthode.

3.2. L'EXPLORATION DU CHAMP DES VITESSES

L'expression analytique du débit déjà exprimé (cf. [1]) permet de proposer une autre méthode de mesure : **l'exploration du champ des vitesses** (cf. figure 6). La détermination de V qui représente la vitesse moyenne sur la surface nécessite en effet de caractériser le champ des vitesses soit par des mesures point par point, soit par des mesures intégratrices.

$$Q = \iint V . dx . dy \quad (7)$$

3.2.1. Le moulinet d'hydrométrie

La mesure de vitesse nécessite l'emploi d'un vélocimètre. Le plus connu reste le moulinet (cf. figure 7). Il est aussi probablement le plus ancien. Les premiers appareils datent de la fin du XVII^e. Ils ont fait l'objet d'améliorations constantes jusqu'à la fin du XX^e siècle.

En fonction du type de support utilisé (micro-perche, perche, saumon, etc.) et du mode de déplacement dans le transect de mesure (Bateau, tringle téléphérique, potence, bateau, à pieds, etc.), l'utilisation courante, les précautions ainsi que les corrections éventuelles à apporter, sont parfaitement décrites et commentées.

Pour trouver la solution de l'équation [7], il faut résoudre l'intégration selon deux dimensions : profondeur et largeur de la section.

3.2.2. Le profileur à effet Doppler

La technique des profileurs à effet Doppler utilisée en océanographie, a été adaptée à l'hydrométrie dans les années 1990. Elle permet d'adapter une technique plus rapide de l'exploration du champ des vitesses à la mesure du débit en rivière.

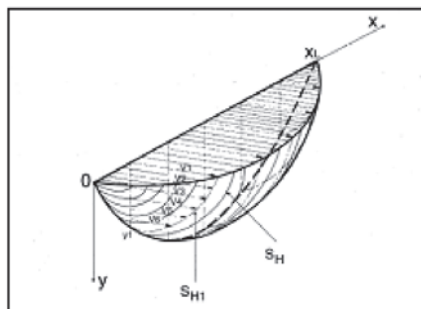


Figure 6 Visualisation du champ des vitesses sur un transect.

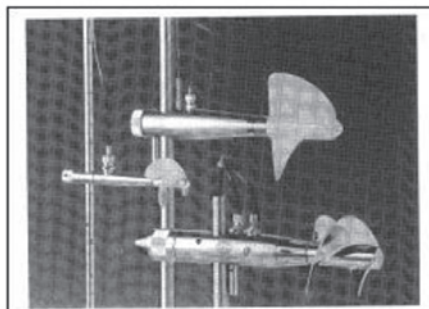


Figure 7 Moulinets d'hydrométrie.

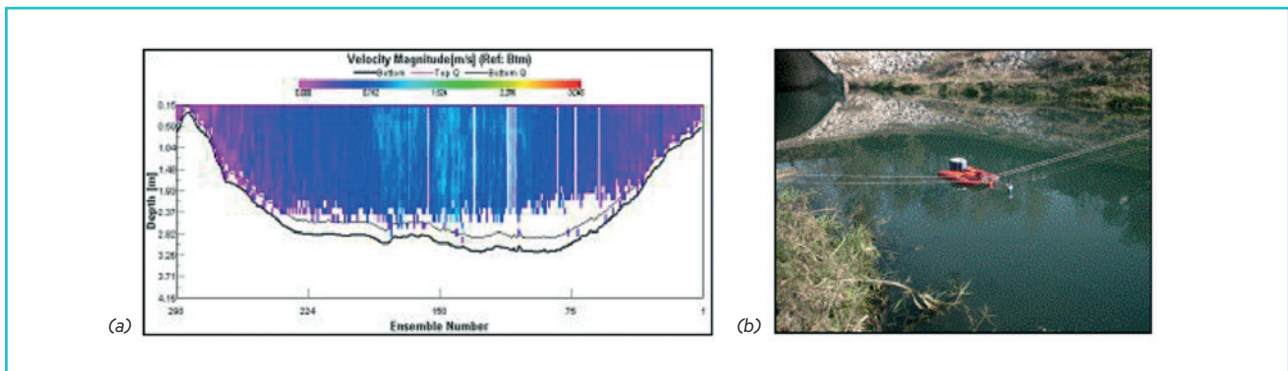
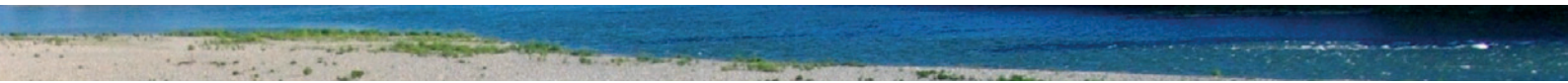


Figure 8 Jaugeage à l'ADCP - (a) Image du profil des vitesses ; (b) Mesure dans un chenal.

$$\left(Q = \iint n(L) \overline{V(L, z)} dL dz \right) \quad (8)$$

La discrétisation du profil des vitesses (cf. figure 8) sur des verticales scrutées à chaque pas de temps permet, comme pour le moulinet de remplacer les intégrales par des sommes et les termes dL et dz en DL (distance parcourue pour établir les mesures sur une verticale) et Dz (découpage de la colonne d'eau en éléments verticaux, on les appelle cellules). Pour chaque cellule, l'appareil mesure une vitesse V_i correspondant à la vitesse de l'eau et une vitesse V_b qui représente la vitesse du bateau par rapport au fond.

On peut ainsi calculer un débit unitaire par cellule en faisant le produit vectoriel des vitesses mesurées selon le repère (X, Y) lié à l'appareil.

$$Q_{mes,i} = (\vec{V}_i \wedge \vec{V}_b) \cdot \vec{k} = V_{i,x} V_{b,y} - V_{i,y} V_{b,x} \quad (9)$$

Le débit de la rivière est obtenu par sommation des débits unitaires.

Le profileur Doppler est en principe, simple d'utilisation. La complexité de sa conception masque toutefois des pièges dans sa mise en œuvre. Les principaux utilisateurs (DIREN, CNR, EDF) associés au CEMAGREF, ont rédigé un document qui précise de manière exhaustive les aspects méthodologiques du calcul du débit ainsi qu'un mode opératoire à appliquer sur le terrain.

3.3. LA MÉTHODE PAR DILUTION

La méthode par dilution repose sur un principe universel de la physique : la conservation de la masse. On peut ainsi déterminer le débit d'une rivière en injectant à débit constant (q) un produit dont on sait mesurer la concentration initiale en colorant (C_1) et la concentration (C_2) dans la rivière.

$$Q = k.q \frac{C_1}{C_2} \quad (10)$$

Le bichromate de sodium a longtemps été utilisé comme colorant avec un facteur de dilution de 10^{-3} . Depuis le début des années 1990, c'est la Rhodamine Wt, produit fluoresçant qui est employé. Il présente l'avantage d'être inoffensif vis-à-vis de l'environnement.

La figure 9 représente un système d'injection à débit constant. Le réservoir contenant le volume de colorant dilué est surélevé de manière à assurer une charge sur le vase à niveau constant qui est équipé d'un ajutage. Le trop plein est évacué vers un petit récipient.

La méthode par dilution permet de réaliser des mesures de débit lorsque l'écoulement est torrentiel. Mais la réussite d'une mesure dépend du respect de deux conditions :

- le bon mélange du produit dilué dans la rivière ;
- l'absence de réduction chimique d'une partie du traceur et de pertes dans le substratum du cours d'eau.

On peut ajouter la difficulté qui peut résulter du facteur de dilution lorsque le débit est élevé. Il faut alors diluer une grande quantité de colorant et cela peut s'avérer impossible.

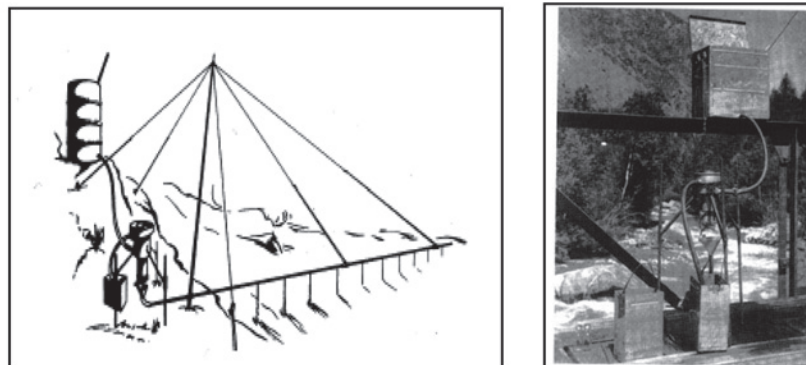


Figure 9 Dessin et photographie d'un système d'injection à débit constant.

4. LA VALIDATION DES DONNÉES

La phase de validation consiste à traduire en débits les valeurs de base des paramètres mesurés. Pour une station limnimétrique, le cas le plus fréquent, cela revient à confirmer ou infirmer la valeur de hauteur enregistrée et la transformer en débit à l'aide de la courbe de tarage.

Pour réaliser ce travail, les gestionnaires de points de mesure s'appuient sur des observations visuelles faites ponctuellement par eux mêmes ou des tiers habilités et corrigent si nécessaire, la valeur enregistrée. Il résulte ainsi de ce travail que des valeurs de débit utilisées en « temps réel » pour des besoins de surveillance, sont très souvent corrigées après coup soit du fait d'une réévaluation de la hauteur mesurée, soit du fait d'une correction de la courbe de tarage, soit des deux.

Même si, comme on l'a vu, le pas de temps d'échantillonnage pour définir une crue doit être horaire, le produit final de l'hydromètre reste encore la production d'un débit moyen journalier. Ainsi, ce travail de validation est effectué pour chaque donnée au pas de temps de l'échantillonnage. Mais lorsque l'opérateur constate une incohérence grave ou une absence de valeurs sur une période qui excède quelques heures, il procède alors à une invalidation de la période. Le débit moyen journalier est quant à lui souvent reconstitué à partir d'autres informations : stations voisines, modèles débit-débit, modèle pluie débit, etc.

5. LES BASES DE DONNÉES

Le Service central d'hydrométéorologie et d'appui à la prévision des inondations (SCHAPI) assure, pour le compte du ministère de l'écologie et de l'aménagement durable (MEDDAD), la gestion de la banque de données hydrométriques. Ce sont les services de l'État qui l'alimentent et elle constitue aujourd'hui le réservoir de données issues de toutes les mesures qui sont effectuées par les services tels que les DIREN et les SPC. Outre les débits moyens journaliers, on trouve, dans cette base de données, les informations générales sur les points de mesure et certains traitements statistiques de base. La banque Hydro est aujourd'hui accessible par Internet.

D'autres organismes tels que la CNR, CEMAGREF, EDF, etc. participent à la constitution de ce patrimoine de données en contribuant à l'alimentation de la banque Hydro. L'ensemble des points de mesure qu'ils gèrent n'est pas reversé dans la base de données nationale et leur contribution est souvent limitée aux débits moyens journaliers. Pour obtenir les données qui n'y sont pas, il faut prendre contact directement avec chacun des organismes et établir une convention de mise à disposition.

Lorsqu'on parle de base de données, on sous-entend de nos jours un système informatique qui permet la mise à disposition de séries chronologiques de débits sous format numérique. Ce n'est cependant pas la seule source d'informations possibles. Nombre de données n'ont pas été saisies sur un support informatique ou parfois lorsque cela a été fait, la compatibilité ascendante n'a pas été assurée et les données ont été perdues! Les archives « papier » restent donc encore souvent une vraie source d'information. Il faut toutefois souligner les réelles difficultés de valoriser valablement des archives surtout si elles sont anciennes. L'hydrologue est parfois obligé de s'appuyer sur les compétences de l'historien pour mener à bien son travail et si l'on songe que l'exhumation des données de base, hauteurs mesurées et jaugeages, doit s'accompagner de tout le processus de validation décrit plus haut, on mesure l'ampleur de la tâche. Celle-ci ne pouvant pas incomber aux seuls maîtres d'ouvrages en charge du dimensionnement des installations dont ils ont la charge, ces derniers devront avec les services de l'État concernés, s'appuyer entre autres initiatives, sur des travaux universitaires.



6. L'INCERTITUDE SUR LES DONNÉES PRODUITES

L'incertitude sur une donnée de débit produite par une station limnimétrique, cas de figure le plus fréquent, dépend des facteurs suivants :

- le nombre et l'incertitude de chacun des jaugeages qui permettent d'élaborer la courbe de tarage ;
- la dispersion des jaugeages par rapport à la courbe de tarage ;
- la stabilité du contrôle hydraulique et la fréquence des jaugeages de contrôle ;
- la sensibilité du contrôle hydraulique ;
- la précision du système de mesure du niveau.

La mise en équation de ces principes de base permet aujourd'hui de quantifier l'incertitude au seuil de confiance de 95 %. Pour la gamme courante de débits, lorsque la station de contrôle est correctement suivie, on peut estimer l'incertitude sur une donnée entre 3 et 10 % en fonction de la stabilité du contrôle hydraulique.

D'une manière générale, les données de crues sont définies avec une incertitude supérieure car les jaugeages dans cette gamme de débits sont rares. De plus, lorsqu'ils ont été réalisés, ils sont souvent eux mêmes entachés d'une incertitude très forte. Lorsqu'il n'y a pas de jaugeage, on peut considérer que l'incertitude peut atteindre voire dépasser 50 %. Pour la réduire, les hydromètres peuvent recourir à des modèles hydrauliques qui permettent de préciser la partie haute des courbes de tarage en l'absence de jaugeages.

7. LES RÉFÉRENCES

- [1] 1995 AUDINET M. *Hydrométrie appliquée aux cours d'eau*. Edition Eyrolles
- [2] 1998 FORRAY N., AUER J.C., BROCHOT J.F., ERAUD Y., FAVRIAU A., GHIO M., LALLEMENT C., LANG M., ODIER M., SCHERER C - Charte Qualité de l'Hydrométrie Code des bonnes pratiques
- [3] 1999 P. DUPOUY - Jaugeages par la méthode de dilution de Rhodamine WT
- [4] 2002 ISO 748 *Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts - Méthode d'exploration du champ des vitesses*
- [5] 2006 M. LANG, C. PERRET, E. RENOUF, E.SAUQUET , A. PAQUIER - Incertitudes sur les débits de crue - La Houille Blanche
- [6] 2007 A. OLIVIER, B. BLANQUART, G. PIERREFEU, M. SCOTTI 2007 - Incertitude sur les débits calculés à partir des courbes de transformation Hauteur Débit
- [7] 2007 - J. LECOZ, G. PIERREFEU, G. SAYSSET, JF. BROCHOT - Utilisation des profileurs acoustiques de vitesse à effet Doppler (aDcp) sur les cours d'eau
- [8] 2008 – C. CARRÉ, R. GARÇON, P. GROSSETETE, T. MATHEVET, C. PERRET - Précision des débits produits par les stations hydrométriques

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

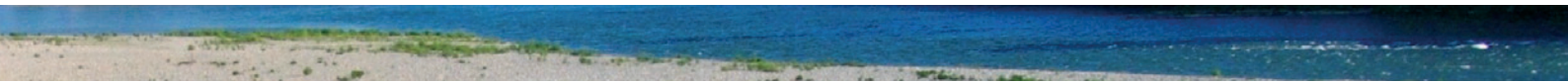
LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

Auteurs principaux

R. Garçon (EDF/DTG) - C. Perret (EDF/DTG)

Contributeurs

C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), L. Guimier (IRSN)



1. LA DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT	106
2. LA COLLECTE DES DONNÉES	106
2.1. LA DESCRIPTION DES DONNÉES DE DÉBIT	106
2.1.1. Les aspects généraux	106
2.1.2. La représentativité des points de mesure	106
2.1.3. Les données historiques	107
2.2. LA CONSTITUTION DE LA SÉRIE DE DONNÉES POUR L'ÉCHANTILLON RÉGULIER	107
2.2.1. La critique et la vérification de la courbe de tarage ou équivalent	107
2.2.2. La critique et la vérification des données	107
2.2.3. La reconstitution de données	107
2.2.4. La correction des influences	108
2.2.5. La présentation de la série	108
2.2.6. L'analyse des sous-populations de crues ou l'homogénéité physique	109
3. LA CONSTITUTION DE L'ÉCHANTILLON DES CRUES	109
3.1. LE CHOIX DU SEUIL DE DÉBIT ET L'INDÉPENDANCE DES CRUES RETENUES	109
3.2. LA VÉRIFICATION DE LA STATIONNARITÉ DE L'ÉCHANTILLON	109
4. LA DÉTERMINATION DES VALEURS EXTRÊMES	110
4.1. LES PROBABILITÉS EMPIRIQUES	110
4.2. LES LOIS DE PROBABILITÉ THÉORIQUES	110
4.3. LA QUALITÉ DES AJUSTEMENTS ET LE CHOIX DÉFINITIF DU SEUIL	110
4.4. L'EXTRAPOLATION AU DÉBIT JOURNALIER MILLENNAL	110
4.5. LE DÉBIT DE POINTE	111
4.6. LE DÉBIT DE PROJET	111
5. LES COMMENTAIRES DES RÉSULTATS	111
6. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	111

1. LA DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant sera d'abord décrit de manière assez approfondie au sens de la géographie physique : relief, pente, hydromorphologie succincte. Une carte du bassin versant comportant le réseau hydrographique et les points de mesure sera jointe.

Dans un second temps, les principales influences du régime hydrologique naturel seront citées.

Une analyse climatologique et une description rapide de l'hydrologie générale doit accompagner toutes études de pré-dimensionnement. Le commentaire insistera particulièrement sur les types de temps occasionnant les crues.

2. LA COLLECTE DES DONNÉES

2.1. LA DESCRIPTION DES DONNÉES DE DÉBIT

2.1.1. Les aspects généraux

On doit s'attacher à dresser la liste des points de mesure susceptibles de contribuer à l'étude. Un tableau pourrait par exemple être dressé où figureraient les indications suivantes :

- le nom du site où le débit est contrôlé et la rivière sur laquelle il est implanté ;
- le bassin versant contrôlé ;
- le type de contrôle utilisé : loi hauteur débit bijective avec courbe de tarage, pente de la ligne d'eau, ultra-sons à cordes, ultra-sons à effets Doppler, bilan d'un ouvrage, etc. ;
- le pas de temps d'échantillonnage des données et les pas de temps d'archivage ;
- l'organisme gestionnaire du point de mesure ;
- la période d'archivage, éventuellement la période où des mesures ont été faites mais non archivées ;
- les éventuels déplacements du point de mesure, les changements de gestionnaire, les faits significatifs, seront signalés.

2.1.2. La représentativité des points de mesure

On peut distinguer le point de mesure principal qui sera choisi au plus près du site dont on veut connaître le débit de projet et les points de mesure secondaires qui serviront, soit à critiquer les valeurs de débit de la série principale, soit à construire des modèles de reconstitution pour palier un éventuel manque de données.

La représentativité du site principal doit être vérifiée. La comparaison de la taille du bassin versant de la station principale et de celle au droit du site à dimensionner, constitue une démarche élémentaire. Au-delà de quelques pour cent d'écart entre les deux bassins, il conviendra d'adapter la série par une formule de type de celle de Myer. L'exposant, normalement égal à 0,72 pourra être adapté en fonction du type de bassin et d'une analyse régionale par exemple.

2.1.3. Les données historiques

Les données historiques qui sont connues en dehors de la période d'observation continue, sont inventoriées. Dans la mesure du possible, on dresse un tableau en reprenant cités au paragraphe 2.1.1. En pratique, ces données figurent souvent dans des publications de recherche ou dans la littérature spécialisée et il est bon dans ce cas, de citer les sources.

Un point particulier auquel il faut veiller particulièrement à la nature de l'information historique. Est-elle considérée comme un débit moyen journalier, un débit instantané, est-elle le fruit d'une mesure de hauteur convertie en débit ou le résultat d'une modélisation hydraulique ultérieure ? À noter, qu'il n'est pas forcément aisé de répondre à ce type de questions et que le chargé d'étude restera forcément dans les limites des compétences de l'ingénierie sans aller vers le domaine de la recherche historique. Les maîtres d'ouvrage pourront cependant capitaliser les nouvelles connaissances lors des réactualisations d'études, au fur et à mesure des progrès de la connaissance hydrologique générale du bassin.

2.2. LA CONSTITUTION DE LA SÉRIE DE DONNÉES POUR L'ÉCHANTILLON RÉGULIER

2.2.1. La critique et la vérification de la courbe de tarage ou équivalent

Pour la série du point de mesure principal ou celles qui vont rentrer dans un modèle reconstitution, on pourra faire un commentaire sur les méthodes de mesure et la fiabilité de la source. Des indicateurs qualitatifs de mauvaise qualité sont représentés par exemple: nombreux détarages, peu de jaugeages dans les extrêmes, dispersion des débits jaugés, section changeante, nombreux changements de gestionnaire et appareil de mesure.

On portera sur un graphe débit en fonction de la hauteur, l'ensemble des courbes de tarage dont on dispose et les points de jaugeages correspondants. Cette figure nommée « nuage 0 » permettra d'évaluer la stabilité du contrôle hydraulique dans le temps.

Pour les cas particuliers des contrôles moins classiques cités au paragraphe 2.1.1, le chargé d'étude pourra vérifier la stabilité de la section en contrôlant les lois de tarage successives dans le cas des stations ultra-sons. Dans le cas des stations usines, les méthodes de vérification sortent manifestement du cadre d'une étude crue extrême et le chargé d'étude s'appuiera sur les éléments descriptifs qu'il recueillera auprès de l'exploitant de l'ouvrage.

D'une manière générale, la faisabilité des vérifications listées ci-dessus, dépendent d'abord de l'existence des informations de base et de la volonté du propriétaire de les mettre à disposition.

2.2.2. La critique et la vérification des données

On appliquera où il paraît utile, des tests pour vérifier la qualité des données. Parmi les tests proposés :

- la méthode des écarts cumulés entre stations proches ;
- la méthode du contrôle de cohérence sur les volumes des crues avec d'autres stations ;
- la comparaison des débits max. journaliers q avec les débits max. instantanés Q .

La présence de stations proches conditionne la faisabilité de ces tests.

2.2.3. La reconstitution de données

Lorsque des données pouvant intéresser l'évaluation des crues extrêmes sont absentes ou jugées de qualité médiocre, on doit procéder à une reconstitution de données. Deux techniques peuvent être mises en œuvre :

- par corrélation linéaire simple ou multiple à partir d'une ou plusieurs stations de débit ;
- par modélisation hydrologique à partir de la pluie et des températures observées sur le bassin.

La reconstitution sera dans tous les cas justifiée, notamment lorsqu'elle a pour finalité de remplacer des données issues d'observations. À noter que la reconstitution peut servir à prolonger une série chronologique dont la portée est insuffisante.

Dans le cas particulier des confluences, il n'existe parfois que deux stations situées sur les deux branches amont. La reconstitution est alors la seule manière de recomposer les débits à l'aval.

On veillera à ce que le schéma de reconstitution adopté n'aboutisse pas à une perte de variance de la variable d'intérêt.

2.2.4. La correction des influences

La présence d'ouvrages hydrauliques modifie souvent le régime hydrologique général d'un cours d'eau. La modification du régime des crues est souvent moins significative. Elle dépend notamment de la proportion du bassin versant influencé par des retenues et de la capacité de stockage de ces dernières. Elle dépend aussi de la position des réservoirs dans le bassin.

Il est à noter que, compte tenu de leur dimensionnement, la majorité des barrages écrêteurs de crue ne joueraient plus leur rôle pour des crues extrêmes. Ainsi, une évaluation statistique de débit extrême basée sur des débits écrêtés (en particulier lors d'épisodes de crues) présenterait un fort risque de sous estimation du débit extrême extrapolé, pour lequel le barrage n'aurait plus d'influence.

Il revient à l'expert d'apprécier la nécessité de corriger les débits influencés. Ce choix peut s'appuyer sur le critère suivant : si la proportion entre la surface du bassin versant influencé et la surface du bassin au droit du site, est inférieure ou égale à 10 % et que les réservoirs susceptibles de stocker des volumes importants, sont situés dans la partie supérieure du bassin versant, il n'y a pas lieu de procéder à une reconstitution.

Lorsque l'expert juge la naturalisation des débits de la série principale nécessaire, il lui revient de s'interroger sur la méthode de correction. En fonction de la position des réservoirs qui influencent le régime des crues, il convient de s'interroger sur la manière de répartir les volumes stockés ou déstockés durant les crues. Cela revient à tenir compte du temps de propagation de ces volumes s'ils n'avaient pas été retenus ou relâchés.

2.2.5. La présentation de la série

Une bonne manière de présenter la série finale qui va être utilisée, est de construire un tableau chronologique qui pourrait avoir le format présenté ici (cf. [tableau 1](#)).

Périodes	Nature des données	Commentaires
01/01/1900 au 31/12/1920	Reconstituées à partir de la station X suivant le modèle $ax+b$.	La station Y constitue la seule source d'information disponible. pour cette période.
01/01/1921 au 31/12/1948	Observations de la station Y sans modification.	
01/01/1949 au 31/10/1950	Modèle de reconstitution hydrologique pluie/débit.	La station X n'existe plus et la station Y a été indisponible suite à la destruction du matériel (crue du...).
01/11/1949 au 31/12/1950	Observations de la station Y sans modification.	
01/01/1951 au 31/12/2007	Observations de la station Y et désinfluencement des variations du barrage B.	Mise en service du barrage B dont le volume et la position dans le bassin versant sont susceptibles de modifier le régime des crues.

Tableau 1 Tableau chronologique.



2.2.6. L'analyse des sous-populations de crues ou l'homogénéité physique

En général, il est conseillé d'utiliser toute l'information disponible et de ne pas partager l'échantillon en sous-parties. Si un sous-échantillon de crues de la même origine (par saison, hétérogénéité de génération de propagation, accidentelles, artificielles, ressort pour son niveau de risque, seulement les crues appartenant à cet échantillon seront retenues. Argumenter le gain apporté par rapport à la perte d'information (en vérifiant, par exemple l'incertitude ajoutée par la réduction de taille de l'échantillon). Si plusieurs sous-échantillons de crues de la même origine (par saison, hétérogénéité de génération, de propagation, accidentelles, artificielles, sont présents, et que les niveaux de risque associés sont similaires et qu'une analyse associée présente des claires contre-indications, partager l'échantillon en sous parties. Argumenter le gain apporté par rapport à l'éventuelle perte d'information (en vérifiant, par exemple l'incertitude ajoutée par la réduction de taille de l'échantillon) et par rapport aux difficultés de recombinaison de l'information dans l'espace des probabilités.

3. LA CONSTITUTION DE L'ÉCHANTILLON DES CRUES

3.1. LE CHOIX DU SEUIL DE DÉBIT ET L'INDÉPENDANCE DES CRUES RETENUES

On doit choisir 3 à 5 valeurs de débit au-dessus desquelles on considère que l'on est présence d'un événement informatif sur les phénomènes de crues extrêmes. Si une étude de pré-dimensionnement des crues extrêmes a déjà été effectuée, on pourra bien évidemment s'en inspirer. Il convient ensuite de choisir une distance d [jours] qui garantisse l'indépendance des crues retenues.

À partir de la série continue constituée précédemment, on extrait les valeurs des débits moyens journaliers supérieurs au seuil S et séparés d'au moins d jours des valeurs précédente et suivante. On peut alors calculer la fréquence moyenne μ de dépassement annuel du seuil S . Calculer l'adaptation à la loi de Poisson de l'échantillon pour les différents seuils à travers un test de χ^2 . On peut alors identifier le seuil S_0 comme celui qui donne les meilleurs résultats au test du χ^2 .

L'échantillon des crues est listé (date, valeur du débit moyen journalier, valeur du débit max. s'il est connu)

3.2. LA VÉRIFICATION DE LA STATIONNARITÉ DE L'ÉCHANTILLON

L'objet est de détecter toute hétérogénéité temporelle dans le processus de crue. On rappelle que la stationnarité est la condition sine qua non permettant l'utilisation des informations relatives aux crues du passé pour déduire des probabilités pertinentes pour le futur.

Il est classique de partager en deux parties l'échantillon des crues retenues et d'appliquer le test de Student aux moyennes des deux sous-échantillons.

En complément, l'uniforme répartition temporelle des crues supérieures à un seuil peut être contrôlée (pour plusieurs seuils) en vérifiant que le cumul du nombre de crues varie, à l'aléa d'échantillonnage près, linéairement en fonction du temps.

Toute hétérogénéité temporelle peut justifier la reprise de la critique de données. Faut d'en expliquer l'origine, la pertinence d'utiliser l'ensemble de l'échantillon doit être discutée.

4. LA DÉTERMINATION DES VALEURS EXTRÊMES

4.1. LES PROBABILITÉS EMPIRIQUES

Bien que les fréquences empiriques – ou fréquences *a priori* – ne soient pas utilisées dans l'ajustement mathématique des lois de probabilité aux échantillons, elles servent dans les représentations graphiques nécessaires au contrôle visuel de la qualité des ajustements.

Dans le cas le plus simple où toutes les données sont contenues dans l'échantillon régulier, la crue de rang i (après rangement des n crues par ordre croissant) se verra attribuer une fréquence relative $F_i = i/(n+1)$. Rappelons que cette probabilité est relative à la population des crues supérieures au seuil sélectionné et que la durée de retour en années est égale à $1/\mu(1 - F_i)$.

Dans le cas général où on dispose d'un échantillon de crues régulières de NAr années et d'un échantillon de crues historiques de NAh années, on conçoit deux sous-populations de crues, les crues moyennes inférieures au seuil historique et les crues fortes supérieures au seuil. Le paramètre de Poisson de la population des crues correspond à la somme de deux paramètres, celui des crues fortes ($\mu_f = N_f/(NAr+NAh)$) et celui des crues moyennes ($\mu_m = N_m/NAr$) avec $\mu = \mu_f + \mu_m$.

Relativement à la population globale des crues de paramètre de Poisson $\mu = \mu_f + \mu_m$, on attribuera à la crue moyenne de rang i la fréquence : $i \alpha_m / (N_m + 1)$

et à la crue forte de rang i la fréquence : $\alpha_m + i \alpha_f / (N_f + 1)$

avec : $\alpha_m = \mu_m / \mu$ et $\alpha_f = \mu_f / \mu$

4.2. LES LOIS DE PROBABILITÉ THÉORIQUES

Conformément aux recommandations de la contribution « La caractérisation probabiliste des phénomènes extrêmes », on évite tant que faire se peut, par souci de robustesse et de cohérence spatiale des dimensionnements, d'ajuster la forme de la décroissance asymptotique à l'échantillon. Le test de l'ajustement de la distribution empirique par une loi exponentielle simple (ajustement - « frère » de l'ajustement de Gumbel des max annuels) est systématiquement présenté. Des ajustements moins « pessimistes » ne sont envisagés que si la loi exponentielle passe significativement au-dessus des crues les plus fortes quel que soit le choix du seuil.

Par contre, l'utilisation de lois plus pessimistes peut-être recherché si cela améliore ou ne dégrade pas la qualité de l'ajustement. Par exemple, l'ajustement d'une loi exponentielle sur les racines carrées des débits peut être un bon compromis visant à tenir compte d'une éventuelle courbure de la distribution en relation avec le phénomène physique de saturation des bassins versants lors des crues le plus fortes.

4.3. LA QUALITÉ DES AJUSTEMENTS ET LE CHOIX DÉFINITIF DU SEUIL

La qualité de chaque ajustement est mesurée « objectivement » par un test du χ^2 et subjectivement par contrôle visuel de sa représentation graphique. On recherche le meilleur compromis entre robustesse et qualité des ajustements. Toutes choses égales par ailleurs, on retient donc le seuil le plus bas pour des raisons de robustesse. Mais on se méfie du risque d'hétérogénéité statistique et, si le choix d'un seuil bas fait apparaître une rupture dans la pente de la distribution, cette solution est éliminée, *a fortiori* si cette rupture est de nature à causer une sous-estimation des probabilités de valeurs extrêmes. Le cas échéant, on peut adopter un seuil associé à un paramètre de Poisson inférieur à 1 si les hétérogénéités statistiques le justifient. Le calcul automatique de critères de qualité doit être une aide et, en aucun cas, un carcan pour l'expert à qui les choix reviennent toujours en dernier ressort. Mais ces choix doivent être argumentés en toute transparence.

4.4. L'EXTRAPOLATION AU DÉBIT JOURNALIER MILLENNAL

On calcule le débit journalier millennial correspondant à la loi retenue sans oublier la correction par le paramètre de Poisson lorsque ce dernier diffère de 1. L'application de la méthode du renouvellement définit également l'intervalle de confiance à 70 % sur cette valeur.



4.5. LE DÉBIT DE POINTE

Le débit extrême à déterminer est un débit maximal instantané. Lorsque le débit millénal est extrapolé à partir d'un échantillon de débits moyens journaliers, une méthode, utilisée notamment par EDF, consiste à déduire le débit de pointe millennial à partir du débit moyen journalier par multiplication par un coefficient de forme. La même opération s'applique aux bornes de l'intervalle à 70 %. Le coefficient retenu est la moyenne des rapports du débit de pointe au débit moyen journalier pour une sélection de crues. Cette sélection de crues contient les plus fortes crues observées ainsi que les crues dont la forme de l'hydrogramme semble transposable à des crues de durées de retour élevées. Une représentation graphique portant en abscisse le logarithme du débit journalier et en ordonnée le logarithme de son débit de pointe permet d'apprécier la stationnarité du coefficient de forme.

4.6. LE DÉBIT DE PROJET

Une majoration de l'aléa est forfaitairement fixée comme étant la hauteur d'eau correspondant à un sur-débit égal à 15 % du débit de crue estimé. Cette majoration, qui permet de retenir un aléa plus rare que la crue millénale, était déjà préconisée dans la RFS. Le groupe de travail estime plus raisonnable d'appliquer cette majoration conventionnelle sur la crue millénale, plutôt qu'aller vers une estimation d'une crue décennale dont la définition serait difficile à établir à partir d'un consensus des experts.

On retient donc comme débit de projet le débit maximal instantané correspondant à la borne supérieure de l'intervalle à 70 %, majoré de 15 %.

5. LES COMMENTAIRES DES RÉSULTATS

Les éventuelles études sur le même site sont recensées. On peut également élargir à des études faites sur le bassin pour une autre finalité que le dimensionnement d'une installation nucléaire de base, pour une surface comparable.

On pourra à cette occasion commenter les résultats présentés en apportant si nécessaire, des justifications à d'éventuels écarts significatifs.

6. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

La survenue d'une crue significative (de l'ordre de grandeur d'une crue centennale ou historique) pourrait justifier une révision anticipée des études CMS. Il en est de même pour la parution d'une évaluation de nouveaux débits de crues historiques récemment exploitées.

L'occurrence d'une telle crue conduit à l'évaluation statistique des débits extrêmes, en intégrant le nouveau débit à l'échantillon. L'intervalle de confiance défini lors du dernier examen permet de tester le caractère significatif de l'évolution du débit extrême. Si la prise en compte de l'évènement laisse l'estimation centrale du quantile de référence dans l'intervalle de confiance précédemment défini, ces évolutions sont jugées peu significatives. Dans le cas contraire, une analyse complète de l'aléa est reconduite.

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

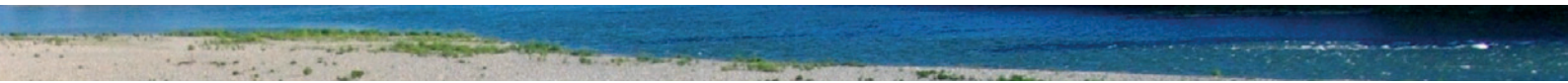
LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

Auteurs principaux

A. Besnard (EDF R&D - LNHE), C. Cheviet (EDF R&D - LNHE)

Contributeurs

L. Guimier (IRSN), A. Paquier (CEMAGREF), D. Roullet (CNR)



1. LES TYPES DE MODÉLISATION	114
2. L'EMPRISE DU MODÈLE	115
3. LES CONDITIONS LIMITES AMONT/AVAL	115
4. LA DÉMARCHÉ DE RÉALISATION D'UN MODÈLE HYDRAULIQUE	115
4.1. LA CONSTRUCTION DU MODÈLE	116
4.1.1. Les données topographiques et bathymétriques	116
4.1.2. Les référentiels de nivellement	116
4.1.3. Les données sur les crues	116
4.1.4. Les modèles hydrauliques 1D et 1D casiers	117
4.1.5. Les modèles hydrauliques 2D	117
4.1.6. La représentation des ouvrages et singularités	118
4.2. LE CALAGE ET LA VALIDATION DU MODÈLE	118
4.2.1. Le cas du lit mineur	118
4.2.2. Le cas du lit majeur	119
4.3. LES ÉTUDES DE SENSIBILITÉ	119
5. L'EXPLOITATION DU MODÈLE/LA PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	120
5.1. LE RÉGIME D'ÉCOULEMENT	120
5.2. LA PRISE EN COMPTE DES INCERTITUDES	120
5.3. LA DÉFINITION DU NIVEAU EXTRÊME	120
5.4. LES AUTRES RÉSULTATS ISSUS DE LA MODÉLISATION	121
6. LES POINTS PARTICULIERS LIÉS AUX CRUES ÉTUDIÉES	121
6.1. LA VULNÉRABILITÉ DES DIGUES	121
6.2. LES PONTS	121
6.3. LES EMBÂCLES (DÉBRIS/GEL)	121
6.4. L'INCLINAISON DU PLAN D'EAU DANS LES COURBES	122
6.5. LA CONFLUENCE	122
7. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	122
8. LES RÉFÉRENCES	123
9. ANNEXE	124

Dans cette partie, nous allons aborder les méthodologies existantes de caractérisation des niveaux d'eau, correspondant à un débit extrême donné (cf. les contributions « Les crues fluviales - Évaluation des débits extrêmes par la méthode du renouvellement » et « Les ruptures d'ouvrages en travers »). Nous traitons donc ici la partie d'évaluation de l'impact hydraulique d'une crue extrême [1].

1. LES TYPES DE MODÉLISATION

Plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre afin d'évaluer les niveaux atteints par une crue extrême.

LA (LES) COURBE(S) DE TARAGE ISSUE(S) D'OBSERVATIONS ET/OU D'UNE MODÉLISATION PRÉCÉDENTE - PHYSIQUE OU NUMÉRIQUE

Cet outil simple permet de faire correspondre à un débit une hauteur d'eau. Il y a donc nécessité de disposer d'une telle courbe au droit du site étudié. Dans les cas d'application qui nous occupent, et pour le cas d'une courbe de tarage issue d'observations, cette façon de procéder se heurte à plusieurs difficultés :

- la nécessité de disposer d'une courbe de tarage précise et documentée au droit du site ;
- la validité de l'extrapolation à des débits extrêmes de cette courbe, en l'absence d'observation de telles crues ;
- la disponibilité des cotes atteintes en différents points le long ou autour du site (en général, on ne dispose pas de plusieurs courbes de tarage aussi rapprochées, et une hypothèse sur la pente de la ligne d'eau serait donc nécessaire afin de fournir plusieurs cotes autour du site).

Dans la mesure du possible, on évitera donc de ne se référer qu'à une unique courbe de tarage issue d'observations. Dans le cas où les courbes de tarage sont issues de modélisations antérieures, les difficultés listées ci-dessus ne se posent plus. Il faudra cependant analyser si ces courbes de tarage sont toujours valides à la date de l'étude.

LA MODÉLISATION PHYSIQUE

Construire un modèle de l'environnement du site à échelle réduite a longtemps été l'unique façon d'évaluer l'impact hydraulique d'une crue. Aujourd'hui, sauf cas d'études très spécifiques, les études d'hydraulique fluviale sont la plupart du temps réalisées à l'aide de codes numériques. Un inconvénient de la modélisation physique est le coût de construction, qui va fortement augmenter avec l'espace occupé physiquement par le modèle : il est donc rarement choisi de modéliser de grandes emprises (ordre de grandeur 1 km).

On peut s'orienter également vers une modélisation numérique des écoulements (solution largement retenue aujourd'hui par les bureaux d'études). Les codes numériques d'hydraulique à surface libre à recommander pour ce type de problématique résolvent les équations de Navier-Stokes, régissant la mécanique des fluides, ou des dérivées de ces équations. Les codes 1D et 2D résolvent ainsi généralement les équations dites de Saint-Venant (version des équations de Navier-Stokes adaptées sous certaines hypothèses à des écoulements avec de faibles pentes). On privilégiera l'utilisation d'un code sous Assurance Qualité, bien documenté et validé (manuel utilisateur, notes de validation).

LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE 1D

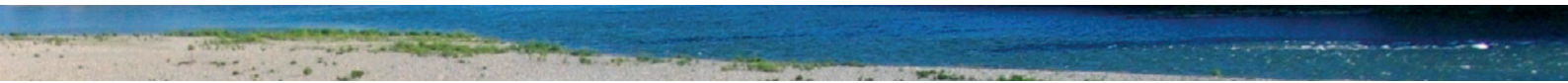
Ce type de modélisation est très couramment utilisé aujourd'hui, et s'avère bien approprié lorsque les écoulements sont canalisés (existence d'une direction d'écoulement privilégiée) ainsi que pour les simulations de grande emprise (c'est à dire pour des linéaires supérieurs à 50 ou 100 km).

En présence de remblais importants dans le lit majeur, la modélisation 1D peut être complétée par l'adjonction de **casiers**. Les casiers peuvent représenter l'inondation progressive du lit majeur lorsque des zones inondables sont isolées du lit actif de la rivière : celles-ci sont reliées au lit mineur et entre elles par des liaisons hydrauliques bien identifiées (surverse ou brèche sur digues, déversoirs, siphons, etc.). Les vitesses sont par hypothèse nulles dans les casiers. Ils peuvent également représenter le remplissage de volumes de stockage ainsi soustraits à la crue, ou dont la restitution à l'écoulement principal est retardée par la dynamique d'inondation du lit majeur.

LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE 2D

Ce type de modélisation, plus complexe et coûteuse que la précédente, est bien adapté aux cours d'eau dits « naturels » (peu ou pas d'aménagements) et pour les écoulements complexes (confluence, défluence). La modélisation 2D est en particulier adaptée en cas d'important champ d'expansion pour la crue (plaine d'inondation sans direction d'écoulement privilégiée). En outre, la modélisation 2D permet de calculer les champs de vitesse dans le lit majeur, ce que ne permettent pas les casiers dans la modélisation 1D. Ces vitesses peuvent être utiles pour l'évaluation de stabilité d'ouvrages tels que les digues. Les modèles actuels sont souvent limités à des emprises de quelques dizaines de km.

Pour des problématiques d'inondation, une modélisation 3D n'est *a priori* pas justifiée.



On notera aussi la complémentarité entre modélisation 1D et 2D et la possibilité de couplage entre des modèles 1D/1D-casiers/2D afin de tirer parti des avantages de chacun (modélisation 1D permettant des calculs à grande échelle géographique, modélisation 2D plus précise dans les zones d'intérêt).

2. L'EMPRISE DU MODÈLE

Dans un modèle, les parties amont et aval proches des conditions aux limites sont influencées par celles-ci, et comportent une incertitude plus importante.

Dans le cas de la construction d'un nouveau modèle, il est donc nécessaire de s'attacher à repousser les conditions limites aval et amont suffisamment loin, de façon à ce que l'écoulement soit « stabilisé » dans la zone d'intérêt autour du site nucléaire étudié (en particulier : bonne répartition de la crue entre lits mineur et majeur à la condition limite amont, site d'intérêt hors remous de la condition limite aval).

Les limites latérales du modèle doivent pouvoir inclure le champ d'expansion de la crue extrême en son entier. Dans le cas contraire, une justification du caractère sécuritaire de la modélisation retenue doit être fournie.

D'autre part, il est important que les singularités proches et susceptibles d'avoir un impact sur l'écoulement au niveau du site soient incluses dans le modèle. Là aussi, un choix contraire nécessite une justification.

3. LES CONDITIONS LIMITES AMONT/AVAL

Elles doivent être définies suffisamment loin du centre d'intérêt (cf. § 2) pour éviter au maximum leur influence sur les niveaux calculés au droit du site. Les types de conditions limites généralement retenues dans le cas d'un modèle fluvial sont, en amont, un débit imposé et, en aval, une cote imposée (limnigramme ou courbe de tarage). Dans la mesure du possible la condition limite amont pourra être positionnée à un point qui a un « sens » hydraulique (répartition de débit connue : pont, etc.).

La condition limite aval sera de préférence choisie en un point où la courbe de tarage est connue. En pratique, pour des débits extrêmes, la courbe de tarage devra être extrapolée. Cette extrapolation se basera soit sur les observations (en utilisant les plus fortes observées) soit sur d'autres résultats de modèles connus.

Une évaluation de l'incertitude sur cette condition limite aval doit être effectuée *a posteriori* (cf. § 4.3 – Les études de sensibilité). Si le site est situé à l'amont du remous généré par une variation significative de la condition limite aval, il n'est plus nécessaire d'étudier finement l'incertitude liée à l'extrapolation de la courbe de tarage.

4. LA DÉMARCHE DE RÉALISATION D'UN MODÈLE HYDRAULIQUE

S'il existe une relation « hauteur-débit » provenant d'études précédentes (sur modèle physique/modèle numérique) ou de relevés d'une station de tarage située au niveau du site étudié, il est nécessaire d'analyser la validité de cette relation car elle a pu être modifiée suite à des évolutions topo/bathymétriques naturelles ou consécutives à des actions anthropiques (cf. § 7). Si cette information est jugée valide, on l'utilise pour déterminer le niveau au droit du site nucléaire associé au débit extrême choisi.

À l'inverse, lorsque, à l'issue de l'analyse précédente, la relation hauteur débit est inexistante ou considérée comme n'étant plus valable, il y a nécessité de déterminer ou réactualiser cette relation. Dans ce cas, on aura recours à un modèle hydraulique, physique ou numérique (cf. § 1, mais *a priori* numérique, 1D et/ou 2D suivant la complexité géométrique et la configuration de la zone d'intérêt). On s'attache surtout dans le paragraphe 2.4 à la description de la démarche de réalisation d'une étude sur modèle numérique.

4.1. LA CONSTRUCTION DU MODÈLE

Lors d'une étude de calcul de niveaux extrêmes, on détaillera les étapes suivantes :

- le recueil de données :
 - les données topographiques/bathymétriques des lits mineur et majeur ; l'occupation des sols (zones urbaines, végétations, etc.) ; le levé des crêtes de digues ou remblais ;
 - les données hydrauliques (laisses et repères de crue, lois de tarage, enregistrements aux stations de mesure) ;
 - les données relatives aux caractéristiques géométriques des ouvrages (ponts, endiguements, etc.) et aux lois de fonctionnement des ouvrages (usines, barrages, etc.) ;
 - éventuellement, les données d'observation sur la dynamique de crue (type monographie) ;
- la construction du modèle numérique de terrain, choix de l'emprise du modèle (cf. § 2) ;
- la construction du modèle hydraulique : résolution spatiale, spécification des conditions aux limites du domaine (cf. § 3), spécification des lits mineur et majeur, des éventuelles zones de stockages, modélisation des ouvrages hydrauliques et des singularités (cf. § 4.1.6), etc. ;
- le calage du modèle (coefficient de frottement, relations hydrauliques représentant des ouvrages ou aménagements) et validation du modèle sur des événements historiques connus (laisses de crue, hydrogrammes mesurés, lignes d'eau) (cf. § 4.2) ;
- l'exploitation et le calcul du niveau extrême, correspondant au débit extrême retenu ou à l'hydrogramme de référence retenu (cf. § 5).

4.1.1. Les données topographiques et bathymétriques

De manière générale, l'hypothèse retenue couramment est de travailler avec des fonds « fixes », malgré la modification importante des fonds observée en cas de fortes crues, en particulier dans le lit mineur, cette hypothèse étant *a priori* sécuritaire vis-à-vis des cotes de la surface libre (creusement des fonds non pris en compte). Pour cette raison, on ne recherchera pas une précision importante des données bathymétriques (les évolutions en crue étant mal connues et probablement supérieures à la précision des données) ou à réviser la bathymétrie suite à une crue moyenne (les modifications engendrées par une crue moyenne étant *a priori* plus faibles que pour une crue extrême).

Par contre, en ce qui concerne les données topographiques, on recherchera le maximum de précisions pour les données qui ont hydrauliquement de l'importance pour les débits extrêmes considérés (ouvrages, digues, etc.).

4.1.2. Les référentiels de nivellement

Pour chaque étude de site, il devra être fait explicitement référence au système de nivellement géographique auquel sont rattachés les cotes et niveaux d'eau fournis en résultat des études :

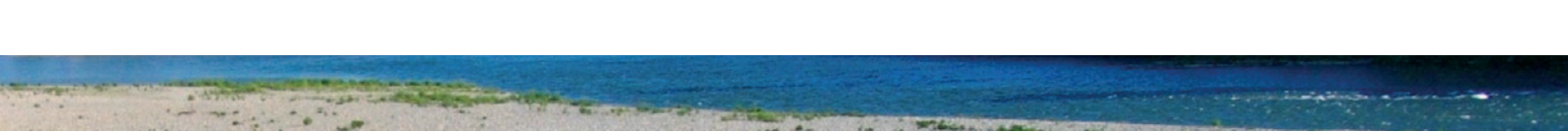
- NGF O (encore appelé NGF Lallemand) ;
- NGF N (encore appelé IGN69) ;
- Normal Nul (NN) ;
- Zéro de l'étiage (utilisé en estuaire).

De même, les écarts de niveaux entre deux ou plusieurs de ces références pourront être fournis à partir des informations recueillies auprès de l'Institut géographique national (IGN).

On prendra garde à mettre toutes les données de l'étude dans le système de référence choisi.

4.1.3. Les données sur les crues

Au-delà des données collectées sur les crues passées, il est nécessaire de collecter le maximum d'informations sur les crues survenant



pendant la vie de l'installation (données collectées par les gestionnaires des réseaux de mesures, les organismes responsables de l'entretien des berges et de la surveillance des fleuves ou éventuellement par les exploitants). Ces informations peuvent conforter ou améliorer les choix retenus dans l'étude ; elles seront, en tout état de cause, précieuses en vue des réexamens, auxquels elles ont parfois fait défaut par le passé.

4.1.4. Les modèles hydrauliques 1D et 1D casiers

Un modèle 1D nécessite principalement la construction d'un axe hydraulique et de profils en travers (perpendiculaires à l'axe hydraulique), pouvant être complétés de zones de stockage ou « casiers » caractérisés par une loi hauteur-volume. Les profils en travers peuvent inclure tout ou partie du lit majeur participant activement à l'écoulement (lit composé), les casiers représentant les zones isolées du lit majeur (présence de remblais, digues etc.).

Lors de la construction d'un modèle 1D, on attachera une importance particulière aux points suivants, qui sont à adapter au contexte des crues extrêmes :

- la définition de l'axe hydraulique ;
- le positionnement des profils en travers (rétrécissement, singularités, etc.) et des limites de lits (mineur/majeur) ;
- le cas échéant, la définition du système de casiers et des liaisons hydrauliques (raffinement plus important dans les zones d'intérêt, position, caractéristiques géométriques, paramètres numériques (coefficient de débit, paramètres des lois d'échange, etc.) ;
- la représentation des singularités (pont, pertes de charges singulières, déversoirs, seuil, barrage, etc.) – (cf. § 4.1.6) ;
- la discrétisation spatiale : raffinement du maillage au droit des singularités, planimétrage, etc. ;
- le choix des paramètres numériques (pas de temps, schéma de résolution, nombre de courant imposé le cas échéant, etc.).

La principale difficulté dans la construction d'un modèle 1D (en particulier à casiers) est qu'il nécessite d'anticiper la répartition des écoulements en crue lors de la définition du modèle. Les casiers doivent être définis de façon à la fois exhaustive et physique, avec un raffinement plus important autour du site étudié.

L'étape essentielle dans la construction d'un modèle casier est la définition des liaisons avec en particulier une bonne représentation des berges, remblais et digues : celle-ci requiert des données topographiques précises mais aussi une bonne expertise de modélisation et une bonne connaissance des mécanismes de crue, en particulier dans le cas de forts débordements. Les liaisons hydrauliques doivent être suffisamment raffinées, afin notamment de représenter correctement les phénomènes de surverse et de contournement de digues, et adaptées à la plage de débit simulé.

Cependant, le raffinement doit être adapté dans la limite de la précision de chaque type de modèle (un raffinement trop poussé ne conduit pas forcément à un gain en précision, et un modèle 1D à casier finement découpé n'est pas l'équivalent d'un modèle 2D).

4.1.5. Les modèles hydrauliques 2D

Un modèle 2D est construit sur la base d'un modèle numérique de terrain, incluant l'ensemble des données topo/bathymétriques (profils, semis de points, linéaires de digues). Lors de la construction d'un modèle 2D, on attachera une importance particulière aux points suivants :

- le raffinement topographique sur les digues et remblais du lit majeur ;
- l'intégration des singularités (pont, déversoir(s), seuil, barrage, etc. – cf. § 4.1.6) ;
- la construction du maillage : maillage orienté dans le lit mineur, maillage adapté à la variabilité de la topographie et aux zones d'influences hydrauliques dans le lit majeur (pas de direction d'écoulement privilégiée), maillage raffiné sur les digues et autour du site étudié ;
- la définition des conditions limites aux frontières ;
- le zonage des coefficients de frottement du lit majeur, en particulier dans les zones du lit majeur ne pouvant être calées (distinction des zones urbaines, forêt, zones cultivées, etc.) ;
- le choix des paramètres numériques (schéma de résolution, coefficient de diffusion, etc.).

La principale difficulté dans la construction d'un modèle fluvial 2D est liée à la construction du maillage, en particulier dans le cas de fortes variations ou discontinuités géométriques (berges pentues, digues, obstacles, ouvrages hydrauliques) afin d'éviter instabilités et problèmes numériques.

4.1.6. La représentation des ouvrages et singularités

Dans tous les cas, on n'oubliera pas de représenter tout élément ou ouvrage pouvant influencer l'écoulement : variations de section, ponts, seuils, barrages, usines, déversoirs latéraux, pertes de charges singulières, digues, buses ou siphons, etc. Ces éléments pourront être intégrés dans le modèle sous forme géométrique et/ou sous forme de lois de fonctionnement adaptées. Les choix de modélisation seront adaptés aux débits extrêmes et justifiés.

Le cas des fleuves et rivières aménagées (Rhône, Rhin, etc.) est également à considérer avec attention. Des hypothèses particulières de fonctionnement des ouvrages hydrauliques, sous des conditions de débits extrêmes, devront être adoptées en cohérence avec les règles de gestion et les conditions de fonctionnement observées pour des régimes en général moins sévères que ceux caractéristiques du débit étudié.

Dans la modélisation, il est envisageable de ne pas intégrer dans le maillage le site mis hors d'eau, c'est-à-dire qu'aucun écoulement ne le traversant, on le considère comme protégé par des murs infinis. La plate-forme des CNPE a fait l'objet d'un tel traitement.

4.2. LE CALAGE ET LA VALIDATION DU MODÈLE

Le calage du modèle constitue une étape clé. La démarche de calage sera en général différente pour le lit mineur et pour le lit majeur et sera dans tous les cas à présenter. Le calage du coefficient de frottement sera effectué plutôt sur des lignes d'eau mesurées à forts débits, plus adaptées aux débits extrêmes à simuler. Le calage est en général réalisé dans un premier temps en régime permanent avec les meilleures données disponibles. Dans un deuxième temps, la validation peut être réalisée sur des simulations en régime transitoire, en fonction des données disponibles. Cette deuxième étape sera nécessaire (dans la mesure du possible) en cas d'utilisation du modèle en régime transitoire. Si elle ne peut être réalisée, par exemple en l'absence de données, il convient de s'interroger sur les incertitudes générées par ce régime de modélisation.

Si on dispose de données de plusieurs crues, il est souhaitable d'utiliser toutes les données disponibles. Cependant, on vérifiera que les conditions d'écoulements n'ont pas évolué entre les différentes crues. Dans le cas contraire, on peut être amené à éliminer les données les plus anciennes. Par ailleurs, il peut être nécessaire, pour un même événement d'examiner différents débits dans la gamme d'incertitude sur la mesure du débit.

De manière générale, on s'appuiera sur les « bonnes pratiques » couramment utilisées (voir par exemple le guide [1] diffusé par le CETMEF (Centre d'études techniques maritimes et fluviales). Même s'il est parfois possible de réaliser un calage automatique à l'aide des outils disponibles à ce jour, il faut insister sur l'importance du « jugement d'expert », d'autant plus que les calculs en crue extrême relèvent du domaine de l'extrapolation.

4.2.1. Le cas du lit mineur

Le calage du coefficient de frottement mineur (en général coefficient de Strickler) sera effectué sur des lignes d'eau à fort débit (débit de plein-bord en premier lieu, mais aussi débits faiblement débordants) issues de crues récentes et bien documentées, car on s'intéresse aux débits fortement débordants où le lit mineur est fortement sollicité. On s'assurera que les conditions d'écoulement n'ont pas notablement évolué.

Pour un modèle 1D, le calage couvre plusieurs phénomènes physiques : rugosité, méandre, incertitudes bathymétriques, modélisation numérique, etc. ce qui conduit bien souvent à des valeurs de coefficients distinctes entre modèles 1D et 2D. Les valeurs des coefficients de Strickler d'un modèle 1D sont généralement inférieures à celle d'un modèle 2D qui prend en compte plus de processus physiques dans la modélisation elle-même.

Des valeurs hors gammes devront toutefois être justifiées.

Dans le cas d'un modèle 1D, il est nécessaire de caler des pertes de charge singulières (ponts, rétrécissements, etc.).

On vérifiera également que pour les débits extrêmes, il n'y a pas de changement dans les régimes d'écoulement qui pourraient remettre en cause la modélisation choisie (mise en charge des ponts, écoulement torrentiel dans les rétrécissements, etc.) : ces spécificités sont traitées au paragraphe 6.



4.2.2. Le cas du lit majeur

Le calage du lit majeur est souvent plus difficile à cause du manque d'observations et de données pour des crues très débordantes. Selon les sites et les données disponibles, des laisses et repères de crue peuvent permettre de caler éventuellement une partie des coefficients de Strickler du lit majeur sur des lignes d'eau en crue. Pour ces zones pouvant faire l'objet d'un calage, on examinera plus en détail les zones où le calage conduit à des valeurs hors gammes car elles pourraient résulter d'une perturbation locale (embâcle par exemple). En cas de calage sur peu de données, on pourra s'appuyer sur les barèmes de la littérature (voir ci-dessous) ou sur une étude de sensibilité (cf. § 4.3).

Mais la totalité du lit majeur modélisé pour des crues extrêmes ne peut généralement pas faire l'objet d'un calage. Pour le lit majeur ne pouvant faire l'objet d'un calage (modèle 1D en lit composé ou 2D), on s'appuiera sur des barèmes définis par expertise (voir, à titre d'exemple, ceux retenus par EDF dans le cadre du Rex-Blayais pour les zones n'ayant jamais « connu » d'inondation ou pour celles ne bénéficiant pas de données d'observations fiables – voir l'annexe 1 – cette démarche ayant été soumise à des experts indépendants).

Pour un modèle 2D, on prêtera une attention particulière au zonage des coefficients de frottement dans le lit majeur. En particulier on recherchera des zones clés qui, bien que d'extension faible peuvent avoir une influence significative sur l'écoulement. Le zonage des coefficients de frottement est défini selon l'occupation du sol (zone urbanisée, fortement boisée, etc.). Ce zonage est d'autant plus complet qu'il est basé sur des éléments observés sur le terrain.

Pour un modèle 1D à casiers, dans les zones modélisées par des casiers on ne réalise généralement pas de calage, en raison du manque de données : on détermine les paramètres numériques liés aux caractéristiques des liaisons sur la base des valeurs données par la littérature et adaptées au modèle.

À partir des données disponibles, on effectuera une validation en régime dynamique sur une crue observée, en particulier en cas d'utilisation du modèle en régime transitoire. Dans ce cas, il est en effet nécessaire de vérifier la capacité du modèle à reproduire la dynamique de la propagation d'une crue, par exemple au travers de la validation sur des limnigrammes observés.

4.3. LES ÉTUDES DE SENSIBILITÉ

Les études de sensibilité sont un outil d'évaluation d'une part de l'influence sur les résultats d'un modèle, des différents paramètres, hypothèses et autres choix retenus pour construire ce modèle, d'autre part des incertitudes qui associées à ces paramètres, hypothèses et autres choix.

La démarche d'une étude de sensibilité consiste à modifier telle hypothèse ou à faire varier tel paramètre en amont du calcul pour observer l'impact que cette modification produit sur les résultats. L'ampleur de la variation des résultats est un indicateur du poids de l'hypothèse ou du paramètre testés. Ainsi, une faible variation des résultats contribue à mettre en évidence la robustesse du modèle.

Les études de sensibilité permettent de distinguer les paramètres dont l'influence sur l'écoulement est négligeable au droit du site étudié, de ceux qui conditionnent de manière significative les écoulements. L'avis d'expert permet de faire une partie de cette classification.

Potentiellement, l'impact de chacune des incertitudes des données d'entrée et du modèle peut être évalué. Cependant, en modélisation hydraulique, s'agissant de phénomènes naturels complexes, les sources d'incertitudes sont nombreuses. On étudie donc principalement la sensibilité aux paramètres les plus influents.

Des études de sensibilité peuvent être menées sur différents paramètres : à titre indicatif, on peut citer :

- la condition limite aval : il est intéressant de disposer d'éléments sur la variation du niveau extrême en fonction des variations de la condition à la limite aval. Si cette étude n'est pas faite, une justification du caractère robuste (cote extraite d'un autre modèle validé pour les débits étudiés) ou sécuritaire (cote majorante) de la condition limite aval choisie serait à fournir ;

- de manière générale, tous les paramètres influents non fixés par calage. Par exemple, une étude de sensibilité peut être conduite sur les coefficients de frottement dans le lit majeur (avec des valeurs plus pénalisantes que dans le scénario de référence), les pertes de charge singulières, les coefficients des lois de fonctionnement des ouvrages modélisés (cf. § 6).

À défaut d'étude de sensibilité, des valeurs enveloppe peuvent être retenues.

Il est à noter que les capacités de calcul croissantes permettent d'envisager des approches traitant de façon plus globale les incertitudes identifiées, à l'image de pratiques courantes dans d'autres disciplines, mathématiquement mieux définies. La démarche consiste à quantifier les sources d'incertitude du modèle (par exemple, sur un ensemble de paramètres choisi parmi les plus influents), puis de les propager dans un modèle afin de disposer de résultats intégrant une quantification de ces incertitudes et clarifiant l'appréciation des marges associées. Cependant, en modélisation hydraulique, ce traitement systématique des incertitudes n'est aujourd'hui qu'au stade de la recherche et ne peut être décliné pour l'instant de manière opérationnelle.

5. L'EXPLOITATION DU MODÈLE/LA PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

5.1. LE RÉGIME D'ÉCOULEMENT

Le niveau extrême, correspondant généralement au débit extrême retenu, sera établi a priori en régime permanent. L'hypothèse d'un régime permanent conduit à une surestimation des niveaux. Cette surestimation est d'autant plus forte que :

- l'écrêtement du débit de pointe est élevé à l'intérieur du modèle (zones de stockage) ;
- la durée de la pointe de crue de référence est faible ;
- le temps de propagation entre le lit mineur et le site est élevé par rapport à la durée de la pointe de crue.

Dans certains cas, notamment lorsque cette surestimation est importante, on pourra alors évaluer le risque d'inondation à partir d'une analyse en régime transitoire avec un hydrogramme synthétique de référence associé au débit extrême retenu. Cette utilisation en régime transitoire nécessite, dans la mesure des données disponibles, d'avoir procédé à une validation du modèle en régime transitoire (cf. § 4.2).

L'utilisation des modèles en régime transitoire permet aussi de calculer des limnigrammes qui pourront être exploités notamment pour l'élaboration des systèmes d'alerte (durées de submersion et/ou d'isolement, niveaux d'eau associés aux différents seuils d'alerte, etc.).

Remarque importante : dans certaines configurations particulières de sites, le niveau d'eau le plus pénalisant peut être atteint pour un débit plus faible que le débit extrême (par exemple en cas de rupture suite à une surverse : cas des digues de Camargue sur Arles).

5.2. LA PRISE EN COMPTE DES INCERTITUDES

L'objectif de la démarche est de caractériser les niveaux extrêmes « incertitudes comprises ».

Pour le calcul des niveaux associés au débit de la crue naturelle extrême, le choix de valeurs conservatives pour le(s) paramètre(s) influent(s), identifié(s) à partir des études de sensibilité, apparaît pertinent pour obtenir des résultats « incertitudes comprises ».

Selon cette approche, le(s) paramètre(s) influent(s) correspondent ainsi aux paramètres qui ont une influence significative sur les résultats du calcul et pour lesquels le choix d'une valeur conservative permet de couvrir les incertitudes d'un ensemble de paramètres. Cette approche limite le nombre d'études de sensibilité relatives aux paramètres couverts.

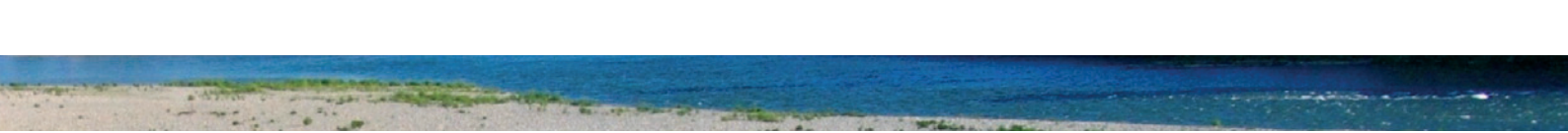
Ce point ne fait pas consensus au sein du groupe de travail : certains participants considèrent que les études de sensibilité doivent être exploitées en dehors du calcul des niveaux de référence, pour vérifier la robustesse des résultats et que le calcul retenant une valeur majorante pour le paramètre influent doit permettre la vérification des marges vis-à-vis des installations ou la définition des marges à retenir pour le dimensionnement des protections.

5.3. LA DÉFINITION DU NIVEAU EXTRÊME

Pour le cas des sites fluviaux, les études aboutissent généralement à la détermination d'un champ d'inondation autour du site étudié sous les conditions de crue extrême.

En particulier, les études, sur la base des modèles hydrauliques utilisés, permettent d'établir une ligne d'eau (cas 1D), complétée de niveaux moyens pour les éventuels casiers dans le lit majeur, ou un champ spatial de niveaux d'eau (cas 2D), correspondant aux conditions de calcul en crue extrême.

On en retient (i) que le niveau extrême de dimensionnement affiché correspondra à la valeur maximale, sur l'emprise du site, des niveaux d'eau définissant le champ d'inondation ; et (ii) que les caractéristiques spatiales de l'inondation associée à la crue (ligne d'eau ou plus généralement champs des niveaux d'eau) seront précisées dans le cadre de l'étude, en vue d'une éventuelle prise en compte lors du dimensionnement des dispositifs de protection.



Remarques importantes : la ligne d'eau autour du site, en cas de modélisation par des casiers, devra tenir compte du fait que les résultats du calcul représentent des niveaux d'eau moyens (cf. hypothèses liées à la modélisation par casiers).

5.4. LES AUTRES RÉSULTATS ISSUS DE LA MODÉLISATION

Suivant les cas, il peut être important de prendre en compte les vitesses de l'écoulement ou les temps de montée des niveaux d'eaux (dans le cas d'un calcul en régime transitoire).

En effet, des vitesses élevées et des temps de montée faibles peuvent être des éléments aggravants à prendre en compte. Il est *a minima* nécessaire de calculer les vitesses d'écoulement lorsqu'on souhaite évaluer le risque de dégradation d'ouvrages par érosion (en pied de digue par exemple – cf. § 6.1).

6. LES POINTS PARTICULIERS LIÉS AUX CRUES ÉTUDIÉES

On rappelle que les études portent ici sur des cas de crue extrême avec, entre autres, la possibilité de vitesses élevées des écoulements.

6.1. LA VULNÉRABILITÉ DES DIGUES

Dans le cas de rivières endiguées, il peut être nécessaire d'examiner la tenue des digues lors du passage de la crue extrême. Suivant le mode de construction de la digue et sa composition, des brèches pourraient survenir dès que des niveaux d'eau correspondant à la crue de dimensionnement sont atteints, plus vraisemblablement, pour des hauteurs d'eau proches de la crête jusqu'à une surverse de plusieurs dizaines de centimètres. De plus, les digues étant diversement entretenues, la rupture peut apparaître pour des débits inférieurs à celui de la crue de dimensionnement. Par ailleurs, les vitesses associées aux débits extrêmes considérés peuvent générer des affouillements au pied des digues et provoquer leur rupture. La contribution « Les ruptures des digues fluviales en remblai » présente un état de l'art relatif aux mécanismes de rupture ; des méthodes d'évaluation et de prévention du risque de ruptures y sont également décrites.

En l'état des connaissances, une démarche générale ne peut être envisagée pour ce qui concerne le risque de rupture de digues. Par conséquent, l'avis d'expert doit prévaloir pour retenir un scénario de rupture (ou de tenue) de digues sur la base de son caractère conservatif ou par une étude de comportement de la digue, vis-à-vis des niveaux d'eau.

6.2. LES PONTS

Il est nécessaire d'évaluer l'impact de la présence de ponts situés à une distance d'influence hydraulique du site étudié. Cette influence peut être soit étudiée via des formules analytiques, soit directement simulée par le modèle numérique (modélisation des piles du pont, du rétrécissement de section ou du passage en charge par exemple). Il est à noter que l'influence des ponts localisée à la limite aval du modèle est intégrée dans l'étude de sensibilité à la condition limite aval.

Dans tous les cas, il sera nécessaire de vérifier le passage en charge ou non de ces ponts : en cas de passage en charge, il sera nécessaire de prendre en compte l'impact sur la ligne d'eau à l'amont du pont (et le cas échéant le volume d'eau libéré par l'éventuelle rupture du pont).

6.3. LES EMBÂCLES (DÉBRIS/GEL)

Ces phénomènes localisés résultent du transport de matériaux accompagnant les eaux de la crue (essentiellement débris végétaux ou forestiers, débris de glace), pouvant occasionner une évolution localisée de la ligne d'eau à l'amont (lors d'embâcles), ou à l'aval (lors de débâcles) de l'obstruction.

Ces phénomènes pourraient éventuellement occasionner des obstructions au droit des sections étroites de l'écoulement (essentiellement les ponts et les déversoirs sur des aménagements tels que barrages au fil de l'eau ou digues). Leur formation est à analyser au cas par cas suivant les sites et, le cas échéant, leur impact sur la ligne d'eau doit être évalué.

6.4. L'INCLINAISON DU PLAN D'EAU DANS LES COURBES

Compte tenu des fortes vitesses pouvant apparaître en cas de crue extrême, il peut se former un basculement du plan d'eau dans les méandres ou dans les fortes courbures, qui n'est pas représenté en modélisation 1D (surface libre horizontale). Un traitement *a posteriori* peut donc, le cas échéant, être réalisé pour calculer le relèvement du plan d'eau dans l'extrados. On pourra par exemple s'appuyer sur une formule du 1^{er} ordre de calcul du devers d utilisée dans les études PPI :

$$d = \frac{L V^2}{C 2g}$$

avec :

V : la vitesse moyenne (m/s) ;

L : largeur au miroir (m) ;

C : le rayon de courbure (m).

6.5. LA CONFLUENCE

Les cas avec présence de confluence importante à proximité du site étudié doivent faire l'objet d'un traitement particulier, notamment dans la définition des scénarios de débit. On se reportera à la contribution spécifique traitant de ce point.

Dans le cas des modèles 1D, on prendra soin de vérifier que la modélisation est adaptée aux hypothèses du code de calcul au niveau de la confluence.

7. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Les évolutions importantes qui pourraient justifier une révision anticipée des calculs de la cote atteinte par une inondation extrême pourraient être causées par deux éléments :

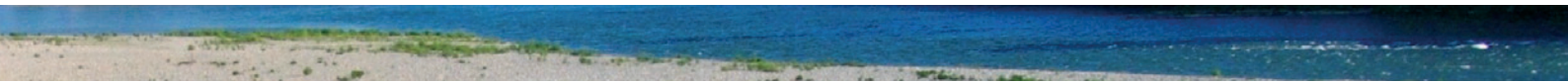
- les évolutions des débits extrêmes en entrée du modèle (cf. la contribution « Les crues fluviales - Évaluation des débits extrêmes par la méthode du renouvellement ») ;
- les évolutions du lit impactant de manière sensible les conditions d'écoulement dans les limites du modèle (évolutions anthropiques ou naturelles).

Les types d'évolutions topographiques ou bathymétriques susceptibles de changer à court terme et de manière notable la cote atteinte par une crue extrême peuvent être décrits ainsi :

- l'évolution morphologique du terrain (lit mineur ou lit majeur) subite avérée et de grande ampleur, située à une distance d'influence hydraulique potentielle. En général, cette évolution est consécutive à une action anthropique très importante dont l'influence peut perdurer sur de longues périodes (plusieurs décennies). Elle peut aussi être d'origine naturelle ;
- l'évolution importante du mode d'occupation des sols ou de l'aménagement du territoire en travers du lit à une distance d'influence hydraulique potentielle.

Dans cette catégorie, on peut indiquer en particulier :

- les implantations de nouvelles infrastructures de transport dans le lit du fleuve : infrastructures routières (autoroutes, ponts), ferroviaires, etc. ;



- les implantations de nouveaux ouvrages hydrauliques ou modification d'ouvrages existants: digues de protection, barrages, seuils, usines hydro-électriques, etc. ;
- les urbanisations importantes supprimant potentiellement plus de 10 % de la section débitante (c'est-à-dire une zone du lit majeur occupant une section active participant pour plus de 10 % au passage du débit) ;
- la modification importante du couvert végétal et des pratiques agricoles, entraînant un changement de la rugosité.

Remarque : en l'état des connaissances, les impacts du changement climatique sur l'hydrologie ne peuvent être pris en compte de manière anticipée : ils seront pris en compte dans le cadre des réexamens décennaux.

Les paramètres identifiés comme influents lors de l'étude de sensibilité font partie évidemment des paramètres à surveiller. Cette surveillance est importante pour permettre le suivi des évolutions potentielles et la réévaluation anticipée des niveaux d'eau en crue extrême.

Dans la mesure du possible, l'exploitant pourra essayer d'anticiper ces évolutions à l'échelle de la durée de vie qu'il attribue à l'installation.

8. LES RÉFÉRENCES

On pourra s'appuyer sur les références suivantes :

- [1] Pour des généralités sur la mise en œuvre des études hydrauliques, on pourra se référer au « Guide méthodologique pour le pilotage des études hydrauliques » publié en septembre 2007 par le CETMEF, rattaché au ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durables.
- [2] Pour des généralités sur l'hydraulique fluviale : « Hydraulique générale et appliquée » M. CARLIER. Eyrolles. Collection DER. 1980.

9. ANNEXE

Exemple de démarche méthodologique de détermination des coefficients de Strickler dans les modèles hydrauliques.

Les barèmes présentés ci-après sont des exemples de gammes de coefficients de Strickler utilisées par EDF dans ses modèles hydrauliques.

1. EXEMPLES DE VALEURS DE COEFFICIENTS DE STRICKLER À RETENIR POUR LES ZONES DU LIT MAJEUR NE POUVANT FAIRE L'OBJET D'UNE VALIDATION – CAS DES MODÈLES 2D

Les valeurs proposées en **gras** (cf. [tableau 1](#)) sont les valeurs médianes de la gamme, ou encore les valeurs « les plus statistiquement probables ».

Cependant, **il appartient à l'expert de choisir une valeur dans la gamme proposée en fonction du terrain modélisé.**

2. EXEMPLES DE VALEURS DE COEFFICIENTS DE STRICKLER À RETENIR POUR LES ZONES DU LIT MAJEUR NE POUVANT FAIRE L'OBJET D'UNE VALIDATION – CAS DES MODÈLES 1D.

Les valeurs des coefficients de Strickler définies dans le tableau précédent ne peuvent pas être reprises telles quelles pour l'exploitation d'un modèle numérique 1D.

En effet, certains phénomènes physiques tels que les dissipations d'énergie dans les zones de recirculation ne peuvent pas être modélisés en 1D. Ils sont donc pris en compte soit dans des pertes de charge singulières, soit dans le terme de frottement, ce qui a pour conséquence de faire baisser la valeur du coefficient de Strickler (plus ce coefficient est faible, plus les dissipations sont importantes). Ainsi, pour un même écoulement, le coefficient de Strickler d'un modèle 2D sera en général plus élevé que le coefficient de Strickler du modèle 1D correspondant.

D'autre part, dans le cas d'une modélisation 1D, le coefficient de Strickler n'est pas défini « par zones ». On ne distingue que le coefficient de Strickler du lit mineur et le coefficient de Strickler du lit majeur, lequel est moyenné dans une direction transverse à l'écoulement. Par ailleurs, il n'y a pas de distinction rive gauche/rive droite.

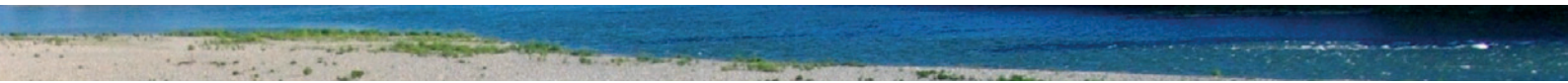
Le coefficient de Strickler du lit mineur est toujours obtenu par calage.

Dans le cas du lit majeur, plusieurs situations se rencontrent, pour lesquelles des démarches différentes peuvent être mises en œuvre :

- le lit majeur est homogène et correspond à une zone entièrement inondée pour des crues connues : le coefficient de Strickler correspondant est alors déterminé par calage ;
- le lit majeur est homogène mais ne correspond pas à une zone inondée pour des crues connues : la valeur du coefficient de Strickler correspondant est alors déterminée suivant la nature de la zone, par exemple selon le barème présenté dans le [tableau 2](#) ci-dessous. Les valeurs médianes présentées dans ce tableau correspondent aux valeurs basses des différentes classes de végétation identifiées pour des modèles 2D ;
- dans le cas où le lit majeur est très hétérogène (présence de zones inondées pour des crues courantes, de zones à végétation basse, de forêts et d'agglomération), la valeur du coefficient de Strickler correspondant est le coefficient « calé ».

Ainsi dans le cas des crues extrêmes modélisées par un modèle 1D, le choix du coefficient de Strickler du lit majeur est délicat et très souvent, la valeur retenue est déterminée par expertise.

Remarque : dans le cas d'un modèle 1D, le coefficient de Strickler n'est pas le seul paramètre de calage. Il est nécessaire, avant de définir ce coefficient, de bien représenter le fonctionnement hydraulique de la rivière (définition des profils, répartition lit mineur / lit majeur, présence de zones de stockage, casiers, etc.).



Nature globale de la surface composant la majorité de la zone du lit majeur considéré	Valeur proposée pour le coefficient de Strickler (en $m^{1/3}/s$)
Zones de champs, prairies, sans cultures	20
Zones de champs cultivés à végétation basse	15 à 20 ⁽¹⁾ - 18
Zones de champs cultivés à végétation haute	0 à 15 ⁽¹⁾ - 13
Zones d'arbustes, de sous-bois	8 à 12 ⁽¹⁾ - 10
Zones à faible urbanisation (bourg)	8 à 10 ⁽¹⁾
Zones à forte urbanisation (agglomération)	5 à 8 ⁽¹⁾

Tableau 1 Valeurs des coefficients de Strickler à retenir pour les modèles 2D.

⁽¹⁾ : Suivant densité

Nature globale de la surface composant la majorité de la zone du lit majeur considéré	Valeur proposée pour le coefficient de Strickler (en $m^{1/3}/s$)
Zones de champs, prairies, sans cultures	15 à 20 ⁽¹⁾ - 18
Zones de champs cultivés à végétation basse	13 à 18 ⁽¹⁾ - 15
Zones de champs cultivés à végétation haute	8 à 13 ⁽¹⁾ - 10
Zones d'arbustes, de sous-bois	5 à 10 ⁽¹⁾ - 8
Zones à faible urbanisation (bourg)	5 à 8
Zones à forte urbanisation (agglomération)	5

Tableau 2 Valeurs des coefficients de Strickler pour des modèles 1D.

⁽¹⁾ : Suivant densité



LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

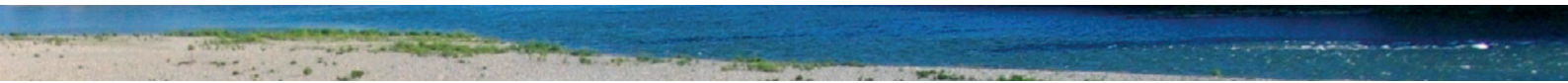
V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT





LES CRUES FLUVIALES – CONFLUENCE

Auteurs principaux

A. Besnard (EDF R&D - LNHE), C. Cheviet (EDF R&D - LNHE)

1. LES SPÉCIFICITÉS DE LA PROPAGATION DES ONDES ET DES ÉCOULEMENTS EN SITUATION DE CONFLUENCE	128
1.1. LA DÉFINITION	128
1.2. LE CAS PARTICULIER DES ONDES DE SUBMERSION	128
1.3. UNE REMARQUE IMPORTANTE	128
2. LA CARACTÉRISATION DES DÉBITS À UNE CONFLUENCE	128
3. LA MODÉLISATION HYDRAULIQUE D'UNE CONFLUENCE	129
3.1. LE PRINCIPE	129
3.2. LA DÉMARCHE DE CALAGE DU MODÈLE HYDRAULIQUE	129
3.3. L'ÉVALUATION DES NIVEAUX EXTRÊMES EN SITUATION DE CONFLUENCE	130
3.4. LES MODÉLISATIONS DE CRUES NATURELLES EN RÉGIME TRANSITOIRE	130

1. LES SPÉCIFICITÉS DE LA PROPAGATION DES ONDES ET DES ÉCOULEMENTS EN SITUATION DE CONFLUENCE

1.1. LA DÉFINITION

Un confluent, ou point de confluence, est le lieu où se rejoignent deux (parfois plus) cours d'eau.

En général, l'un des deux cours d'eau, dont le débit est moins important, est considéré comme l'affluent. Il arrive que le cours d'eau né de la confluence de deux ou plusieurs autres prenne un nom nouveau. C'est le cas en France, par exemple, de la Maine ou de la Gironde.

Lorsque la qualité des eaux est très différente, le point de confluence peut avoir des caractéristiques particulières (sédimentaires, de courants et écologiques).

1.2. LE CAS PARTICULIER DES ONDES DE SUBMERSION

Lors de l'étude d'une rupture de barrage, l'onde de submersion se propage le long du fleuve et une partie du volume de cette onde va remonter dans les affluents situés de part et d'autre de la branche principale. À chaque confluence, cette remontée d'une partie de l'onde va contribuer à l'amortissement de l'onde par effet dynamique (restitution par effet retard).

En cas de présence d'un site d'intérêt sur un fleuve proche d'une confluence, il est donc important d'étudier l'impact éventuel de la remontée jusqu'au site d'une onde de rupture de barrage, même si celui-ci est localisé sur l'autre branche de la confluence.

1.3. UNE REMARQUE IMPORTANTE

On s'intéresse principalement ici aux confluences où les deux cours d'eau et la zone de confluence doivent être modélisés entièrement en terme hydraulique (géométrie complète des deux biefs amont et de la zone de confluence), ce qui est le cas par exemple des confluences avec des affluents de débits équivalents ou proches (Rhône – Saône) ou en cas d'extension importante des zones d'inondation à la confluence (confluence Ain-Rhône par exemple).

2. LA CARACTÉRISATION DES DÉBITS À UNE CONFLUENCE

La répartition des débits à une confluence est le résultat d'une étude hydrologique. Si une période de retour est affectée au scénario de crue naturelle étudié dans le cadre du dimensionnement (ex : crue centennale, millénaire), une étude hydrologique permettra de déterminer les débits correspondants sur chaque branche (*a priori* trois études hydrologiques sont donc à prévoir).

Pour des affluents d'importance significativement moindre, le débit de l'affluent pourra correspondre au débit complémentaire permettant d'obtenir sur la branche aval le débit de période de retour recherché sur le cours d'eau principal (deux études hydrologiques à prévoir dans ce cas).

Pour plus de renseignement sur la démarche de détermination des débits extrêmes sur les grands bassins versants, le lecteur est invité à se reporter à la contribution correspondante. Ces débits seront ensuite combinés en plusieurs scénarios afin de déterminer la situation la plus pénalisante sur le site étudié (cf. § 3.3).

3. LA MODÉLISATION HYDRAULIQUE D'UNE CONFLUENCE

3.1. LE PRINCIPE

En situation de crue forte sur les deux cours d'eau amont, la zone inondée à la confluence va peu à peu s'élargir et couvrir une surface de plus en plus grande par débordement. Ainsi, si l'on souhaite examiner précisément ce qui se passe localement au niveau de cette zone complexe d'échanges, une modélisation bidimensionnelle est conseillée.

Si l'on étudie le cas de la propagation d'une rupture de barrage le long d'un fleuve, il est intéressant d'y faire figurer les principaux affluents afin de prendre en compte l'impact de la remontée de l'onde dans chaque branche. En cas d'utilisation d'un modèle monodimensionnel pour la propagation de l'onde de rupture, l'utilisation d'un code numérique capable de modéliser ces remontées est conseillée. Une partie de l'affluent sera donc modélisée par une branche distincte avec des profils en travers jusqu'à la limite de remontée du front d'onde secondaire (réseau ramifié).

Pour des affluents de moindre importance, on pourra se limiter à une modélisation de l'affluent par un simple débit d'apport (dans le cas d'un modèle 1D) correspondant au débit complémentaire permettant d'obtenir sur la branche aval le débit de période de retour recherché sur le cours d'eau principal. On s'intéresse ci-dessous au cas où le modèle étudié intègre entièrement les deux affluents (modèle 2D ou modèle 1D ramifié).

3.2. LA DÉMARCHE DE CALAGE DU MODÈLE HYDRAULIQUE

Pour plus de renseignement sur la démarche de détermination des niveaux hauts, le lecteur est invité à se reporter à la contribution « Les crues fluviales – Hydraulique ». On ne détaillera ici que les points spécifiques aux confluences.

Le cas de la proximité d'un site avec la confluence de deux rivières ou fleuves nécessite de définir des configurations d'écoulement à l'amont et/ou à l'aval particulières, en prenant en compte le caractère plus ou moins concomitant des événements sur les deux branches amont des fleuves.

Une démarche de calage du lit mineur est proposée pour les modèles intégrant une confluence de cours d'eau (cf. figure 1) :

Calage des branches 1 et 3 : observation d'une forte crue de calage sur la branche 1, simulation en permanent au pic de crue avec injection du débit complémentaire sur la branche 2 pour obtenir le pic de crue observé sur la branche 3.

Calage des branches 2 et 3 : observation d'une forte crue de calage sur la branche 2, simulation en permanent au pic de crue avec injection du débit complémentaire sur la branche 1 pour obtenir le pic de crue observé sur la branche 3.

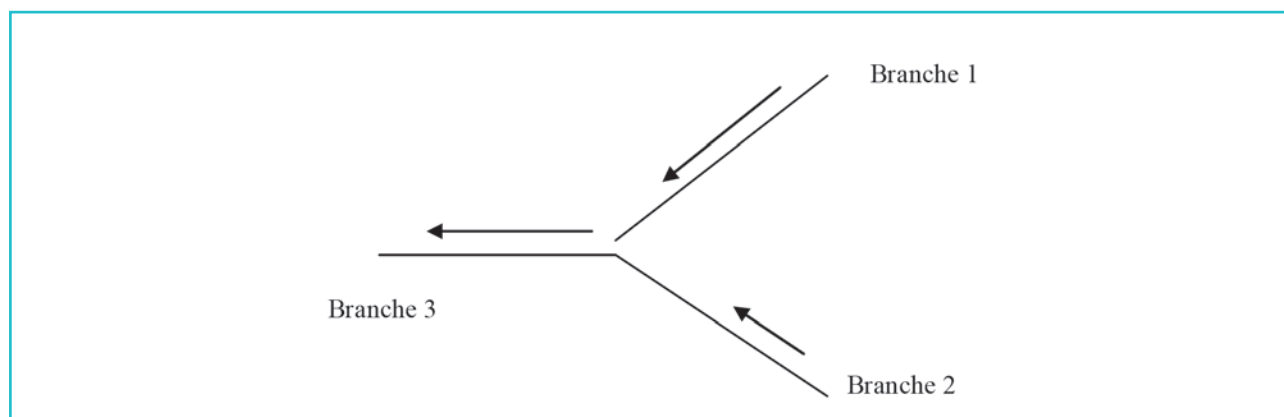


Figure 1

Ceci est bien évidemment soumis à la disponibilité d'observations de cotes mesurées de qualité, pour des crues fortes et récentes, sur les différentes branches du modèle. En l'absence de telles données, des valeurs de coefficient de frottement « standard » pourront être imposées dans le lit mineur.

3.3. L'ÉVALUATION DES NIVEAUX EXTRÊMES EN SITUATION DE CONFLUENCE

Concernant le calcul de la cote extrême de dimensionnement en contexte de confluence, deux aléas sont concernés : la crue extrême, et éventuellement la rupture de barrage (*via* le choix d'un scénario de répartition des débits de base) (voir les contributions « Les crues fluviales - Évaluation des débits extrêmes par la méthode du renouvellement », « Les crues fluviales – Hydraulique » et « Les ruptures d'ouvrages en travers »).

L'approche préconisée est la recherche d'un scénario de débits pénalisant, en faisant varier ceux-ci sur chaque branche, tout en les bornant par les débits extrêmes de dimensionnement (ou débits de base retenus si on étudie la rupture de barrage) des trois branches de la confluence.

Suivant les cas d'études rencontrés, une simple réflexion préliminaire peut permettre de déterminer *a priori* le scénario de répartition des débits le plus pénalisant.

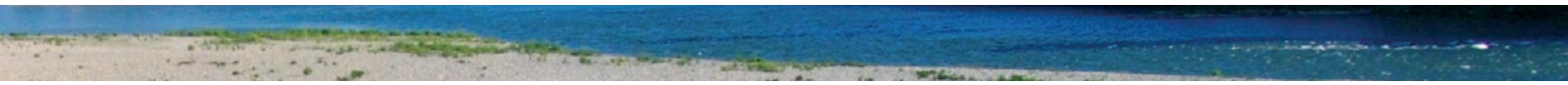
Si tel n'est pas le cas, différentes configurations d'écoulement pourront être testées. Celle menant aux plus hauts niveaux autour du site sera retenue comme le scénario définissant la cote extrême de dimensionnement.

3.4. LES MODÉLISATIONS DE CRUES NATURELLES EN RÉGIME TRANSITOIRE

La modélisation des crues en régime transitoire se heurte à la difficulté de déterminer le degré de concomitance des débits de pointe sur les affluents amont, pour des événements extrêmes jamais observés.

Une démarche pragmatique pourrait consister à recenser les décalages observés entre débits de pointes des fortes crues récentes, et à examiner la répartition des décalages en fonction de la force de la crue. Ceci peut donner un ordre de grandeur d'un déphasage pertinent en cas de crue extrême.

Une fois ce déphasage connu, un scénario de débits est alors à bâtir, en respectant une borne supérieure sur chaque branche correspondant au débit donné par l'étude hydrologique pour la période de retour étudiée.



LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

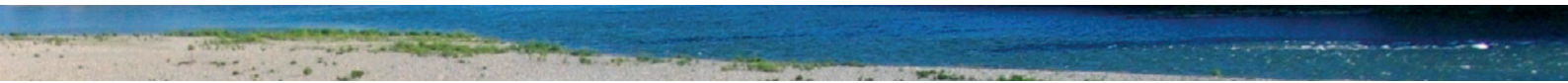
Auteurs principaux

C.-M. Duluc (IRSN), J. Lavabre (CEMAGREF)

Contributeurs

M. Desbordes (Université de Montpellier), R. Garçon (EDF/DTG), J.-P. Laborde (Polytech'Nice),

L. Kateb (CEA), C. Perret (EDF DTG), V. Rebour (IRSN), D. Roullet (CNR)



1. LE PRÉAMBULE	134
2. L'IMPACT DES AMÉNAGEMENTS DES COURS D'EAU (CNR)	134
2.1. L'IMPACT DES AMÉNAGEMENTS SUR LES CRUES	134
2.2. LA PROBLÉMATIQUE DE L'HOMOGENÉITÉ DES MESURES DE DÉBIT	135
2.3. LE SUIVI DES IMPACTS PROVOQUÉS PAR LES AMÉNAGEMENTS ET L'ANTHROPISATION	135
3. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION DES DÉBITS DE POINTE DE CRUE	135
3.1. L'HYDROGRAMME DE CRUE	135
3.2. LE CAS DES BASSINS VERSANTS JAUGÉS	136
3.2.1. La méthode du Gradex et la méthode Shadex	136
3.2.2. La méthode Shypre	136
3.3. LE CAS DES BASSINS VERSANTS NON JAUGÉS	137
3.3.1. Les formules empiriques de régression multiples	137
3.3.2. Les modèles pré-paramétrés de transformation de la pluie en débit	137
3.3.3. Les modèles QdF de référence	138
3.3.4. Le modèle Shyreg régionalisé	139
3.4. LA SYNTHÈSE SUR L'ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES	139
4. LA DÉTERMINATION DES NIVEAUX D'EAU À PARTIR DES DÉBITS	140
5. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	141
6. LES RÉFÉRENCES	141

1. LE PRÉAMBULE

Les phénomènes en jeu dans la formation de crues sur de petits bassins versants sont présentés dans les contributions « Les pluies et le ruissellement induit sur le site » et « Les crues fluviales (ch. 1 à 4) ». Les données d'entrée nécessaires à l'étude des crues de petits bassins versants, sont aussi présentées chacune de ces contributions.

Après un point sur les impacts des aménagements des cours d'eau, la contribution présente un état des lieux des méthodes de calcul de débit extrême, ainsi que les conclusions du groupe de travail sur une méthode de référence à préconiser. En dernier lieu, la contribution présente quelques éléments concernant l'étape de détermination de hauteurs d'eau au niveau du site.

2. L'IMPACT DES AMÉNAGEMENTS DES COURS D'EAU (CNR)

L'ampleur des crues est directement liée aux conditions d'écoulement et de rétention du bassin versant. Les aménagements hydrauliques (digues, etc.) et l'anthropisation (imperméabilisation des sols, etc.), en changeant les caractéristiques naturelles des bassins versants (coefficient d'écoulement, temps de concentration, capacité de rétention, etc.) et par conséquent leur réponse hydrologique à une pluie donnée, conduisent à modifier de manière significative les hydrogrammes des crues en aval.

Cependant, pour les événements extrêmes et à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la quasi totalité de la pluie ruisselle et alimente le cours d'eau. De ce fait, pour les plus grandes crues, on peut considérer que la pointe de débit devient relativement indépendante des aménagements du bassin versant.

2.1. L'IMPACT DES AMÉNAGEMENTS SUR LES CRUES

Les impacts des aménagements sur les crues sont nombreux et dépendent de la manière dont ils modifient les caractéristiques physiques du bassin versant. Pour exemple, on citera de façon non exhaustive :

- l'imperméabilisation des terrains liée à l'urbanisation impliquant une diminution de la capacité de rétention et du temps de concentration avec une augmentation du pic de la crue et de son volume écoulé ;
- la construction de retenues et/ou l'aménagement de zones d'expansion des crues entraînant le laminage de la pointe de crue par stockage d'une partie du volume écoulé ;
- les endiguements et/ou la réduction des zones inondables provoquant une accélération de la vitesse de propagation des ondes de crue, avec aggravation du pic ;
- l'évolution des pratiques agricoles et des surfaces boisées se traduisant par une modification de la capacité de rétention et des temps de concentration, avec comme conséquence soit une augmentation, soit une atténuation des pics de crue ;
- les aménagements des lits (dragages, recalibrages, entretien des lits, obstacles, ponts, etc.) modifiant les conditions d'écoulement hydraulique dans le lit avec un impact sur l'hydrogramme de crue et les temps de propagation.

Il convient de noter que, outre l'impact sur les volumes des crues et leur débit de pointe que l'on peut constater sur un bassin unitaire, tout changement des conditions d'écoulement conduit à une modification des temps de réponse. Dans le cas de bassins composés, les crues des sous-bassins qui, à l'état naturel, se succèdent en aval du fait des temps de réponses distincts, peuvent tout à fait être concomitantes après aménagement. Les conséquences d'un aménagement dépassent alors largement le simple impact constaté sur l'hydrogramme du sous-bassin correspondant.

De manière générale, comme cela a déjà été noté, les aménagements n'ont un impact que sur les crues moyennes à fortes. Pour les crues extrêmes, leur impact relatif devient soit nul, soit quasi négligeable.



2.2. LA PROBLÉMATIQUE DE L'HOMOGENÉITÉ DES MESURES DE DÉBIT

Une des difficultés que l'on peut rencontrer, suite à l'évolution progressive dans le temps des conditions d'écoulement, est liée à l'exploitation des mesures historiques.

En effet, les débits de crue de projet contre lesquelles on souhaite se protéger, ont rarement été observés. Ils sont en général extrapolés à partir des débits des crues de fréquence plus courantes disponibles dans les chroniques historiques.

L'évolution dans le temps de l'aménagement du bassin versant, implique donc de vérifier soigneusement l'homogénéité des chroniques historiques sur la période disponible, et d'y apporter éventuellement les corrections nécessaires. La mise en œuvre de ce point est approfondie dans la contribution « Les crues fluviales - Évaluation des débits extrêmes par la méthode du renouvellement », au paragraphe concernant la correction des influences.

2.3. LE SUIVI DES IMPACTS PROVOQUÉS PAR LES AMÉNAGEMENTS ET L'ANTHROPISE

Enfin, dans le cas d'un site ou d'un ouvrage déjà existant dans le lit d'un cours d'eau, une modification dans le bassin versant peut en altérer le degré de protection contre les crues. Dans la pratique, en dehors de la construction d'un grand aménagement, ce qui est rarement le cas dans le cadre des petits bassins versants que l'on considère dans cette note, les conséquences significatives des aménagements et de l'anthropisation sont souvent dues au cumul de petites modifications qui, prises isolément, n'ont pas d'impact sensible.

Il conviendra d'être vigilant et d'évaluer l'impact de toute évolution du bassin versant pouvant modifier les hydrogrammes de crue au droit du site.

3. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION DES DÉBITS DE POINTE DE CRUE

Cette partie a pour objectif de faire un état des lieux des principales méthodes de calcul des crues extrêmes. Elle est largement inspirée du guide PPRI [1], auquel le lecteur pourra se reporter pour approfondir le sujet.

3.1. L'HYDROGRAMME DE CRUE

Le guide PPRI [1] élargit l'étude du débit de pointe à une approche statistique débit-durée-fréquence, qui permet une caractérisation plus complète des crues que la simple recherche d'un débit de pointe. Une telle démarche apparaît évidemment souhaitable, et l'étude des débits de pointe, approfondie dans la suite de ce document, sera utilement complétée par l'élaboration d'un hydrogramme. L'hydrogramme de crue est la représentation graphique dans le temps (de quelques minutes pour les petits bassins urbains à quelques jours pour les grands bassins versants de plaine) de la variation du débit.

Quatre variables caractérisent un hydrogramme de crue :

- le débit maximal atteint, souvent dénommé débit de pointe ;
- le volume de la crue représenté par l'intégrale de l'hydrogramme ;
- la durée de la crue ;
- le débit de base (débit ou débit de crue).

Selon les données disponibles, l'hydrogramme de crue peut être élaboré différemment.

Si suffisamment de données sont disponibles, l'hydrogramme peut être élaboré à partir des hydrogrammes de crue observés (méthode du Gradex ou élaboration de l'hydrogramme moyen mono-fréquence développée par EDF par exemple (cf. guide [1])).

En l'absence de telles données (notamment pour l'étude des bassins versants non jaugés), l'hydrogramme de crue est généralement issu d'une modélisation dynamique de la pluie en débit. Cette modélisation est présentée succinctement au paragraphe 3.3.2 et plus en détail dans la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site » (cf. § 4.4).

3.2. LES CAS DES BASSINS VERSANTS JAUGÉS

Si des données hydrométriques sont suffisamment nombreuses et de bonne qualité, le cas des petits bassins versants peut être traité par une méthode analogue à celle des grands bassins versants. L'extrapolation statistique devra être compatible avec la durée de l'échantillon de mesures disponible.

Si les données disponibles sont insuffisantes pour réaliser une étude statistique robuste, celles-ci s'avèrent cependant précieuses pour caractériser, à partir de quelques années de suivi, le régime hydrographique du bassin versant ou pour caler un des modèles pluie-débit présentés dans la partie ruissellement urbain (notamment si seulement quelques mesures de débits forts sont disponibles).

Sur ce point, le groupe de travail préconise la mise en place de mesures de débit sur les rivières pour lesquels on souhaite étudier le risque de crue.

3.2.1. La méthode du Gradex et la méthode Shadex

La méthode du Gradex, développée par EDF, permet d'extrapoler la distribution de fréquence des débits par de l'information pluviométrique, en supposant qu'à partir d'une certaine période de retour (entre 10 et 50 ans), l'ensemble de la lame d'eau précipitée ruisselle sur le bassin versant. Graphiquement, les débits de fréquence exceptionnelle sont extrapolés parallèlement à la loi d'extrapolation des pluies journalières (loi de Gumbel ou loi exponentielle selon l'échantillonnage effectué).

Cette méthode, applicable pour des bassins versants de tailles très différentes (de 10 à 10 000 km²), a connu un large succès grâce à sa relative facilité de mise en œuvre. Cependant, il convient de signaler que cette méthode, élaborée pour estimer des crues de période de retour de l'ordre de 1 000 ans et plus, présente des incertitudes significatives sur les périodes intermédiaires (de l'ordre de 50 à 100 ans). De plus, l'estimation du débit de pointe à partir du débit journalier estimé, dépend de la durée sur laquelle on considère que l'accroissement du débit est égal à l'accroissement de la pluie. L'évaluation de cette durée constitue un point délicat de l'étude.

La méthode Shadex, développée aussi par EDF, propose une évolution du Gradex reposant sur une classification des pluies journalières par type de temps et par saison en association avec une modélisation de la pluie en débit.

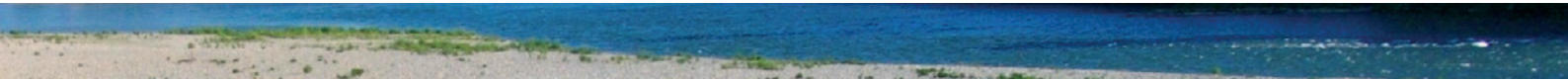
Pour plus d'éléments sur ces méthodes, le lecteur pourra se référer aux documents [4] et [5].

Ces deux méthodes donnent de bons résultats sur des calculs d'aléas millénaux ou même plus rares, mais nécessitent des données de débits, qui ne sont pas disponibles en pratique sur tous les sites. De plus, elles sont adaptées sur des tailles de bassins versants spécifiques, qui ne couvrent ni les très petits bassins versants ruraux (< 10 km²), ni les très grands bassins versants (> 10 000 km²). Ces contraintes posent donc des problèmes d'homogénéité de période de retour calculable selon le type de données disponibles ou la taille le les caractéristiques » hydrologiques du bassin versant étudié.

3.2.2. La méthode Shypre

Cette méthode, développée au CEMAGREF, associe un générateur aléatoire de pluies horaires (cf. modèle Shypre présenté dans la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site ») et une transformation de la pluie en débit. La méthode génère ainsi de longues chroniques de pluies horaires et les hydrogrammes de débits associés. Les échantillons simulés sont comparables à des chroniques d'observation et un simple classement des pluies et des débits permet de tracer les distributions de fréquence « empirique » des pluies et des débits de toutes durées, et d'en déduire les quantiles pour des périodes de retour allant jusqu'à 1 000 ans, sans faire appel à une loi de probabilité.

Une des versions du modèle met en œuvre la transformation pluie-débit en utilisant la fonction de production du Soil Conservation Service et la fonction de transfert de l'hydrogramme unitaire (cf. partie ruissellement urbain). Le modèle GR3H, développé au Cemagref, est aussi utilisé.



Quel que soit le modèle utilisé, la méthode Shypre nécessite normalement de caler la transformation pluie-débit avec des observations de débit et aussi le générateur de pluies horaires.

La méthode Shypre nécessite de disposer du modèle de génération de pluie et d'un modèle de transformation de la pluie en débit. Cet inconvénient est en partie levé dans la méthode Shyreg qui propose directement des estimations de débit sur la totalité du réseau hydrographique (cf. § 3.3.4).

Un des intérêts majeurs de Shypre est de fournir une collection d'hydrogrammes de crue de forme « réaliste », utiles pour les calculs hydrauliques des aménagements et de proposer des estimations de débits et de volumes de crue sur l'ensemble de la plage de fréquence (du courant à l'exceptionnel).

Le guide PPRI [1] indique que les quantiles de crue obtenus à partir de la méthode Shypre sont parfois plus forts que ceux issus d'une extrapolation par la méthode du Gradex et ses variantes. Des validations sont encore nécessaires pour évaluer le domaine respectif d'application de chacune de ces méthodes, leur plage d'incertitude et leurs limitations.

Par ailleurs, le modèle Shypre ne propose pas de calcul d'intervalle de confiance.

3.3. LES CAS DES BASSINS VERSANTS NON JAUGÉS

3.3.1. Les formules empiriques de régression multiples

De nombreuses synthèses régionales ont été élaborées afin de pallier le manque de mesures sur les bassins versants non jaugés (formules de Francou-Rodier, synthèse des débits estimés par l'approche Gradex, formule Crupédix ou Socose). Le lecteur pourra se référer au guide PPRI [1] pour le détail de chacune d'entre-elles. Ces formules ne donnent qu'un ordre de grandeur des débits extrêmes, et sont souvent limitées à l'estimation de débits décennaux (formule Crupédix par exemple).

3.3.2. Les modèles pré-paramétrés de transformation de la pluie en débit

Ces modèles ont été présentés dans la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site » (Cf. partie relative aux modèles détaillés). Après un court rappel de quelques notions de base de ces modèles, la contribution aborde certaines spécificités d'application à des bassins versants ruraux.

3.3.2.1. Quelques notions de base

Dans les modélisations de la pluie en débit utilisées pour l'estimation des débits de crue, deux notions ont été introduites :

- la fonction de production ;
- la fonction de transfert.

La fonction de production détermine le volume de la crue. C'est la partie de la précipitation qui s'écoule durant la crue. Sa plus simple représentation mathématique est le coefficient d'écoulement C_r (ou coefficient de ruissellement). C_r varie entre 0 et 1 et représente la fraction de la pluie tombée sur l'ensemble du bassin versant qui s'écoule rapidement à l'exutoire.

La fonction de transfert est censée représenter le cheminement des eaux qui s'écoulent sur l'ensemble du bassin versant (sur et dans les versants) et dans le réseau hydrographique. Dans sa formulation la plus simple, ce processus très complexe, est approché par une variable unique : le temps de concentration du bassin versant. En termes de dimension, la fonction de transfert assure le passage des mm (ou m^3 par répartition des mm sur l'ensemble des bassins versants) au m^3/s , ce qui permet la détermination du débit de pointe.

Le temps de concentration t_c est un concept théorique : c'est le temps que met une goutte d'eau pour aller depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à son exutoire. De nombreuses formulations sont proposées dans la littérature. Elles conduisent malheureusement à des estimations significativement différentes de t_c .

3.3.2.2. La méthode rationnelle

Pour les bassins versants ruraux, la méthode rationnelle peut être aménagée pour intégrer une fonction de transfert, classiquement assimilée à un triangle isocèle.

Le guide PPRI [1] rappelle que le coefficient d'écoulement (ou coefficient de ruissellement), compris entre 0 et 1, croît avec la période de retour de l'événement modélisé. Parmi les nombreuses tables qui existent pour déterminer la valeur de ce coefficient C en fonction des caractéristiques physiques du bassin versant, il retient les valeurs proposées par Van Te Chow *et al* (1998) où C(T) est fonction de l'occupation des sols et de la pente moyenne du bassin versant. C(T) croît de 0,81 à 0,95 pour les sols imperméables (respectivement période de retour 10 à 100 ans). Pour les autres types d'occupation du sol (landes, prairies, terres agricoles, forêt, etc.), il propose les valeurs suivantes :

$C(T=10 \text{ ans}) = 0,35$; fourchette de variation (0,25 ; 0,35)

$C(T=100 \text{ ans}) = 0,50$; fourchette de variation (0,36 ; 0,55)

Au cas par cas, des valeurs différentes de celles présentées ci-dessus pourront être retenues, à partir de justifications sur les caractéristiques locales des bassins versants étudiés.^[1]

La méthode rationnelle nécessite de calculer la durée du temps de concentration t_c . Là aussi, de nombreuses formules de détermination du temps de concentration existent, et influencent fortement les débits maximaux calculés. On pourra se reporter au guide PPR pour la présentation des différentes formules de calcul du temps de concentration.

3.3.2.3. La méthode SCS (Soil Conservation Service)

Cette méthode propose la modélisation suivante pour la fonction de production du ruissellement :

$$R(t) = \frac{(P(t) - 0,2J)^2}{P(t) + 0,8J}$$

avec :

$R(t)$: la hauteur de ruissellement (en mm) ; $R(t) = 0$ si $P(t) < 0,2 J$;

$P(t)$: la pluie cumulée dans le temps au cours de la pluie de projet (en mm) ;

J : l'interception potentielle du bassin versant, déterminée à partir d'une table.

Ce modèle a été adapté dans la méthode Socose, qui couple la fonction de production avec une fonction de transfert définie par un hydrogramme unitaire.

Cet opérateur unitaire assure la répartition dans le temps à l'exutoire du bassin versant de 1 mm de pluie écoulé. De même que pour la méthode rationnelle, sa forme la plus simple est un triangle dont le temps de montée est égal au temps de concentration et dont la surface (intégrale dans le temps) est égale à 1. L'opérateur est linéaire :

- pour chaque pas de temps, l'hydrogramme généré à l'exutoire est proportionnel au volume de pluie écoulé ;
- la sommation des hydrogrammes générés pour chaque pas temps détermine la forme de l'hydrogramme de crue à l'exutoire.

Pour approfondir cette méthode, le lecteur pourra se référer à l'ouvrage [1].

3.3.3. Les modèles QdF de référence

On utilise parfois des modèles débit-durée-fréquence de référence pour reconstituer le régime des crues en tout site non jaugé. Cette méthode est détaillée dans le guide PPRI [1] ; elle repose sur l'estimation de paramètres locaux représentatifs du bassin versant, qui permettent de retenir un modèle QdF adimensionnel approprié avant de reconstituer le régime des crues en dénormalisant le modèle de référence.

Une approche voisine peut aussi être menée en construisant une distribution régionale adimensionnelle qui agglomère les données des stations hydrométriques à proximité du site à étudier (modèle QdF « régional convergent »).

[1] La formule rationnelle est considérée par certains experts mal adaptée aux bassins versants naturels ou ruraux, tout du moins dans l'estimation de la période de retour des débits calculés. En effet, cette formule s'écrit : $Q_p(T) = k C(T^*) i_m(t_c, T^*) A$

C étant le coefficient de ruissellement de période de retour T^* et i_m l'intensité maximale moyenne sur la durée du temps de concentration et la surface A. Dans les cas de bassins fortement urbanisés, C(T^*) est sensiblement constant de sorte que T est très voisin de T^* (relation déterministe). Pour les bassins naturels ou ruraux, il n'en est rien et T peut être très différente de T^* ou T^{**} . (Remarque de M. Desbordes)

3.3.4. Le modèle Shyreg régionalisé

Dans son premier développement, la méthode Shyreg propose une régionalisation du modèle pluie-débit, basée sur un modèle simple qui repose essentiellement sur le paramètre J de la fonction de production (SCS). La fonction de transfert est, elle supposée identique quelque soit le bassin versant étudié. La version actuellement disponible est basée sur le même générateur de pluie, mais associé à un modèle GR3H modifié. Le calage de ce modèle repose aussi sur un paramètre unique qui a été régionalisé.

En définitive, pour chacune des mailles du modèle Shyreg, des chroniques horaires de pluie sont simulées et transformées en hydrogrammes de crue. De ces chroniques de crue sont déduits les quantiles de débits de différentes durées et de différentes fréquences qu'il est possible de cartographier. La base de données des pluies et des débits est pixellisée au km².

L'obtention du débit à l'exutoire d'un bassin versant, est réalisée en utilisant une fonction de transfert statistique, qui dépend de la surface du bassin versant, ainsi que de la durée et de la période de retour des débits recherchés.

Le modèle a été évalué sur la reconstitution de quantiles décennaux ; ce qui a abouti à l'estimation de l'incertitude suivante de la méthode : dans 75 % des cas, l'estimation est comprise dans une fourchette comprise entre la moitié et le double de la valeur déduite de l'observation sur la région méditerranéenne française.

Le portage national de la méthode, qui permettra une estimation directe des débits et des volumes de crue, pour des périodes de retour entre 2 et 100 ans et ceci sur l'ensemble du réseau hydrographique, est prévu pour fin 2009. La période de retour de 100 ans ne constitue pas une limite d'utilisation de Shyreg, mais les auteurs estiment qu'une attention particulière doit être portée pour des estimations de quantiles plus rares et ne proposent donc pas d'estimations « nationales » au-delà d'une période de retour de 100 ans.

3.4. LA SYNTHÈSE SUR L'ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES

Les formules de régression multiples et modèles pré-paramétrés non calés fournissent des résultats souvent moins précis que les méthodes que l'on peut mettre en œuvre lorsque l'on dispose d'une chronique de mesures intégrant des débits de crue. À partir de quelques années de suivi, les mesures de débit permettent de caractériser le régime hydrographique du bassin versant ou de caler un modèle de transformation pluie-débit.

Afin d'illustrer la variabilité des résultats entre différentes méthodes, le guide PPRI [1] propose l'inter-comparaison de débits décennaux, centennaux et millénaux obtenus sur plusieurs sous-bassins versants du Real Collobrier (Var). Cette comparaison montre que les écarts entre les méthodes (ajustement statistiques, Gradex, Shyreg, modèles QdF, méthode SCS, formule de régression multiples, etc.) peuvent atteindre facilement un facteur deux et parfois plus.

Cependant, de façon générale, la valeur de coefficient de 1,5 apparaît sérieusement fondée pour donner un ordre de grandeur des écarts entre débits centennaux et millénaux (avis d'experts confirmés par l'analyse statistique d'études réalisées avec la méthode Schadex sur des bassins versants de taille de 10 à 1 000 km²). De façon moins établie, des experts du groupe de travail ont proposé un coefficient de valeur 2 pour l'ordre de grandeur des écarts entre débits centennaux et décennaux. Enfin, l'état de l'art réalisé par le groupe de travail a permis de relever la pratique retenue par la société Réseau ferré de France, qui consiste à retenir un « débit extrême » correspondant à 1,8 x débit centennal, pour la vérification du dimensionnement de ses ouvrages hydrauliques. Ce débit « extrême » n'est pas associé à un temps de retour théorique.

La **figure 1** propose un récapitulatif schématisé des domaines d'application des différentes méthodes de calcul de débit. Les limites des méthodes Gradex, Schadex et Shyreg correspondent à des domaines sur lesquels les méthodes ont pu être validées alors que les limites des autres méthodes correspondent aux domaines d'utilisations habituels.

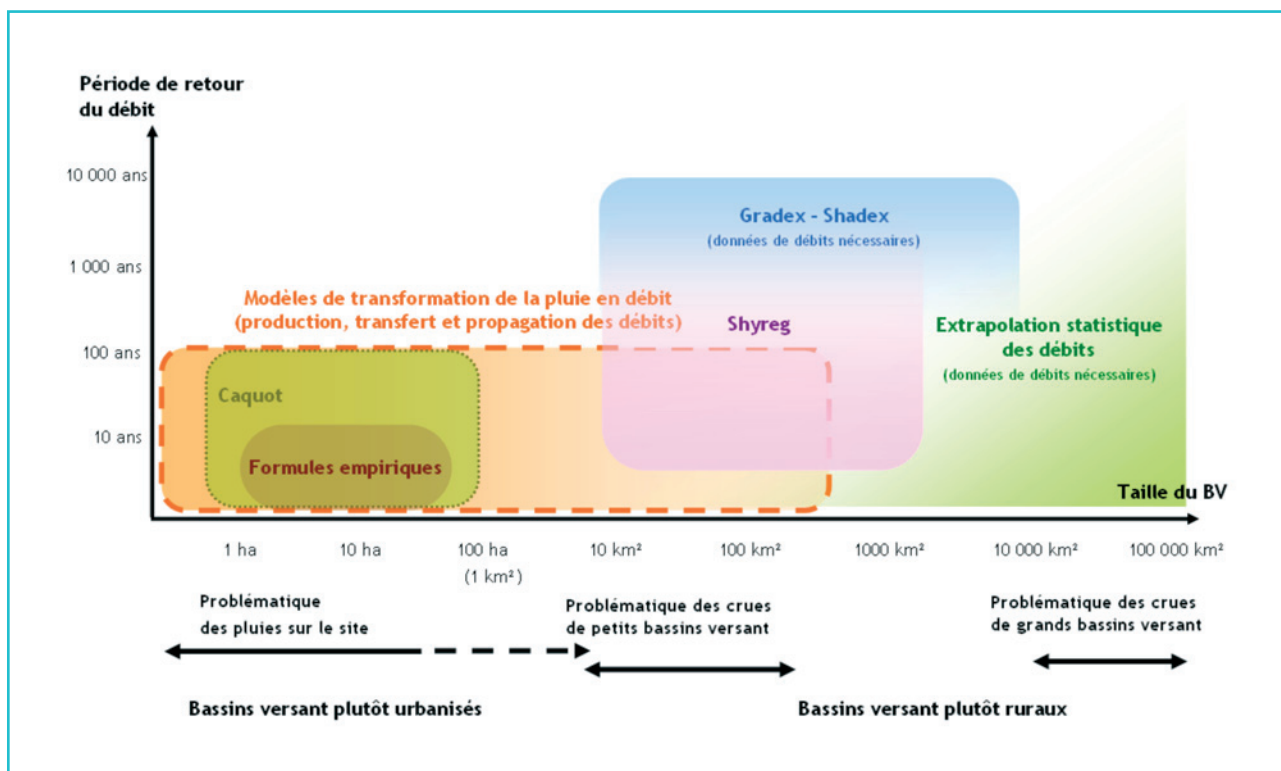


Figure 1 Récapitulatif schématique des domaines d'application des différentes méthodes de calcul de débit.

NB : les limites des méthodes Gradex (modélisation pluie débit simplifiée), Schadex et Shyreg (couplage d'un simulateur de pluies et d'un modèle pluie-débit) correspondent à des domaines sur lesquels les méthodes ont pu être validées alors que les limites des autres méthodes correspondent aux domaines d'utilisation habituels.

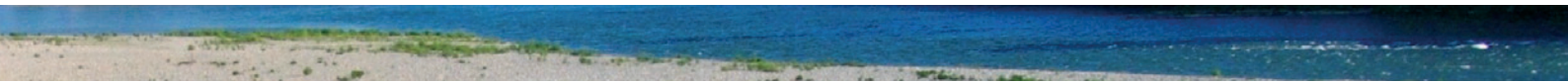
Le groupe de travail souligne qu'il peut être bien plus délicat d'estimer une crue sur un petit bassin versant que sur un fleuve où l'on dispose d'une longue chronique de mesures de débit. Ainsi, il peut être intéressant de recourir à différentes méthodes présentées dans la contribution pour conforter l'estimation des débits de crue.

4. LA DÉTERMINATION DES NIVEAUX D'EAU À PARTIR DES DÉBITS

Selon le degré d'impact de la crue sur le site étudié, cette partie pourra être plus ou moins détaillée.

On fournira *a minima* les éléments permettant de montrer l'absence de risque sur le site (hauteur atteinte par la crue selon une courbe de tarage au droit du site).

Une approche plus détaillée pourra consister à coupler le modèle de transformation pluies-débit à un modèle local 2D de propagation du débit au niveau du site (cf. la contribution « Les crues fluviales - Hydraulique »).



5. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteur d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- une évolution significative des caractéristiques des bassins versants drainés.

6. LES RÉFÉRENCES

- [1] Guide méthodologique pour l'estimation de la crue centennale dans le cadre des plans de prévention des risques d'inondation du MEDD – avril 2007 – rédigé et coordonné par M. LANG et J. LAVABRE.
- [2] Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement – 1997 – Coordinateur B. CHOCAT.
- [3] Les réseaux d'assainissement – Calculs, applications perspectives – 1997 – R. BOURRIER.
- [4] Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex. – 1994 – Comité Français des Grands Barrages – 18^{ème} Congrès CIGB / ICOLD Pluies extrêmes sur le Sud de la France (CD Météo-France Ministère de l'écologie).
- [5] Évolution de la méthode du Gradex : approche par type de temps et modélisation hydrologique – 2006 – E. PAQUET, J. GAILHARD, R. GARÇON – La Houille Blanche n°5/2006.

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

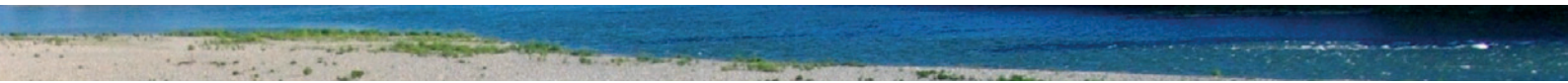
LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

Auteur principal

L. Llop (MEEDDAT/BETCGB)

Contributeurs

C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), A. Besnard (EDF R&D - LNHE), D. Bordes (EDF/SEPTEN),
M. Lefranc (EDF/CIH), L. Guimier (IRSN), A. Paquier (CEMAGREF), J.-F. Sidaner (AREVA),
D. Martineau (ASN)



1. LES GRANDS BARRAGES : LA DÉFINITION ET LA DESCRIPTION	144
1.1. LES BARRAGES EN MAÇONNERIE OU EN BÉTON	144
1.1.1. Les barrages-poids	144
1.1.2. Les barrages-voûtes	145
1.1.3. Les barrages à contreforts	145
1.2. LES BARRAGES EN REMBLAI	146
1.2.1. Les barrages en terre homogène	146
1.2.2. Les barrages zonés	146
1.2.3. Les barrages à masque	147
2. L'ANALYSE STATISTIQUE SOMMAIRE DES RUPTURES DE BARRAGES	147
2.1. LES BARRAGES EN REMBLAI	149
2.2. LES BARRAGES EN BÉTON ET MAÇONNERIE	149
2.3. REMARQUES	150
3. LES RECOMMANDATIONS DE LA COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES SUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION	150
4. LES PRATIQUES À L'ÉTRANGER	151
5. LA RÉGLEMENTATION EN FRANCE ET SES RÉCENTES ÉVOLUTIONS	152
6. LA MÉTHODE EMPLOYÉE POUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION ÉTABLIES DANS LE CADRE DES PLANS PARTICULIERS D'INTERVENTION	153
6.1. LA FORMULATION GÉNÉRALE	154
6.2. L'INITIALISATION DE LA RUPTURE	154
6.3. LA PROPAGATION DE L'ONDE	155
6.4. LE POINT D'ARRÊT DE L'ÉTUDE	156
6.5. LA PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE	156
7. LA MÉTHODOLOGIE EMPLOYÉE PAR EDF POUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION, ÉTABLIES DANS LE CADRE DE LA RFS I.2.E SUITE À L'INCIDENT DU BLAYAIS	156
7.1. LA RFS I.2.E ET LE RISQUE DE RUPTURE	156
7.2. LES HYPOTHÈSES SPÉCIFIQUES LIÉES À LA RFS I.2.E	157
7.3. LA DESCRIPTION DE LA MÉTHODOLOGIE	157
7.3.1. Les hypothèses	157
7.3.2. La propagation de l'onde	157
8. LA SYNTHÈSE DES TRAVAUX DU GROUPE DE TRAVAIL	158
8.1. LES CONTOURS DE LA CONTRIBUTION	158
8.2. L'APPROCHE RFS	158
8.3. LES STATISTIQUES DE RUPTURE	159
8.4. LA MÉTHODOLOGIE PPI	159

1. LES GRANDS BARRAGES : LA DÉFINITION ET LA DESCRIPTION

Si on se réfère à la réglementation actuelle, on pourrait considérer que les grands barrages sont ceux classés A au sens du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007. Il s'agit des barrages de plus de 20 m de hauteur par rapport au terrain naturel.

1.1. LES BARRAGES EN MAÇONNERIE OU EN BÉTON

À la maçonnerie utilisée depuis fort longtemps, a succédé le béton. Généralement en béton de masse, parfois en béton cyclopéen, les ouvrages ne font appel au béton armé que pour les voûtes de faible épaisseur ou pour les structures encadrant les ouvrages hydrauliques. Depuis quelques années, le béton compacté au rouleau (BCR) offre des solutions économiquement compétitives grâce à une mise en œuvre simplifiée.

1.1.1. Les barrages-poids

La stabilité des barrages-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids de la tranche de barrage considérée. Ils peuvent être en maçonnerie ou en béton, en maçonnerie hourdée à la chaux pour les plus anciens, en béton compacté au rouleau (BCR) pour les plus récents.

Cette forme de barrage convient bien pour des vallées plutôt larges ayant une fondation rocheuse de bonne qualité. Ils sont généralement découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints.

Toutes les formes de profil se rencontrent, depuis la forme rectangulaire simple pour les plus petits à la forme triangulaire en passant par des formes audacieuses plus élancées dans la partie supérieure. Au siècle dernier, les maîtres d'œuvre ont cherché à économiser de la matière en raidissant progressivement les parements. Ils ont donné une forme légèrement courbe au tracé en plan du barrage de manière à permettre les mouvements de la structure en évitant l'ouverture des joints, notamment en hiver. Les ruptures successives du barrage de Bouzey ont amené les constructeurs à plus de prudence en mettant en évidence le rôle joué par les sous-pressions tant dans les fondations que dans le corps du barrage.

Les formes les plus fréquentes des barrages-poids modernes sont des profils triangulaires qui se redressent en partie supérieure pour supporter la route de couronnement. Le parement amont est souvent vertical ou avec un fruit très faible.

On peut distinguer les barrages pour lesquels les fonctions poids et étanchéité sont assurées de manière conjointe, comme les barrages en maçonnerie « homogène » (bien que le parement amont soit souvent mieux appareillé et/ou recouvert d'un enduit), et ceux pour lesquels les deux fonctions sont parfaitement séparées : barrage poids à masque amont du type Lévy, barrage-poids en BCR avec membrane d'étanchéité ou masque amont en béton armé.

La stabilité des barrages-poids repose essentiellement sur leur fruit et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous-pressions.

Leur inconvénient majeur est de ne pas utiliser pleinement les capacités du matériau constituant la partie résistante du barrage (maçonnerie ou béton) à supporter des efforts importants de compression. Il est donc venu rapidement à l'idée des projeteurs de supprimer du béton superflu en allégeant la structure, en créant des arcades ou des niches sur le parement aval, en réduisant la surface d'assise au sol. Les barrages-poids évidés permettent d'économiser du béton au prix de coffrages plus compliqués. Lorsque ces élégissements descendent jusqu'à la fondation, il en résulte une augmentation des contraintes appliquées au sol de fondation. Mais la réduction de la surface d'assise se traduit par un meilleur drainage de ce contact. Les sous-pressions dangereuses pour la stabilité de l'ouvrage sont alors limitées.

Pour certains barrages en rivière, les vannes représentent une part importante du parement amont. La structure résistante est alors limitée au socle d'assise et aux contreforts entre vannes. On parle alors de barrages mobiles.

Les barrages-poids sont des structures peu déformables et peu sensibles, en exploitation, aux phénomènes thermiques. Classiquement, les calculs de stabilité distinguent deux ruptures potentielles, soit par glissement des plots, soit par ouverture de fissures sur le parement amont et basculement des plots autour de leur pied aval. La surface de rupture peut être interne au barrage ou correspondre au contact avec la fondation. Dans certains cas, elle peut aussi intéresser la fondation elle-même.

11.2. Les barrages-voûtes

L'utilisation de l'effet d'arc bien connu des constructeurs de cathédrales est plutôt récente dans le domaine des barrages (bien qu'on en trouve des applications dès le XIII^e siècle en Iran ainsi qu'en Europe par les Romains), probablement du fait que n'existaient pas les moyens d'étancher correctement la structure et les fondations. La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression, et donc de diminuer le volume du matériau constitutif.

Les barrages-poids-voûtes sont des barrages-poids dont la forme nettement arquée rend possible la création d'un véritable effet voûte et donc un report des efforts sur les appuis latéraux. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type encastrement. Il s'agit en général de barrages construits dans la première moitié du XX^e siècle qui ont fait l'objet de justifications par des calculs simplifiés utilisant par exemple la formule du tube.

Le parement amont est fréquemment vertical de manière à simplifier les coffrages. Le parement aval est souvent incliné mais il peut se présenter sous forme de marches d'escalier superposées pour simplifier l'exécution.

Précédées par des voûtes d'une trentaine de mètres de haut dans les années 1920, les grandes voûtes minces ont fait leur apparition au milieu du XX^e siècle. Grâce à des méthodes et des moyens de calculs plus puissants, les formes se sont allégées de manière à économiser de la matière et à faire travailler la structure au maximum de ses possibilités. Les arcs circulaires sont devenus paraboliques, elliptiques ou en spirales logarithmiques. Les parements à double courbure ont été généralisés. Les projeteurs ont poursuivi dans cette direction jusqu'à connaître les premiers déboires : fissuration de grandes voûtes trop minces eu égard à leur fondation rocheuse très rigide, rupture de la voûte de Malpasset pour d'autres raisons, géologiques notamment. Ils sont alors revenus à des formes moins allégées mais garantissant des coefficients de sécurité plus confortables.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois les arcs et les consoles que sont les plots de construction.

La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis, efforts liés à l'encastrement de la structure, à la poussée des arcs, mais aussi, pour les voûtes minces, aux fortes sollicitations hydrauliques dues à la finesse de la structure.

La présence de culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts des arcs supérieurs sur les rives.

Les barrages-voûtes sont déformables, sensibles à la poussée hydrostatique comme aux effets thermiques.

11.3. Les barrages à contreforts

Dans les sites larges où le projeteur ne peut pas inscrire un arc unique mais où la fondation rocheuse de qualité permet des sollicitations élevées, il est possible d'implanter un barrage à contreforts dont la structure comprend :

- une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;
- une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

La surface d'assise des contreforts peut s'élargir en semelle pour conserver des contraintes au sol réduites. La bouchure peut être constituée :

- d'une dalle plane en béton ;
- d'un élargissement du contrefort vers l'amont ;
- d'une voûte de faible portée.

Dans ce dernier cas, chaque voûte transmet à sa voisine une partie de la poussée hydrostatique. Le nombre de contreforts peut varier de quelques unités pour les plus grands d'entre eux (barrage de Grandval ou de Calacuccia), à plusieurs dizaines comme sur les barrages de la Girotte, de Roselend et sur les barrages de type Considère (Vezins, Roche-qui-Boit ou Rophémel).

Pour ces derniers, l'audace des constructeurs est allée jusqu'à réduire l'épaisseur des voûtelettes à quelques dizaines de centimètres, nécessitant le recours au béton armé. Cette épaisseur augmente un peu en partie basse mais demeure réduite à l'approche de la fondation. Il en résulte des gradients hydrauliques très élevés au pied des différentes voûtes. Les parements amont sont en général fortement inclinés de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée hydrostatique.

Les barrages à contreforts ont un comportement analogue à celui des barrages-poids. Ils sont cependant plus sensibles aux phénomènes thermiques du fait de l'amincissement des structures et de la plus grande surface en contact avec l'air ambiant.

1.2. LES BARRAGES EN REMBLAI

Les différents types de barrages en remblai se distinguent essentiellement par la façon d'assurer la fonction d'étanchéité de l'ouvrage.

Ce choix est la plupart du temps dicté par la nature, les propriétés et les quantités de matériaux disponibles sur place ou à faible distance du site et qui sont les seuls économiquement utilisables.

1.2.1. Les barrages en terre homogène

La plupart des barrages français très anciens sont de ce type. La particularité des barrages en terre homogène est de n'être constitués que d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Il est rapidement apparu que cette conception nécessitait des quantités importantes de matériau sans pour autant offrir de bonnes garanties. En effet, les lignes d'écoulement finissent par s'établir dans le corps du barrage et mouillent le pied du talus aval.

Les projeteurs ont rapidement équipé ces ouvrages de dispositifs de drainage autorisant une réduction importante des volumes à mettre en œuvre, soit une butée aval drainante, soit un tapis drainant sous le tiers ou la moitié aval, soit enfin, le plus sécurisant, une cheminée drainante communiquant avec l'aval par un tapis ou des bretelles drainantes.

Des protections peuvent être disposées sur les faces extérieures : enrochements ou rip-rap sur le parement amont pour éviter l'érosion due aux vagues, terre végétale engazonnée ou enrochements sur le parement aval pour stabiliser la terre vis-à-vis du ruissellement de la pluie.

Ces ouvrages sont bien adaptés aux sites ayant une fondation déformable. En effet, de conception rustique, ils ont une grande emprise au sol, n'engendrent que peu de contraintes, s'accompagnent en fondation de faibles gradients d'écoulement et peuvent accepter des tassements de la fondation. Par contre, ils ne supportent pas bien les variations rapides du plan d'eau et ne supportent pas ou très peu la submersion.

Dans de nombreux barrages anciens, la stabilité du barrage est insuffisamment assurée en vidange et plusieurs d'entre eux ont connu des ruptures par glissement du parement amont.

Les barrages en terre homogène, comme tous les barrages en remblai, connaissent des tassements. Ils sont par ailleurs soumis à des écoulements permanents.

Les principaux désordres potentiels sont les glissements circulaires liés à des pressions interstitielles non rabattues, les phénomènes d'érosion liés à une submersion, les renards ou conduits d'érosion interne, la fracturation hydraulique, la liquéfaction du matériau soumis à une secousse sismique. Sauf si le barrage est construit avec une contre-flèche, les tassements provoquent une diminution de la revanche au-dessus des PHE qui peut s'avérer, à terme, insuffisante.

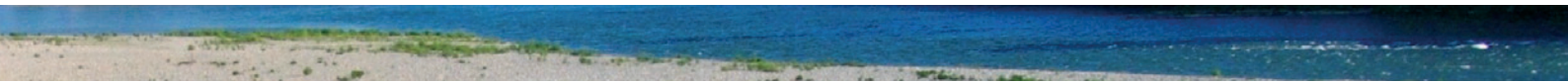
Le risque d'apparition d'un renard est important le long des conduites traversantes (amont-aval) ainsi qu'au contact avec la fondation, tout particulièrement lorsque celle-ci est rocheuse et surtout fissurée.

1.2.2. Les barrages zonés

Le zonage du corps du barrage, grâce à l'utilisation de plusieurs types de matériaux, permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre. Les fonctions stabilité et étanchéité sont assurées par des matériaux différents. Il existe autant de types de zonages que de barrages dans la mesure où chaque ouvrage est conçu en fonction des matériaux trouvés sur le site ou immédiatement à proximité.

Les plus classiques comportent :

- un noyau d'étanchéité constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité. Lorsque ce matériau n'est pas disponible sur le site en quantité suffisante, on peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couches de béton bitumineux ou d'asphalte ;
- une recharge amont en matériau drainant assurant la stabilité amont même après une vidange rapide ;
- une recharge aval stabilisatrice en matériau peu déformable ;
- une protection amont en enrochements, dalles ou autres dispositifs ;



- un drain interposé entre le noyau et la recharge aval, si celle-ci n'est pas suffisamment perméable, pour évacuer sans pression les écoulements parvenus sur la face aval du noyau ;

- des matériaux de transition (filtres) entre ces différents massifs lorsque leurs granulométries respectives le justifient, de manière à éviter toute érosion interne par entraînement de particules d'un matériau vers le voisin.

Le comportement des barrages zonés est voisin de celui des barrages en terre homogène. Ils peuvent en outre connaître des tassements différentiels entre le noyau et les recharges amont et aval, susceptibles d'entraîner des claquages hydrauliques dans le noyau. Par contre, les lignes d'écoulement épargnent, en principe, le parement aval.

1.2.3. Les barrages à masque

La difficulté de trouver sur place des matériaux de faible perméabilité aptes à constituer une étanchéité conduit les projeteurs à faire appel à des matériaux de substitution du type produit bitumineux, géomembrane, béton hydraulique, etc. La mise en œuvre de ces matériaux en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Les fonctions étanchéité et stabilité sont parfaitement séparées. Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pourvu qu'il soit peu déformable. De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs. Le matériau assurant l'étanchéité est par contre un matériau noble, réduit en épaisseur et capable de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes).

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels :

- un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support ;

- une cheminée drainante, un tapis drainant, ou les deux, pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;

- des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, etc.) soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.

Une des difficultés de réalisation de ce type de barrage est de prolonger l'étanchéité du masque dans les fondations et sous les appuis. Il s'agit d'une étanchéité mince occasionnant de forts gradients hydrauliques.

Les barrages à masque ont, sur le plan mécanique, le même comportement que les autres barrages en remblai, à savoir qu'ils tassent sous l'effet de leur poids propre, de la poussée hydrostatique ainsi que des déformations de la fondation.

2. L'ANALYSE STATISTIQUE SOMMAIRE DES RUPTURES DE BARRAGES

Il est intéressant de se reporter sur les travaux de la Commission internationale des grands barrages et en particulier sur les bulletins 99 de 1995 et 111 de 1998 qui synthétisent des années de travaux sur le sujet et notamment ceux de 1976.

De ces documents, on peut tirer les observations suivantes qui portent sur l'ensemble des ouvrages recensés à l'exception des ouvrages chinois :

- en 1979, l'analyse statistique de Goubet conduisait à constater que le nombre de ruptures annuelles se situe en moyenne à 1,5 pour un parc d'ouvrage étudié de 15 000 ; la CIGB retenait donc que la probabilité annuelle de rupture d'un ouvrage est de l'ordre de 10^{-4} ;

- la plupart des ruptures concernent des ouvrages jeunes (moins de 10 ans) ; elles représentent environ 70 % des ruptures ;

- la probabilité empirique^[1] de rupture des ouvrages construits avant 1950 est 4 fois supérieure à celui des ouvrages construits après cette date (2,2 % dans le premier cas pour 0,5 % dans le second) ;
- la probabilité empirique de rupture des ouvrages est constante quelle que soit leur gamme de hauteur ;
- la probabilité empirique de rupture est maximale pour les ouvrages construits entre 1910 et 1920 ;
- quand la rupture est imputable aux ouvrages annexes (évacuateurs de crues, organes de vidange, chenaux, galeries, etc.), le dysfonctionnement ou l'insuffisance de la capacité des évacuateurs de crues intervient le plus souvent (cause principale ou cause secondaire) ;
- les suites données à une rupture sont l'abandon de l'ouvrage dans 36 % des cas, la construction d'un ouvrage de type différent dans 17 % des cas et à l'identique dans 16 % des cas.

La valeur de 10^{-4} , évoquée ci-avant, doit être considérée comme une valeur globale établie sur un parc d'ouvrage hétérogène en matière moyens de conception, de réalisation et surtout de surveillance qui a une très forte importance en matière de détection préventive des désordres qui aurait pu conduire à des situation de dégradation ou de ruine.

Il convient donc de s'interdire toute extrapolation de cette valeur globale à l'évaluation de la situation d'un ouvrage ou d'un échantillon précis d'ouvrages.

Un travail mené par EDF sur les grands barrages voûtes confirme ces réserves et précautions qu'il convient de conserver.

Toutefois, en raisonnant toujours en valeur globale, des constatations spécifiques peuvent être émises en fonction du type des ouvrages.

Pour fixer les ordres de grandeur, on estime que le parc mondial de grands ouvrages était constitué de :

- 100 barrages en 1800 ;
- 1 000 barrages en 1900 ;
- 5 000 barrages en 1950 ;
- 40 000 barrages en 2000.

Le registre mondial de 2003 (Chine incluse) indique un nombre total de grands barrages de 33 105 (probablement non exhaustif car la Chine n'indique que 4 688 ouvrages).

Lors de l'étude menée en 1976 par la CIGB, la répartition du parc mondial hors Chine par type d'ouvrages était la suivante :

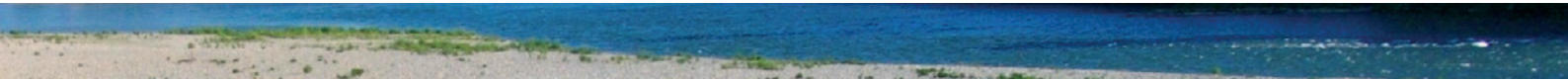
- 26,9 % de barrages-poids ;
- 4,8 % de voûtes ;
- 0,9 % de barrages à voûtes multiples ;
- 62,6 % de barrages en terre ;
- 4,8 % de barrages en enrochements.

Cette étude met en évidence les évolutions en termes de type de barrages construit, à savoir que durant la période récente, les ouvrages en remblais représentent une part plus importante des ouvrages construits (cf. [tableau 1](#)).

Date achèvement	Tous types %	Barrages en dur %	Barrages en remblai %
Avant 1900	8,5	16,3	83,7
1900-1909	3,2	34,9	65,1
1910-1919	5,5	45,8	54,2
1920-1929	7,9	53,6	46,4
1930-1939	8,3	41,6	58,4
1940-1949	6,9	46,3	53,7
1950-1959	18,1	40,1	59,9
1960-1969	29,4	25,9	74,1
1970-1975	12,2	15,1	84,9

Tableau 1

[1] Probabilité empirique : nombre de ruptures observées rapporté au nombre de barrages recensés dans la base.



Cette tendance semble également se confirmer pour les années qui suivent les périodes étudiées.

En 2003, le registre mondial, qui vise à recenser tous les ouvrages de plus de 15 m de hauteur sur fondations et les ouvrages de plus de 5 m dont la retenue dépasse 3 hm³, indiquait la répartition de 74 % de barrages en remblai (dont 89 % en terre) pour 26 % de barrages en dur (dont 67 % de barrages poids). 61 % des barrages ont une hauteur inférieure à 30 m et 2 % une hauteur supérieure à 100 m.

En France, il est intéressant de souligner que la répartition actuelle du parc est différente de celle relevée au niveau mondial. On dispose d'une plus faible proportion de grands ouvrages en remblai. Cette répartition serait de 38 % pour les grands ouvrages en remblai et 62 % pour les ouvrages en dur.

2.1. LES BARRAGES EN REMBLAI

Dans les barrages en remblai (terre homogène, à masque, à noyau), la cause principale de rupture est la submersion (31 % comme cause principale, 18 % comme cause secondaire). Les autres causes résident dans l'érosion interne du corps du barrage (15 % comme cause principale, 13 % comme cause secondaire) et l'érosion interne de la fondation (12 % comme cause principale, 5 % comme cause secondaire).

La probabilité empirique de rupture des barrages en remblai est plus élevée que pour les autres types d'ouvrage. Elle est de 70 % plus élevée que pour les barrages poids par exemple.

Cet écart semble s'accroître : durant les 25 années précédant la rédaction en 1998 du bulletin 111 (synthèse et recommandations de la Commission internationale des grands barrages ICOLD, pour l'étude d'onde de rupture de barrage), il y a eu 36 ruptures de barrages en remblai (sur 16 500 ouvrages) pour 2 ouvrages poids (sur 5 500 ouvrages). Les probabilités empiriques de ruptures sont respectivement de 9.10^{-5} et 2.10^{-5} [Fry, colloque EDF 1996].

Sur la base de données recueillies par Fell et concernant une période de 30 ans, Fry a établi le tableau de synthèse (cf. [tableau 2](#)) suivant qui résume les estimations des probabilités de rupture pour les différents types de barrages en remblai.

Avec toutes les réserves formulées ci-avant, ce travail a le mérite de confirmer que l'ensemble des ouvrages disposant de modalités de conception modernes connaissent des ruptures moins fréquentes que les autres types d'ouvrage en remblai.

Il est également intéressant de souligner que les ouvrages les plus importants en termes de dimensions et de retenue sont des ouvrages de conception moderne.

2.2. LES BARRAGES EN BÉTON ET MAÇONNERIE

Pour les barrages en béton, les problèmes de fondation sont la cause principale de rupture. On retrouve à parts égales, l'érosion dans la fondation et une résistance insuffisante au cisaillement (21 % des cas pour chacune des causes indiquées).

Pour les barrages en maçonnerie, la cause de rupture principale est la submersion dans 43 % des cas suivi par l'érosion interne des fondations dans 29 % des cas.

Les barrages poids présentent généralement une forte sensibilité par rapport au dépassement de la cote des plus hautes eaux et *a fortiori* lors de submersion.

Type de remblai	Probabilité minimale (x 10 ⁻⁵)	Probabilité maximale (x 10 ⁻⁵)
Homogène	2	38
Homogène avec butée de pied	2	28
Zoné sans filtre	1	21
Homogène filtre horizontal	0,5	13
Homogène filtre complet	0,2	8
Zoné à noyau central	0,2	4
Zoné à noyau incliné	0,2	4
Masque amont	0,2	5
Terre et noyau béton	0,4	5

Tableau 2

2.3. REMARQUES

Des éléments d'explication de la plus grande fragilité des barrages en remblai peuvent être les suivants :

- les barrages en remblai ne supportent pas les submersions ; une tolérance plus ou moins grande existe pour les barrages en dur face à ce risque (maximale pour les voûtes),
- les barrages en remblai ont une taille moyenne inférieure aux barrages en béton ; moins de précautions ont parfois été prises lors de la conception et de la construction ; le taux de barrages en remblai est d'autant plus important que les barrages sont petits.

Le travail de Lebreton [La Houille Blanche n° 6/7 de 1985] montre également des disparités géographiques en termes de fréquence d'occurrence de rupture des ouvrages de plus de 15 m. Il souligne qu'elles se révèlent moins fréquentes en Europe de l'Ouest et au Japon par rapport au reste du monde.

3. LES RECOMMANDATIONS DE LA COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES SUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION

Dans son bulletin 111, la CIGB fait la synthèse des pratiques les plus étendues constatées dans le monde dans son chapitre traitant des recommandations :

- sur le mode de rupture et le développement de la brèche, il est fait le constat que pour les barrages en béton, la rupture est presque instantanée, totale (barrages voûtes) ou partielle (par plots dans les barrages poids ou à contreforts). Dans les barrages en remblai, par contre la rupture se fait par érosion (renard ou déversement). Dans certains pays, la rupture soudaine est considérée quel que soit le type de l'ouvrage ;
- dans la plupart des cas, le niveau de retenue à considérer dans l'état initial est la cote des plus hautes eaux. Le rapport indique toutefois que certains règlements indiquent que plusieurs scénarii peuvent être considérés. À titre d'exemples, la rupture à la cote de retenue normale par séisme, par érosion de la fondation, ou en crue exceptionnelle avec submersion constitue un tel scénario ;
- l'hydrogramme de rupture fait intervenir des formules hydrauliques d'écoulement au travers d'une brèche définies analytiquement. Le document indique la nécessité de considérer la possibilité de ruptures en chaîne sur une vallée comportant plusieurs barrages en série ;
- la géométrie du site est déduite de plans et de cartes. Des levés topographiques sont parfois réalisés de manière locale sur des profils les plus significatifs du cours d'eau ;
- en ce qui concerne la propagation de l'onde, dans la plus part des cas, on utilise des modèles numériques unidimensionnels. Ils sont recommandés dans un certain nombre de rapports, bulletins et revues techniques. Dans certains cas de sections très irrégulières, de très forte pente, de forte sinuosité et/ou de changement brusque de profils en travers, le bulletin indique que des modèles dynamiques bidimensionnels ou des modèles physiques peuvent être recommandés. Le coefficient de rugosité du lit est obtenu de façon empirique à partir de données bibliographiques ou par étalonnage en se servant de cas observés par le passé.

Il est à noter que la CIGB [bulletin 111] indique que les modèles bâtis selon ces principes permettent d'obtenir une précision de l'ordre de 5 à 10 % sur les niveaux d'eau et de vitesse de l'écoulement (avant application de coefficient de majoration des volumes ou hauteurs d'eau ou de minoration des temps) en se basant sur des comparatifs effectués avec des cas réels de rupture [Faure 1965 et Rajar 1972]. Il convient de ne pas considérer ces valeurs de précision comme absolues. Elles ne sont basées que sur quelques cas.

En outre, EDF indique, que des tests menés en aveugle ont parfois conduit à des valeurs moins favorables.

La CIGB conseille toutefois de réaliser des études de sensibilité des paramètres lors de l'établissement du modèle.

4. LES PRATIQUES À L'ÉTRANGER

Ce paragraphe présente les approches à l'étranger utilisées pour le traitement du cas « rupture de barrage ».

Dans le cadre du « REX Blayais », EDF a établi un document de synthèse présentant les pratiques étrangères (principalement USA, AIEA et Allemagne) en termes de protection des tranches nucléaires vis-à-vis du risque inondation externe. La rupture de barrage est mentionnée dans le guide AIEA relatif au risque d'inondation et dans le guide 2.8 ANSI (États-Unis).

Le guide AIEA retient les conjonctions suivantes :

- un effacement de barrage avec une crue dont la période de retour est de 25 ans ;
- une vidange de barrage amont avec une crue dont la période de retour est de 500 ans.

Il préconise en outre la prise en compte de l'effet domino (rupture des barrages aval à l'arrivée de l'onde de submersion).

Le guide ANSI distingue les ruptures liées à un événement hydrologique de celles associées à un autre phénomène (séisme principalement).

Les ruptures associées à une crue concernent tous les barrages à l'amont du site. La rupture est postulée, sauf si il est démontré, par le calcul, l'intégrité de l'ouvrage vis-à-vis de tous les effets hydrauliques à considérer. La rupture est cumulée à une crue maximale probable au niveau du barrage et jusqu'au site. L'effet domino est pris en compte. Enfin, l'effet des vagues générées par un vent dont la période de retour est de 2 ans est à prendre en compte, d'u point de vue statique et dynamique, notamment en termes de forces sur les structures.

Concernant les ruptures associées à un événement non hydrologique, les hypothèses sont les mêmes.

Des conjonctions « séisme + crue » sont à considérer :

- une rupture due à un séisme du niveau du SMS (séisme maximal de sécurité) avec une crue dont la période de retour est de 25 ans ;
- une rupture due au séisme d'inspection avec une crue associée à une demie PMP^[2].

La réglementation allemande mentionne la rupture de barrage, sans préciser de méthodologie.

Dans ce guide, la rupture du barrage n'est pas systématiquement postulée, la résistance du barrage sous certaines agressions peut être démontrée.

La loi de sécurité des barrages du Québec couvre les champs suivants : classification des barrages, normes minimales de sécurité, le plan de gestion des eaux retenu, le plan des mesures d'urgence, la surveillance et l'évaluation de sécurité.

Les études hydrauliques liées à la rupture de l'ouvrage et à ses conséquences sont réalisées pour :

- la classification des barrages : la crue de sécurité est définie selon le risque généré à l'aval lors de la rupture. Cette crue a une probabilité d'occurrence variant entre 10^{-2} et la crue maximale probable, selon la classification du **tableau 3**.
- l'analyse des conséquences de la rupture : les études de rupture sont réalisées selon les scénarii suivants :
 - une rupture par temps sec sous un débit moyen annuel ;
 - une rupture en crue de sécurité (crue pour laquelle on considère comme acceptable que la crête du barrage et les ouvrages d'évacuation soient à la limite de rupture mais présentent encore un fonctionnement sûr).

Niveau des conséquences (probabilité de récurrence)	Crue de sécurité
Minimal ou faible	1 : 100 ans
Moyen ou important	1 : 1 000 ans
Très important	1 : 10 000 ans ou ½ CMP
Considérable	Crue maximale probable (CMP)

Tableau 3

[2] La méthode PMP (pluie maximale probable) est déterministe : elle maximise les processus influençant les précipitations (vent, humidité de l'air, etc.) en extrapolant les données observées. Les précipitations ainsi définies sont générées sur le bassin versant. Dans le cas défini par l'ANSI, le calcul considère une demie PMP sur le bassin amont du barrage considéré.

Les cartes des zones inondées sont fournies à partir des courbes enveloppes des 2 simulations précédentes. Les résultats fournis sur ces cartes sont la surélévation maximale, le temps d'arrivée du front d'onde et le temps d'obtention du niveau maximum.

De manière semblable à celle utilisée en France, la rupture est postulée en retenant des ruptures différentes suivant le type d'ouvrage. On retiendra aussi que, pour une rupture à l'occasion d'une crue, la réglementation québécoise vise à estimer la différence de conséquence du passage de la crue avec ou sans rupture du barrage.

5. LA RÉGLEMENTATION EN FRANCE ET SES RÉCENTES ÉVOLUTIONS

Jusqu'à récemment, seuls les ouvrages soumis à l'établissement d'un Plan particulier d'intervention, devaient faire l'objet d'une étude obligatoire d'onde de submersion en application du décret 92-997 du 15 septembre 1992. Cela concernait, *a minima* (le préfet peut ajouter des ouvrages qu'il considère le nécessiter), tous les ouvrages de plus de 20 m de hauteur par rapport au terrain naturel et dont la retenue dépassait 15 hm³ à la cote de retenue normale. La cote de retenue normale est définie comme étant la cote maximale de la retenue en situation d'exploitation normale, hors situation de crue. La cote des plus hautes eaux est la cote réglementaire qui ne doit pas être dépassée.

Le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 traite de la sécurité des ouvrages hydrauliques et distingue les barrages des digues de protection. Il prévoit un certain nombre d'obligations pour chaque classe d'ouvrage. Ce document ne contredit ni ne se substitue au décret PPI qui reste applicable.

La classification des barrages est menée en 4 catégories (cf. [tableau 4](#)).

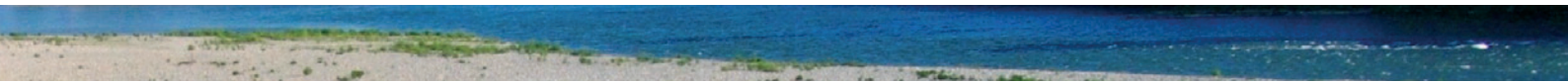
On entend par :

H, la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel à l'aplomb de ce sommet ;

V, le volume retenu exprimé en millions de m³ et défini comme le volume qui est retenu par le barrage à la cote de retenue normale. Dans le cas des digues de canaux, le volume considéré est celui du bief entre deux écluses ou deux ouvrages vannés.

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques
A	$H \geq 20$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 200$ et $H \geq 10$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2 \times \sqrt{V} \geq 20$ et $H \geq 5$
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$

Tableau 4



Classe	Caractéristiques de l'ouvrage et populations protégées
A	Ouvrage pour lequel $H \geq 1$ et $P \geq 50000$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 1$ et $1000 \leq P < 50000$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel : $H \geq 1$ et $10 \leq P < 1000$
D	Ouvrage pour lequel soit $H < 1$, soit $P < 10$

Tableau 5

De la même façon, la classification des digues est exprimé dans le [tableau 5](#).

On entend par :

H , la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel du côté de la zone protégée à l'aplomb de ce sommet ;

P , la population maximale exprimée en nombre d'habitants résidant dans la zone protégée, en incluant notamment les populations saisonnières.

Le décret 2007-1735 prévoit qu'une étude de danger soit menée sur l'ensemble des barrages de classe A et B et des digues de protection de classes A, B et C.

L'un des volets de cette étude de danger, dont le contenu sera définitivement fixé dans un arrêté qui devrait être publié au cours du 1^{er} semestre 2008 concerne l'onde de submersion. Cette réglementation va donc étendre de fait la population des ouvrages concernés. Il est probable que l'étude de l'onde de submersion pour les ouvrages concernés mais non classés PPI sera menée selon des hypothèses identiques mais avec des moyens d'études adaptés aux enjeux.

6. LA MÉTHODE EMPLOYÉE POUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION ÉTABLIES DANS LE CADRE DES PLANS PARTICULIERS D'INTERVENTION

Le décret 92-997 du 19 septembre 1992 est le texte réglementaire de référence relatif aux plans particuliers d'intervention concernant certains aménagements hydrauliques (*a minima*, les barrages de plus de 20 m de hauteur sur le terrain naturel et formant une retenue de plus de 15 hm³ à la cote de retenue normale).

Dans le cadre de l'élaboration des Plans particuliers d'intervention relatifs aux barrages, les exploitants sont notamment amenés à établir une étude d'onde de submersion.

Une telle étude fait l'objet d'un examen par le CTPB. Hormis la réglementation sur les PPI et leur contenu, il n'existe pas à proprement parler de règles figées qui définissent précisément les modalités pratiques de réalisation de ces études.

Toutefois, il existe des usages et principes presque systématiquement rencontrés dans les études d'ondes de submersion qui ont été présentées et dont les résultats ont été acceptés par le CTPB à l'occasion de l'examen de ces dossiers (le courrier du CTPB du 23 avril 2004 aux directeurs des administrations centrales concernées en fait un résumé).

D'autres hypothèses ou méthodes peuvent être utilisées par les maîtres d'ouvrages, à condition qu'elles conduisent à un niveau de sécurité au moins équivalent à celui du cadre standard défini dans le courrier du CTPB.

Il est, par ailleurs, intéressant de souligner que ces règles implicites et usages sont en cohérence avec les recommandations de la CIGB basée sur la pratique de nombreux pays.

6.1. LA FORMULATION GÉNÉRALE

L'étude de l'onde de submersion a pour but de déterminer, en fonction du temps, les caractéristiques de l'écoulement à l'aval d'un barrage après la rupture de celui-ci.

Les ondes de submersion sont normalement déterminées par le calcul (utilisation très rare de modèles physiques). Dans la majorité des cas, un modèle filaire est suffisant. Ponctuellement, un modèle en 2D peut s'avérer nécessaire en fonction des particularités topographiques du site (par exemple, dans le cas d'une vallée débouchant dans une plaine alluviale très large, etc.). Il s'agit de résoudre numériquement les équations de Saint-Venant.

Le modèle est bâti à partir des données disponibles (topographie, bathymétrie, etc.) en tenant compte des singularités de la vallée (confluence, obstacles à l'écoulement tels qu'un remblai routier ou un ouvrage d'art, etc.). Ces particularités géométriques qui peuvent constituer un obstacle à l'écoulement doivent faire l'objet d'un traitement spécifique dans le modèle sous peine que leurs effets ne soient pas correctement représentés. En particulier, pour les ouvrages construits, il s'agit d'estimer leur comportement (rupture ou non) et de formuler des hypothèses qui devront être argumentées.

Une visite de terrain est effectuée pour caractériser les particularités géométriques et le mode d'occupation des sols.

6.2. L'INITIALISATION DE LA RUPTURE

L'initialisation du calcul passe par la définition d'hypothèses de rupture de l'ouvrage conduisant à la création de l'onde de submersion.

De façon pratique et simplificatrice, on retient habituellement 2 modes de rupture :

- pour les barrages en béton ou en maçonnerie, quel qu'en soit le type, on suppose que la rupture est totale et instantanée. Cette hypothèse réaliste pour les voûtes, compte tenu de leur fonctionnement mécanique, est probablement majorante pour les barrages poids qui sont constitués de plots, mais compte tenu des incertitudes sur les modes réels de rupture, il a été jugé opportun de retenir un mode pessimiste ;
- pour les barrages en remblai, on retient la plupart du temps un mode de rupture par renard. L'hypothèse d'effacement instantané est une hypothèse manifestement irréaliste car trop sévère ; en réalité, la rupture totale des ouvrages en remblai prend généralement plusieurs heures. On suppose que le renard se situe au point le plus bas du point central de l'ouvrage. Des modèles d'érosion permettent de modéliser l'accroissement du diamètre du renard (lois de charriage de Meyer-Peter) en permettant de déterminer le débit solide en fonction du courant et de la granulométrie. Lorsque le diamètre de l'ouverture atteint les 2/3 de la hauteur de l'ouvrage, on considère que le toit s'effondre et que la brèche s'élargit. Ce mode de rupture n'est pas forcément le plus fréquent en réalité (le cas de surverse est plus souvent à l'origine de la rupture des barrages en remblai) mais est probablement le plus défavorable. Dans les dossiers récents présentés au CTPB, le mode de rupture par surverse n'est pas retenu. Toutefois, cette approche pourrait évoluer sur la base des résultats de recherches internationales en cours (programme Européen Impact et groupe de travail DSIG).

Pour les barrages en remblai, la fixation de l'origine des temps de la rupture progressive a une importance sur la détermination des délais d'arrivée de l'onde qui sont finalement affichés. Elle doit correspondre au moment où la fuite initiatrice du renard est détectable. En pratique, on fixe généralement cette origine au moment où son débit atteint $1 \text{ m}^3/\text{s}$, en ordre de grandeur.

Une hypothèse importante réside dans la fixation des conditions de remplissage de la retenue dont l'ouvrage cède. Systématiquement, on retient la cote des plus hautes eaux (PHE), valeur fixée réglementairement pour chaque ouvrage et qui correspond à la cote maximale atteinte en situation exceptionnelle (situation de crue par exemple). Il ne faut pas confondre avec la cote de danger (cote à partir de laquelle l'exploitant estime ne plus garantir la sécurité de l'ouvrage).

6.3. LA PROPAGATION DE L'ONDE

Pour l'étude de propagation, on distingue en pratique 2 zones de calcul comportant des hypothèses différentes. La zone dite « amont » est une zone sur laquelle le niveau atteint par l'onde dépasse celui correspondant à la plus haute crue connue et *a minima* la crue de fréquence centennale. La zone dite « aval » prolonge la zone précédente et se termine au point d'arrêt de l'étude, où l'onde produite par la rupture peut correspondre, par exemple, aux caractéristiques des crues décennales.

Dans la zone amont, on considère que le débit initial est nul et que l'écoulement se propage sur fond sec. On choisit donc des coefficients de Strickler par tronçons homogènes correspondant aux conditions du site (végétation, zone urbaine, etc.).

Après une visite de terrain, on retient généralement les valeurs du **tableau 6** pour les calculs 1D.

Dans la zone aval, l'onde de rupture est de l'ordre de grandeur d'une crue naturelle, on ne néglige alors plus les apports du cours d'eau. L'hypothèse à retenir quant au débit initial correspond au module annuel de la rivière. Cette hypothèse a également une incidence sur les coefficients de rugosité. En particulier, on va distinguer sur les profils étudiés les lits majeurs et mineurs. Il n'existe pas de barème des coefficients de Strickler utilisé pour cette zone. Un calage sur des crues réelles peut permettre d'affiner le modèle.

Dans sa propagation, l'onde peut être amenée à rencontrer d'autres retenues et barrages. Sur ces retenues aval, on suppose généralement que la cote de retenue se situe à la cote des PHE. Dans certains cas, sous réserve de justifications précises, on peut prendre en considération la possibilité de l'abaissement préventif de certaines retenues aval si les délais sont compatibles de façon certaine et en toutes circonstances avec le délai d'arrivée de l'onde de rupture.

Lorsque l'onde de rupture atteint une retenue aval, il convient d'examiner les conditions de laminage de la retenue. On peut rappeler que les ouvrages en remblai doivent permettre le passage de l'équivalent de la crue décennale sans dépassement des PHE. Pour les autres ouvrages, on retient souvent la crue millennale pour le dimensionnement des évacuateurs. Pour les barrages poids les plus anciens (avant 1970), le CTPB préconise de retenir la crue pentamillennale. Il convient toutefois d'examiner au cas par cas les capacités réelles d'évacuation des ouvrages concernés car certains ouvrages anciens ne respectent pas ces préconisations.

Si les capacités d'évacuation et de laminage sont insuffisantes en regard de l'onde, on distingue les hypothèses à considérer en fonction du type des ouvrages.

On retient habituellement les hypothèses suivantes :

- pour les voûtes, on doit considérer l'intégrité de l'ouvrage qui se comporte comme un déversoir sans altération de la structure ; il y a lieu alors de définir des lois de déversement adaptées à justifier ;
- pour tous les autres types d'ouvrage, on suppose l'effacement instantané et total de l'ouvrage. il s'agit d'une hypothèse conservatrice mais qui présente l'avantage d'être simple et systématique (précisions sur l'instant de la rupture). Toutefois, on vérifie qu'une résistance partielle d'un barrage n'est pas susceptible de créer, à l'amont de celui-ci, une surélévation supplémentaire et dangereuse de la ligne d'eau.

Les confluences doivent également faire l'objet d'un examen pour déterminer le comportement de l'onde. Cela passe par la poursuite du calcul sur les cours d'eau considérés.

Retenue régulière et déboisée	K = 35
Retenue irrégulière ou tortueuse et déboisée	K = 30
Retenue régulière et non déboisée	K = 25
Retenue irrégulière ou tortueuse et non déboisée	K = 25
Vallée régulière avec une végétation de hauteur négligeable devant la hauteur présumée de l'onde	K = 30
Vallée régulière avec des arbres et des haies de hauteur comparable à la hauteur présumée de l'onde	K = 25
Vallée tortueuse avec une végétation négligeable	K = 20
Vallée tortueuse avec une végétation dense de hauteur comparable à celle de l'onde	K = 20
Gorges rocheuses encaissées et tortueuses	K = 15
Zone urbaine	K = 15

Tableau 6

6.4. LE POINT D'ARRÊT DE L'ÉTUDE

Le point d'arrêt de l'étude, qui est basé sur l'objectif d'une absence de risque humain, correspond, en fonction du contexte hydraulique, à l'un des critères suivants :

- le maintien du flot à l'intérieur de l'endiguement de la rivière ;
- la submersion de berges non endiguées inférieure à 1 m ;
- le débit maximal de l'onde inférieur à celui de la pointe de la crue décennale.

L'examen de ces critères est réalisé sur la base des résultats bruts des calculs.

6.5. LA PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE

Pour tenir compte des incertitudes des modèles, il est d'usage de prendre en considération des coefficients de sécurité sur les temps d'arrivée de l'onde et sur la cote maximale atteinte au droit de chaque profil étudié et calculer ainsi des valeurs dites recommandées à partir desquelles est établi le PPI.

Pour la zone amont, on minore les temps d'arrivée de l'onde de 13 % et on majore les cotes maximales calculées d'une hauteur correspondant à 15 % des surélévations. Dans la zone aval, on applique la même minoration sur les temps mais les cotes maximales majorées sont calculées à partir des débits majorés de 15 %. Ce dernier point s'explique par le fait que la majoration directe des surélévations dans la zone aval serait trop sévère.

Les valeurs calculées et recommandées présentées dans l'étude sont arrondies selon les règles suivantes : les temps d'arrivée sont arrondis à la minute voisine pour les temps supérieurs à 15 minutes, et au dixième de minute voisin pour les valeurs inférieures à 15 minutes ; les cotes et surélévations sont arrondies au mètre voisin lorsque les surélévations sont supérieures à 2 m et au décimètre voisin dans le cas contraire. Il est à noter que les majorations s'appliquent sur les valeurs calculées non arrondies.

La prise en compte de ces majorations et minorations qui vont dans le sens de la sécurité permettent de s'affranchir des marges d'incertitude estimées par la CIGB comme de l'ordre de 5 à 10 %.

Il est à noter que les modèles monodimensionnels ne prenant pas en compte les courbures des vallées, le dévers dans la partie externe des courbures est à ajouter aux hauteurs calculées.

7. LA MÉTHODOLOGIE EMPLOYÉE PAR EDF POUR LES ÉTUDES D'ONDES DE SUBMERSION, ÉTABLIES DANS LE CADRE DE LA RFS I.2.E SUITE À L'INCIDENT DU BLAYAIS

7.1. LA RFS I.2.E ET LE RISQUE DE RUPTURE

La RFS I.2.e, édictée le 12 avril 1984, a pour objet la prise en compte du risque d'inondation d'origine externe. À ce titre, un des modes d'inondation relève de la rupture d'un barrage implanté en amont de l'installation nucléaire de production d'électricité.

7.2. LES HYPOTHÈSES SPÉCIFIQUES LIÉES À LA RFS I.2.E

La RFS I.2.e, pour l'évaluation de la Cote majorée de sécurité (CMS) pour les sites fluviaux, demande dans un premier temps l'estimation du débit « résultant de la conjonction de la plus forte crue connue, ou de la crue centennale si elle est plus importante, et de l'effacement de l'ouvrage de retenue le plus contraignant ».

Ensuite, on détermine « la relation débit-hauteur d'eau au droit du site dans un intervalle de valeurs de débits compatible avec les débits à prendre en compte ».

Ceci permet alors d'évaluer le niveau d'eau au droit du site pour cet aléa. Ce niveau est comparé au niveau atteint par la Crue millennale majorée de 15 %.

Le plus haut de ces deux niveaux définit la CMS.

Par ailleurs, le paragraphe 3.3.1 de la RFS I.2.e sur le principe de la prise en compte des incertitudes précise le point suivant : « L'approche fondée sur la conjonction de la plus forte crue connue, ou de la crue centennale si elle est plus importante, et de l'effet de l'effacement de l'ouvrage de retenue en amont le plus contraignant, est jugée suffisamment conservatoire pour ne pas faire l'objet d'une quelconque évaluation des incertitudes ».

La RFS est très générale et un certain nombre de configurations rencontrées en pratique ne sont pas prises en compte par la RFS, comme par exemple les confluences et les fleuves aménagés. De même, la RFS permet des marges d'interprétation importantes, en particulier sur le mode de rupture des barrages et sur la prise en compte du débit de base.

EDF a donc dû interpréter la RFS et faire des hypothèses afin de pouvoir mener les études pour ses Centres nucléaires de production d'électricité.

7.3. LA DESCRIPTION DE LA MÉTHODOLOGIE

7.3.1. Les hypothèses

En l'absence de préconisations dans la RFS, on retient, pour les barrages dont la rupture est susceptible d'impacter le site étudié, les modes de rupture d'ouvrages préconisés par le Comité technique permanent des barrages (CTPB) dans le cadre de la méthodologie PPI. Dans les études réalisées, on n'a pas préjugé de l'origine de la rupture.

En ce qui concerne la modélisation de la retenue, on retient, là aussi conformément à la méthodologie PPI, une condition de remplissage au moment de la rupture de l'ouvrage correspondant à la cote des Plus hautes eaux (PHE) La rupture de l'ouvrage est postulée. Pour les ouvrages en dur, la rupture est totale et instantanée. Pour les ouvrages en remblai, la rupture se fait par renard ; une étude de sensibilité est conduite pour identifier et retenir le scénario de rupture par renard le plus pénalisant. Au moment de la rupture, la retenue est au niveau de remplissage correspondant à la cote des plus hautes eaux (PHE), valeur fixée réglementairement pour chaque ouvrage et qui correspond à la cote maximale que le responsable de l'ouvrage est autorisé à faire atteindre à la retenue dans la limite d'une crue inférieure à la crue de dimensionnement. La retenue est généralement modélisée en 1D. Dans un cas particulier, EDF a fait le choix de tester aussi une modélisation 2D pour une retenue présentant des méandres très marqués (retenue de Vouglans).

7.3.2. La propagation de l'onde

Le modèle de propagation utilisé se base *a priori* sur une modélisation de type 1D. Dans certains cas, il peut aussi comporter certaines zones 2D, si l'on souhaite raffiner ponctuellement la représentation de phénomènes hydrauliques complexes.

Pour l'ouvrage le plus pénalisant, on établit la cote au droit du site en réalisant un modèle de propagation de l'onde de rupture sur le débit supposé constant (la crue initiale est simulée en régime permanent, pas en transitoire) de la crue centennale ou historique (fond mouillé). On retient l'estimation ponctuelle et non la borne supérieure à 70 % pour la valeur centennale (cf. § 3.3.1 de la RFS I.2.e).

Une autre spécificité est l'absence de notion de point de transition, et de différenciation zone amont / zone aval. Suite à l'instruction de nos études par l'IRSN, la propagation sur fonds mouillés dès le barrage est retenue. Par commodité, une propagation sur fonds secs sur une zone de faible emprise à l'aval immédiat peut être conservée dans certains cas : le non impact de ce choix doit être justifié.

La ligne d'eau initiale (sur laquelle va se propager l'onde de submersion) est définie de la façon suivante :

- l'estimation d'un débit centennal pour chaque bief composant le fleuve (un bief est ici défini comme la partie du fleuve située entre deux affluents majeurs) ;
- les débits des affluents : ils sont calculés par différence entre les débits centennaux des biefs situés à l'amont et à l'aval de la confluence avec l'affluent en question (ce sont les valeurs « complémentaires » des débits centennaux du fleuve) ;
- la simulation hydraulique en régime permanent avec les conditions de débits entrants telles que définies ci-dessus.

En ce qui concerne le traitement du cas correspondant aux barrages en série, l'hypothèse retenue est identique à celle de la méthode PPI. C'est aussi le cas dans la situation des fleuves aménagés comportant des barrages au fil de l'eau (ex : Rhône avec les ouvrages concédés à la CNR), on considère ceux-ci comme ouverts effacés au passage de l'onde de submersion. La tenue des digues aux abords immédiats des CNPE a été examinée, dans le cadre de l'étude des vulnérabilités (isolement, MDTE, etc.).

Les phénomènes d'embâcles et de débâcles localisés résultant du transport de matériaux accompagnant les eaux de la crue (essentiellement débris végétaux ou forestiers, débris de glace), pouvant occasionner une évolution localisée de la ligne d'eau à l'amont (lors d'embâcles), ou à l'aval (lors de débâcles) de l'obstruction n'ont pas été considérés.

La CMS affichée, contrairement aux valeurs issues de la méthodologie PPI, ne tient pas compte de majorations forfaitaires. L'aspect sécuritaire de la démarche tient à la propagation sur crue centennale ou historique d'une part, et à la marge existante par rapport à l'arase des protections du CNPE d'autre part.

Pour le cas des sites fluviaux concernés ici, les études aboutissent généralement à la détermination d'un champ d'inondation autour du site étudié sous les conditions de calcul de la CMS. En particulier, les études, sur la base des modèles hydrauliques utilisés, permettent d'établir une ligne d'eau (cas 1D) voire un champ spatial de niveaux d'eau (cas 2D), correspondant aux conditions de calcul de la CMS.

Si le cas REB est dimensionnant, on en retient que la CMS affichée correspond à la valeur maximale, sur l'emprise du site, des niveaux d'eau définissant le champ d'inondation ; et que les caractéristiques spatiales de l'inondation associée à la CMS (ligne d'eau ou plus généralement champs des niveaux d'eau) sont précisées dans le cadre de l'étude.

8. LA SYNTHÈSE DES TRAVAUX DU GROUPE DE TRAVAIL

8.1. LES CONTOURS DE LA CONTRIBUTION

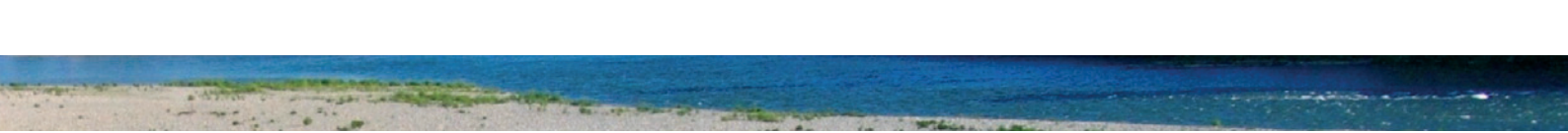
La réglementation relative au risque de rupture d'ouvrages a évolué en décembre 2007. Un GT piloté par le MEEDDAT élabore un guide précisant les modalités d'application du nouveau texte. Une réunion a été consacrée au sujet, en présence du MEEDDAT. Les participants relèvent que d'une part, selon la nouvelle réglementation, les digues en eau sont considérées comme des barrages, d'autre part la nouvelle réglementation ne remet pas en cause la réglementation PPI.

Les participants s'accordent sur la nécessité de préciser les contours du présent travail. Ainsi, la contribution concerne les ouvrages de retenue en travers des cours d'eau. Dans quelques cas, des réservoirs associés aux installations de pompage-turbinage présentent une localisation justifiant qu'ils soient traités selon les prescriptions de la présente contribution.

Sont exclues de cette contribution, les digues en eau traitées dans la contribution « Les dégradations ou dysfonctionnements d'ouvrages, de circuits ou d'équipements ».

8.2. L'APPROCHE RFS

Dès le début des travaux, il est apparu nécessaire d'expliquer le choix retenu par la RFS, d'un cumul de la rupture d'un ouvrage de retenue avec une crue centennale, ou historique si elle est supérieure. En effet, ce cumul apparaît être un scénario particulièrement conservatif. Des recherches ont été conduites dans les archives du Groupe permanent. Par ailleurs, la possibilité que ce cumul ait été inspiré par la réglementation américaine (États-Unis) a été examinée.



In fine, il n'a pas été possible d'identifier les raisons pour lesquelles ce scénario de cumul a été retenu dans la RFS. Cependant, les travaux ont permis de constater que ce scénario permet de s'affranchir de l'étude de nombreux scénarios. Elle permet également de couvrir les incertitudes des calculs, aspect souligné par la RFS.

8.3. LES STATISTIQUES DE RUPTURE

Les statistiques établies à partir des ruptures observées dans le monde permettent de hiérarchiser le risque de rupture selon des critères tels que le type d'ouvrage ou l'âge du barrage. Une étude EDF, présentée au groupe de travail, propose différents calculs du taux de rupture des barrages voûtes.

Certains participants ont proposé d'exploiter ces données pour établir des probabilités annuelles de rupture et définir une classification des ouvrages ; chaque classe définie correspondrait à une probabilité de rupture et est associée à un scénario, cumulant la rupture de l'ouvrage à une crue dont la période de retour du débit permet viser une probabilité d'exclusion d'un scénario de submersion de l'ensemble du site de l'ordre de 10^{-6} . D'autres participants ont cependant souligné les difficultés d'établir des probabilités de rupture en s'appuyant sur de telles statistiques : cette démarche demanderait notamment un lourd travail d'analyse concernant la diversité des cas de rupture, des types de barrages et des caractéristiques propres à chaque ouvrage. En outre, l'hétérogénéité significative de l'échantillon considéré, due au faible nombre de rupture de grands barrages et à la spécificité de chacune des ruptures observées, génère une forte incertitude lorsque des probabilités sont déduites de ces statistiques. Enfin, le MEDDAD/BETCGB a indiqué ne pas approuver une utilisation des statistiques présentées, pour une évaluation probabiliste des ruptures. Areva n'approuve pas ces conclusions et estime que les statistiques de rupture permettent d'établir une probabilité de rupture, tout comme il est accepté de façon générale que la probabilité d'un ensemble puisse s'appliquer à un élément unitaire.

Considérant ces éléments, le groupe de travail, à l'exception d'Areva, s'accorde pour écarter l'approche « probabiliste ».

8.4. LA MÉTHODOLOGIE PPI

Dans le cadre de l'élaboration des Plans particuliers d'intervention (PPI), les exploitants de barrages réalisent une étude d'onde de submersion. Les études sont conduites selon des usages et principes qui ont été approuvés par le CTPB. Considérant l'expertise du CTPB, le groupe de travail a souligné à plusieurs reprises l'intérêt de se rapprocher de la méthode PPI.

Il a ainsi été proposé de préconiser la propagation de l'onde de rupture en s'inspirant des principes et usages des études PPI.

Afin d'évaluer la pertinence de cette approche pour les études de risque inondation des installations nucléaires, il est apparu nécessaire d'une part de comparer des niveaux d'eau calculés selon les approches PPI et RFS pour les sites REP, d'autre part d'apprécier les modalités de majoration pratiquées dans les études PPI, en particulier pour ce qui concerne leur rôle vis-à-vis des incertitudes du calcul.

Une comparaison d'études existantes a été conduite pour les sites localisés sur le Rhône et concernés par la rupture du barrage de Vouglans. Cette étude a été présentée et discutée en réunion du 4 février 2009. La comparaison des deux approches a ensuite été réalisée pour les sites en aval du barrage de Vassivière (en amont de la Vienne) et du barrage SEINE. Ces travaux montrent qu'aucune des deux approches ne conduirait systématiquement à des résultats supérieurs à l'autre.

Les modalités de prise en compte des incertitudes ont été discutées. Diverses pistes ont été proposées et le groupe de travail a retenu une approche par majoration s'inspirant de la démarche PPI : les incertitudes sur les résultats du calcul seront couvertes en majorant de 15 % soit le débit de l'onde en entrée du modèle de site, soit les cotes calculées par le modèle de site, selon la zone considérée. Il est à noter que l'application de cette majoration dans les études du risque inondation des centrales nucléaires demandera des adaptations, en particulier pour les calculs réalisés à partir de modèles à deux dimensions. Le groupe de travail a évoqué la nécessité de réaliser des calculs complémentaires considérant le mode de majoration retenu. Ces calculs n'ont cependant pas été réalisés dans le cadre des travaux.

Parfois les discussions techniques ont porté sur des aspects particuliers. Cependant, considérant que l'ensemble des situations particulières ne pouvait être traité dans le guide, le groupe de travail a estimé préférable de ne pas proposer de préconisations spécifiques à ces cas particuliers.

Il est à noter que le MEEDAT/ BETCGB a indiqué qu'il n'est pas de son rôle de proposer des règles qui modifient les principes et méthodes qui sont employées dans le cadre des barrages. Il a donc émis des réserves sur toute disposition qui pourrait s'écarter de la méthode PPI.

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

Auteur principal

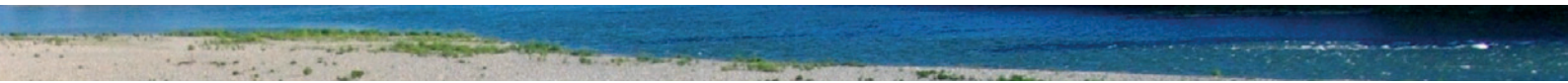
J.-J. Fry (EDF/CIH)

Contributeurs

D. Aelbrecht (EDF/CIH), C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), D. Bordes (EDF/SEPTEN),

M. Lefranc (EDF/CIH), A. Paquier (CEMAGREF), V. Rebour (IRSN), Y. Guigueno (IRSN),

L. Guimier (IRSN)



1. INTRODUCTION	162
1.1. LA DÉFINITION	162
1.2. LE DOMAINE D'APPLICATION	162
1.3. LA CONSTITUTION	162
1.3.1. Les digues en remblai	162
1.3.2. Les digues en maçonnerie	163
1.3.3. Les déversoirs	163
1.3.4. Les ouvrages singuliers	164
2. LES MODES DE RUPTURE	164
2.1. LA DÉFINITION	164
2.2. LES MODES ET LES MÉCANISMES DE RUPTURE	164
2.3. L'ANALYSE DES CAUSES ET DU DÉVELOPPEMENT DES RUPTURES	165
2.3.1. La surverse	165
2.3.2. L'affouillement du pied amont	166
2.3.3. L'érosion interne	166
2.3.4. Le glissement	167
2.3.5. La liquéfaction	168
2.3.6. La perte d'étanchéité - L'inondation par percolation	169
3. L'IDENTIFICATION ET LA CARACTÉRISATION DES DONNÉES DE BASE	169
3.1. L'INVENTAIRE DES DONNÉES DE BASE	169
3.1.1. Le principe	169
3.1.2. Les modèles de terrain	170
3.1.3. Le découpage en tronçons homogènes	170
3.1.4. L'identification des tronçons potentiels de rupture	170
3.2. LA CARACTÉRISATION DES PARAMÈTRES PHYSIQUES	171
3.2.1. La définition des tronçons homogènes	171
3.2.2. La caractérisation des résistances pour le calcul de stabilité générale	171
3.2.3. La caractérisation de la résistance à la liquéfaction	171
3.2.4. La caractérisation hydraulique du site	172
3.2.5. La caractérisation de la résistance à l'érosion	173
4. LA MAÎTRISE DU RISQUE DE RUPTURE	173
4.1. LE GLISSEMENT	173
4.1.1. Les méthodes d'évaluation de la stabilité générale	173
4.1.2. Les méthodes d'évaluation du comportement sous séisme	174
4.2. L'ÉROSION INTERNE	176
4.2.1. Le principe	176
4.2.2. Les méthodes d'évaluation de l'érosion de conduit (renard)	176
4.2.3. Les méthodes d'évaluation de l'érosion régressive	176
4.2.4. L'évolution en cours	176
4.3. L'ÉROSION EXTERNE	177
4.3.1. Les méthodes d'évaluation de la résistance à la surverse	177
4.3.2. Les méthodes d'évaluation de la résistance à l'affouillement	177
4.3.3. L'évolution en cours	177
5. LES RÉFÉRENCES	177

1. INTRODUCTION

1.1. LA DÉFINITION

Une digue est un ouvrage linéaire de transport d'eau ou un ouvrage de protection contre les inondations dont au moins une partie est construite en élévation au-dessus du niveau du terrain naturel.

Il existe deux types de digue, qui se distinguent par leur destination :

- les « endiguements fluviaux » appelés « levées » ou encore « digues sèches » ont pour objet la protection contre les crues ;
- les « digues de canaux », appelées aussi « digues en eau », ont pour finalité le transport : soit le transport d'un débit d'eau dans un canal d'amenée et de fuite (usage hydroélectrique, industriel, eau potable ou irrigation), soit le transport fluvial d'un canal de voie d'eau.

Au sens de la réglementation du décret du 12 décembre 2007, les « digues » ne concernent que les digues de protection contre « les inondations et submersions » ou des levées de rivières canalisées. Les digues de canaux sont considérées comme des « barrages ». Ce document, au sens de la nouvelle réglementation, concerne donc des digues et des barrages.

1.2. LE DOMAINE D'APPLICATION

Ne sont pas considérés comme digues, les talus de berge naturelle et les murs de quai.

1.3. LA CONSTITUTION

1.3.1. Les digues en remblai

Les digues en remblai ne sont pas constituées d'un simple remblai. La réalisation d'un ouvrage de retenue d'eau fait appel à plusieurs fonctions, affinées au fur et à mesure de l'évolution technologique, et prises en charge par des matériaux voir des organes spécifiques, qui sont appelés composants ou matériaux constitutifs.

La fonction étanchéité est historiquement assurée par le matériau constitutif. Elle est soit interne (noyau de barrage, remblai homogène) soit externe (perré constitué de pierres taillées maçonnées, dalles béton, masque amont en béton bitumineux, rideau de palplanches ou paroi au coulis).

La fonction stabilité est assurée par les recharges, dont les pentes sont ajustées par le calcul de stabilité. Matériau au spectre très large, initialement identique à celui de l'étanchéité, il a évolué vers un matériau frottant et peu sensible aux sous-pressions (gravier) ou insensible aux sous-pressions (enrochement).

La fonction filtration est rendue nécessaire par le contraste de perméabilité entre l'étanchéité et les recharges. Elle consiste à retenir les particules solides de l'étanchéité qui vieillirait mal pour éviter qu'elles soient emportées dans les pores du matériau de recharge. Elle consiste aussi à limiter les fuites de l'étanchéité. Elle justifie l'emploi d'un matériau aux propriétés granulométrique très strictes, appelé filtre.

La fonction drainage est justifiée par un matériau appelé drain, si la fondation ou la recharge est peu perméable, sinon elle assurée par la recharge.

La fonction sécurité est assurée par la surveillance et la maintenance dont le réseau d'auscultation, le modèle d'interprétation, les consignes d'alerte font partie.

La fonction protection est assurée par un matériau de protection en pied (enrochements, palplanches) et en parement (enrochement simple, enrochement percolé ou perré) qui assure le rôle de carapace pour résister aux forces d'entraînement du courant.

La fonction évacuation est assurée par les déversoirs, elle consiste à garantir la sécurité en cas de crue supérieure à la crue de projet.



1.3.2. Les digues en maçonnerie

Les digues en maçonnerie sont des murs poids en pierres appareillées, réalisés dans la plupart des villes traversées. Ces ouvrages ne sont pas traités dans cette note.

1.3.3. Les déversoirs

1.3.3.1. La destination

Des tronçons sont spécialement aménagés, pour permettre le déversement sans rupture et ainsi prémunir du risque de surverse les autres tronçons, en cas de crue exceptionnelle.

Les déversoirs protègent vis-à-vis des crues supérieures à la crue de projet et inférieures à la crue de danger.

Ils sont placés dans des zones peu vulnérables au champ d'inondation résultant. Dans la majorité des cas, ces déversoirs sont installés sur la crête de tronçons de digue submersible.

1.3.3.2. Les fonctions

Les fonctions principales d'une digue submersible sont celles d'une digue non submersible. Mais la protection est accrue et la disposition des matériaux est différente.

1.3.3.3. Les fonctions protection

En effet, la protection ne concerne plus seulement l'amont, mais l'ensemble de la digue. L'agencement est le suivant :

- la protection est constituée d'un perré maçonné ou d'une couche d'enrochement percolé ;
- la protection repose à l'aval sur un matériau de transition drainant (concaissé) pour assurer la stabilité en évacuant les sous-pressions ;
- la couche drainante est séparée de l'étanchéité par un matériau filtrant pour éviter l'érosion interne ;
- une étanchéité locale coupe les écoulements qui pourraient passer de l'amont vers l'aval sous la couche de protection dans la couche drainante.

1.3.3.4. La conception

Le déversoir est composé de trois parties :

- le seuil, qui est la zone de protection en crête qui assure l'entonnement du débit dérivé. La couche de protection est parfois surmontée d'un merlon censé être une digue fusible ;
- le coursier, qui est la zone de mise en vitesse du débit dérivé ;
- le bassin de dissipation, qui est la zone de transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. Cette zone nécessite un dimensionnement soigné : elle reçoit les plus fortes pertes de charge.

De nos jours, la digue et ses déversoirs sont conçus avec deux cotes venant de crues de périodes de retour différentes :

- la cote de crue de projet, qui met l'ensemble des biens et de la population hors de danger, avec aucun déversement dans la zone protégée par les digues. La cote de la crue de projet est la cote du seuil du déversoir ;
- la cote de crue de danger, qui est la crue maximale pour laquelle le déversoir et les digues non submersibles sont dimensionnées. Au-delà, le fonctionnement normal et la sécurité ne sont plus assurés.

L'étude de dimensionnement prend en compte le champ d'expansion qui s'étend à l'aval du déversoir et dont la caractéristique principale est sa capacité de stockage. La cinétique de son remplissage fait l'objet d'un calcul hydraulique fin qui comprend des données topographiques précises.

L'étude doit restituer les aléas du dimensionnement en proposant des scénarios relatifs à différentes périodes de retour mais aussi comprenant les situations dont la probabilité est à considérer, par exemple : la situation caractéristique du projet et deux situations enveloppes :

- un déversement conforme aux hypothèses du projet ;

- un déversement retardé par des situations accidentelles : embâcle, digue fusible ne se rompant pas ou en rupture retardée ;
- un déversement hâtif provoqué par un mode de rupture sous-estimé : érosion interne, perte de stabilité, etc.

1.3.4. Les ouvrages singuliers

Les digues sont des ouvrages linéaires, dans lesquelles des ouvrages singuliers sont :

- traversants : des prises d'eau, des conduites et des aqueducs ;
- non traversants : des rampes d'accès au fleuve, des constructions, des culées.

Ces ouvrages sont à intégrer dans l'étude.

2. LES MODES DE RUPTURE

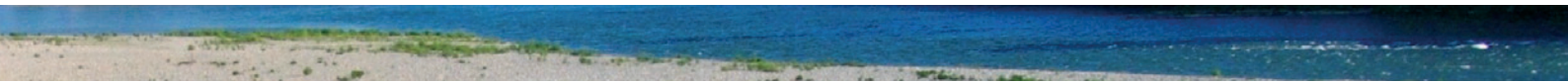
2.1. LA DÉFINITION

La rupture d'un ouvrage hydraulique signifie ici la perte de la fonction étanchéité et en conséquence le lâcher accidentel de l'eau de la retenue.

2.2. LES MODES ET LES MÉCANISMES DE RUPTURE

Chargement	Initiateur et phénomène aggravant	Mode de rupture	Mécanisme
Hydraulique	Crue Vieillessement Accident industriel : explosion de péniche, choc de bateau Chute d'avion Rupture de superstructures Rupture de conduite	Érosion externe	Surverse
Hydraulique	Érosion externe	Érosion externe	Affouillement du pied amont
Hydraulique	Vieillessement Terriers Pose de conduite Risque industriel Piquage sauvage	Érosion interne	Suffusion (ou suffosion), érosion régressive, érosion de contact ou renard
Mécanique	Trafic Travaux provisoires	Glissement	Montée piézométrique
Mécanique	Séisme	Glissement	Liquéfaction Cisaillement Tassement
Mécanique	Séisme	Perte d'étanchéité	Percolation Fuites importantes

Tableau 1 Modes et mécanismes de rupture.



Une digue, comme tout ouvrage hydraulique est soumise à l'action de l'eau. L'action permanente et transitoire de l'eau est à l'origine du vieillissement et des principaux accidents des digues. Elle se manifeste par une double action :

- cinétique, érosion avec l'entraînement des particules sous écoulement ;
- statique, suite à la montée piézométrique.

Cette double action de l'eau finit par engendrer trois modes de rupture, érosion externe, érosion interne et glissement, qui se déclinent en différents mécanismes de rupture (cf. [tableau 1](#)).

Des ruptures peuvent également être générées par d'autres mécanismes, sous l'effet d'un séisme.

Les trois modes de rupture hydrauliques - érosion externe, érosion interne et glissement - sont assez souvent imbriqués, avant d'arriver à la rupture.

Ils peuvent également être initiés par des causes anthropiques telles que vandalisme et actes de terrorisme. Ces initiateurs ne sont pas traités dans cette contribution.

Nous retiendrons six types de rupture possibles, décrites ci-après.

2.3. L'ANALYSE DES CAUSES ET DU DÉVELOPPEMENT DES RUPTURES

2.3.1. La surverse

2.3.1.1. La définition

La surverse est le débordement du niveau du fleuve au-dessus de la digue. En général, elle engendre une érosion externe et conduit rapidement les ouvrages en remblai à la rupture par brèche. Ce mécanisme de rupture est de loin le mécanisme de rupture des levées le plus cité, à l'occasion par exemple des très fortes crues qui ont affecté la Loire depuis deux siècles. Le Rhône a récemment connu plus de brèches par érosion interne que par surverse (de 1993 à 2003).

2.3.1.2. Le retour d'expérience

Ainsi, la surverse a été à l'origine de près de la moitié des brèches lors des trois crues du milieu du XIX^e siècle, sans compter les surverses en retour des vals vers le fleuve. Dans plus des deux tiers des cas de surverse, la surverse a été induite par concentration des débits en un point bas du profil en long. Des surélévations de la ligne d'eau sur la rive concave des courbes du fleuve (extrados), ou encore en amont de ponts ou seuils obstrués par des embâcles, peuvent être mises en avant [1]. Ces données sur la Loire sont trop anciennes pour constituer un retour d'expérience sur la durée et la hauteur de lame d'eau que peut supporter une digue.

Quelques cas récents de surverse sans rupture méritent d'être signalés :

- des digues protégées par un enherbement régulier ont supporté une surverse par une lame d'eau de quelques centimètres pendant quelques dizaines de minutes ;
- la digue en alluvions du canal de restitution de Mallemort a supporté un débit de surverse important, de 70 à 270 m³/s suivant les estimations, pendant plusieurs heures avec une lame d'eau estimée à 20 cm, sans se rompre, lors de la crue de janvier 1994.

2.3.1.3. Les causes et les phénomènes associés

Cette situation de ruine est issue de la conjonction de trois facteurs [1] d'origine hydraulique, géométrique et géotechnique :

- **la crue de référence** est l'événement initiateur. Il est de ce point de vue fondamental d'évaluer avec précision cet événement de référence. Cette évaluation relève d'une étude hydrologique pour connaître le débit de pointe, d'une étude hydraulique pour calculer la hauteur d'eau et d'une étude du clapot et de la rehausse du plan d'eau (surcote liée au basculement du plan d'eau, set-up et run-up ou hauteur d'ascension) engendrés par le vent ;
- **la nature et l'état du matériau du parement aval** conditionnent la résistance à l'érosion. Le caractère sableux ou limoneux du matériau constitutif du parement aval accroît la vitesse d'érosion. Le manque de compactage est un autre facteur aggravant ;
- **la variabilité de l'altitude de crête** est un autre facteur de sensibilité. Un profil en long avec présence de points bas dus à des défauts de nivellement, des tassements différentiels ou des terrassements sauvages, va induire une concentration locale des débits de surverse.

2.3.2. L'affouillement du pied amont

2.3.2.1. La définition

L'affouillement du pied amont est l'érosion externe du pied de la digue côté fleuve sous l'effet des courants hydrauliques décuplés par la crue. Il en résulte un raidissement de la pente locale qui entraîne la levée vers la rupture, soit par des glissements successifs favorisant l'avancée de l'érosion soit par une pénétration plus rapide de l'eau dans et sous le pied aval déclenchant instabilité aval ou érosion interne.

2.3.2.2. Le retour d'expérience

Il s'avère que les perrés en bon état auraient résisté à une vitesse moyenne de 4 m/s. Un talus simplement enherbé ne supporte pas sans érosion une vitesse dépassant 1,5 m/s.

2.3.2.3. Les causes et les phénomènes associés

Comme précédemment, cette situation est issue de la conjonction de trois facteurs [1] d'origine hydraulique, géométrique et géotechnique :

- **la vitesse moyenne de l'eau le long du pied de la levée**, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur, et/ou à la berge. De ce point de vue, les digues en bordure immédiate du lit mineur sont particulièrement exposées, surtout celles à l'extrados d'un méandre, ainsi que les digues situées dans les zones de rétrécissement du lit majeur ;
- **les perturbations hydrauliques locales**, pouvant entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne du tronçon, telles : une courbe prononcée de l'axe de la digue, une pile de pont, ou toute construction sur le parement côté fleuve des digues, qui sont la source de telles discontinuités hydrauliques, et enfin des arbres qui finissent par se déraciner et emporter une partie de leur assise ;
- **la nature et l'état de la protection du talus de la digue côté fleuve**, conditionnent la résistance à l'érosion. Les discontinuités de nature de la protection, par exemple passage d'un perré à une zone enherbée, constituent aussi un facteur de vulnérabilité.

2.3.3. L'érosion interne

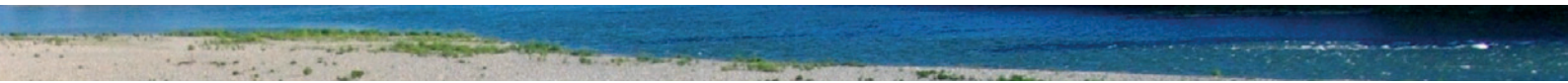
2.3.3.1. La définition

L'entraînement progressif des particules sous l'action de la force d'entraînement des écoulements souterrains et internes à la digue est appelé érosion interne. Cette forme d'érosion représente le vieillissement naturel de l'étanchéité, mais aussi une pathologie accidentelle. Le développement de l'érosion interne conduit à la rupture par quatre mécanismes :

- l'élargissement d'un conduit, qui traverse la digue de part en part. Une fois le conduit formé, son diamètre s'agrandit à vitesse exponentielle et, très souvent en moins de deux heures aboutit à l'effondrement de son toit et provoque une brèche. On parle de « renard » ;
- l'érosion régressive, érosion qui est initiée en pied aval de digue, soit très localisée, en se développant dans un conduit d'un diamètre correspondant à cinq ou dix grains de sable, soit généralisée sur une zone de suintement, engendrant une instabilité de pied qui progresse vers l'amont ;
- l'érosion de contact, érosion qui apparaît au contact de deux sols différents, souvent un limon et un gravier, et qui entraîne les particules du sol le plus fin au travers des vides du sol le plus grossier ;
- la suffusion, érosion préférentielle des particules les plus fines d'un matériau, au travers des vides des particules les plus grosses. Elle ne concerne que les matériaux qui comportent une granulométrie instable, par exemple les graves limoneuses ayant moins de 30 % de fines.

2.3.3.2. Le retour d'expérience

- Ce mode de rupture a été identifié sur seize brèches, lors des grandes crues de la Loire au XIX^e siècle (soit 5 % des ruptures de la Loire dénombrées à cette époque). Dans plus de la moitié des cas, ces brèches se sont produites au niveau d'une jonction remblai-maçonnerie.
- Récemment lors des crues du Rhône de 1993 à 1994, la totalité des seize brèches ont été causées par ce mode de rupture : treize cas ont été initiés par les terriers d'animaux (ragondins) et trois cas par des traversées de canalisation. Les terriers les plus dangereux sont ceux des blaireaux (cheminées verticales et conduits horizontaux larges de plusieurs dizaines de cm), les terriers de lapins n'ont qu'une profondeur limitée à 1,5 m. La prolifération des terriers est combattue dans le cadre de la surveillance. Cette dernière était largement insuffisante sur les digues de Camargue.



- Tout récemment, lors des crues du Rhône de 2002, la rupture de Claire Farine a eu lieu par renard. La rupture de Petite Argence en 2003, restée sans témoin, a une cause mal identifiée où l'érosion interne est suspectée.
- Dans les barrages, l'érosion interne a été associée aussi à des fissures provoquées par des tassements différentiels (barrage de Matahina).
- La cinétique diffère énormément d'un type d'érosion interne à un autre. Elle est être très rapide (de l'ordre de ½ h à quelques heures), une fois que le conduit d'érosion d'une taille d'environ 10 grains est continu de l'amont à l'aval.
- L'érosion régressive généralisée se traduit par une instabilité de peau en pied aval, qui augmente le gradient hydraulique et accroît le processus de dégradation.
- L'érosion régressive localisée est mise en évidence au pied des digues de Hollande, lorsque le remblai est en argile et que la fondation est en sable. Elle est repérée par un tumulus de sable à la sortie du conduit. Elle est lente en période normale, mais elle augmente à chaque crue. Elle devient très rapide en période de crue, dès que le niveau du fleuve a dépassé une certaine hauteur critique qui dépend du sable et des dimensions de la digue.
- L'érosion de contact est souvent constatée à l'endroit où la vitesse d'écoulement est maximale dans la grave. En laboratoire avec le sablon de l'Isère, ou sur digue du Rhône, elle est apparue dès que la vitesse de Darcy dépasse 2 cm/s. Elle provoque alors des cavités au-dessus de l'écoulement qui cause l'érosion localisée. La cavité par effondrements successifs de son toit, finit par remonter à la surface. De tels fontis ont été souvent observés sur les digues du Rhône, beaucoup moins sur les digues du Rhin.
- La suffusion engendre une montée piézométrique qui est généralement décelée par la surveillance, car elle a une cinétique beaucoup plus lente. Une bonne surveillance permet de parer la rupture, en interceptant le phénomène et en le stoppant par une réhabilitation. Elle engendre aussi un tassement qui est extrêmement lent. La cinétique maximale du tassement a été constatée sur une berme et est de l'ordre de 1 cm/an.

2.3.3.3. Les causes et les phénomènes associés

Ce mode de rupture est sensible à de très nombreux facteurs, dont les principaux sont :

- **l'absence de filtre à l'aval** de la digue, qui empêche d'arrêter les particules arrachées par les forces d'entraînement de l'écoulement souterrain ;
- **les conduits, galeries et autre ouvrages traversants**, qui sont des sources de tassement différentiel entre la structure rigide et le sol, ce dernier ayant tendance à se tasser en cours de saturation ;
- **les excavations, les trous** dans la levée qui augmentent les forces d'arrachement en réduisant ainsi la longueur du chemin hydraulique entre l'amont et l'aval ;
- **l'hétérogénéité des couches** de matériaux constitutifs du remblai et de la fondation, constituées souvent de matériaux alluvionnaires (grave, sable et limon) et le contact remblai-fondation développent souvent l'érosion de contact ;
- **toute cavité** dans la fondation, tels les karsts ;
- **l'apparition de fissures** dans le remblai, par suite de dessiccation, tassement différentiel ou séisme ;
- **la perte de cohésion** qui apparaît dans le temps.

2.3.4. Le glissement

2.3.4.1. La définition

Mouvement d'ensemble de la digue et éventuellement de sa fondation, provoquée par un déséquilibre entre le poids d'un côté et la résistance au cisaillement et les sous-pressions de l'autre, qui pousse la digue à glisser le long d'une surface de faiblesse.

2.3.4.2. Le retour d'expérience

La stabilité générale des digues en remblai est dans la plupart des cas largement assurée. Lors des crues du Rhône de 1993 à 2003, et sur les levées de la Loire au XIX^e siècle, aucune brèche n'a été formellement reliée à une rupture générale par glissement. Seule, la levée des Acacias, près de Blois se serait peut-être rompue de cette façon.

Mais récemment, une digue en Hollande s'est rompue par glissement brusque, suite à une forte sécheresse, une fissure de dessiccation le long d'un rideau de palplanche et un claquage hydraulique dans la fondation.

Si peu de rupture sont notées, des incidents ont été signalés lors de la première mise en eau et sont souvent signalés au cours du temps. Ils restent peu nombreux : une explication est le colmatage par sédimentation sur le parement amont qui diminue en général les pressions au sein de la digue.

2.3.4.3. Les causes et les phénomènes associés

L'association de certaines conditions pousse l'instabilité à se développer :

- **les pentes de talus fortes** avec fruit inférieur à $H/V=3/2$ et avec crête étroite ;
- **la piézométrie élevée** dans la digue, liée à la conjonction de présence de couches hétérogènes et d'absence de drainage avec un événement transitoire ou accidentel ;
- **le faible taux de compactage** ou la faible résistance d'une ou plusieurs couches des matériaux constitutifs de la fondation et du remblai.

2.3.5. La liquéfaction

2.3.5.1. La définition

La liquéfaction est un phénomène de montée de pression interstitielle du sol, lorsque celui-ci est soumis à un cisaillement statique (à la mise en eau), cyclique ou sismique rapide ou en l'absence de drainage effectif. Elle conduit à une perte de résistance et à un écoulement à volume constant très préjudiciable à la tenue de l'ouvrage.

2.3.5.2. Le retour d'expérience

Deux études génériques [2], l'une sur le séisme de Kobé au Japon (1995) et l'autre sur le séisme de Chi-Chi (1999) à Taïwan ont mis en évidence la sensibilité des dépôts fluviaux à la liquéfaction.

L'intensité sismique fut particulièrement forte lors du séisme de Kobé dans une bande de 6 km de part et d'autre de la faille activée par le séisme. Les dégâts sur fondation graveleuse ne sont constatés que dans une bande de moins de 4 km centrée sur la faille.

Les sédiments les plus liquéfiables sont les sédiments Holocène, dont 32 % des atterrissements ont été liquéfiés. Les zones les plus sensibles aux forts séismes sont les berges naturelles de la rivière (en sédiments fins non compactés), les chenaux et les dépressions entre dunes dans les estuaires.

Après le séisme de Chi-Chi, il est conclu que les terrains de prédilection de la liquéfaction sont les polders, les dépôts alluviaux des anciens lits de rivière et les dépôts récents le long des berges. Le sol y est généralement sableux, avec une nappe entre 1 et 3 m de profondeur et une résistance SPT inférieure à 10. Le tassement et le déplacement de nombreuses levées dans ces zones ont atteint 1,5 et 2 m respectivement, sous des accélérations maximales atteignant jusqu'à 0,75 g.

2.3.5.3. Les causes et les phénomènes associés

Les facteurs causant la liquéfaction sont respectivement :

- **l'intensité de la sollicitation**, caractérisée par l'intensité et dépendant de la magnitude, de la distance à l'épicentre et de la nature et de la forme du site (effet de site), des paramètres synthétiques ont été proposés pour la quantifier : accélération maximale au sol, durée effective, intensités d'Arias, d'Houssner, etc. ;
- **la nature pulvérulente de la fondation** : les sables, les silts et, dans une certaine mesure, les graves et argiles peu plastiques sont les classes granulométriques les plus sensibles ;
- **la faible résistance à la pénétration**, mesurée au pénétromètre, est un indice de localisation des zones sensibles, car elle traduit une aptitude à la contractance et un comportement normalement ou sous-consolidé générant des pressions interstitielles ;
- **le faible taux de compactage** mesuré par la densité relative est l'indice discriminant de la résistance sismique dans le zonage sismique.

2.3.6. La perte d'étanchéité - L'inondation par percolation

2.3.6.1. La définition

La perte d'étanchéité accidentelle de la digue (par exemple suite à la destruction partielle du masque amont par un séisme) peut amener une remontée de la nappe. Cette situation peut présenter un caractère dangereux pour les installations et la population en contrebas de la digue.

2.3.6.2 Le retour d'expérience

Ce phénomène n'a pas été observé, mais ce cas a été envisagé dans le cadre du projet REX-Blayais. Cela a conduit à la mise en place d'une protection sur site.

2.3.6.3. Les causes et les phénomènes associés

Les facteurs causant l'inondation sont :

- la forte perméabilité de la digue et de sa fondation ;
- la destruction de l'étanchéité lors du séisme : par exemple par ouverture des joints entre dalles béton, ou cisaillement de la paroi moulée ;
- l'absence de réseau de drainage à l'aval : canal de drainage.

3. L'IDENTIFICATION ET LA CARACTÉRISATION DES DONNÉES DE BASE

Une démarche générale, qui aurait l'ambition d'être exhaustive, pour l'identification et la caractérisation de la nature et de l'état des digues est décrite ci-dessous. Cette démarche est un cadre qui doit rester souple d'emploi.

Notamment, il convient de l'adapter en fonction d'une analyse préalable des impacts. Les impacts d'une rupture ne sont pas identiques sur l'ensemble du linéaire. Il convient d'analyser l'importance pour la sécurité des dommages éventuels tronçon par tronçon, pour dégager la priorité des moyens à mettre et évaluer les marges de sécurité, là où elles sont les plus structurantes.

3.1. L'INVENTAIRE DES DONNÉES DE BASE

3.1.1. Le principe

L'inventaire des données nécessaires à l'étude concerne les trois grandes phases de vie de la digue : les études, la construction et l'exploitation. Cet inventaire, qui nécessite un effort de documentation, est le préalable à l'identification de l'ouvrage et de son site. Il est un investissement rentable. En effet, l'absence de renseignements sur la conception dans les archives conduit à des programmes ultérieurs de reconnaissances onéreux et longs. D'autre part, les renseignements extraits de l'exploitation, complètent efficacement les données du projet. Observations visuelles, résultats d'auscultation et travaux d'entretien renseignent sur la localisation et la nature des faiblesses de l'ouvrage.

À partir des données de terrain, la réalité, à défaut d'être connue en totalité (les sondages représentent une fraction très faible du volume à étudier), va être représentée par des modèles. En l'absence de certitude et d'exhaustivité, et en vue de clarifier les hypothèses faites pour représenter la réalité, la modélisation consiste à regrouper les données pour élaborer quatre modèles qui seront la base essentielle de l'étude :

- le modèle géométrique ;
- le modèle géologique ;
- le modèle géotechnique ;
- le modèle hydraulique.

3.1.2. Les modèles de terrain

Le modèle géométrique a pour fonctions de :

- rassembler les données topographiques et bathymétriques récentes ;
- unifier les données récentes avec les plans de récolement ;
- sélectionner et représenter la ou les coupes étudiées.

Les données trop anciennes ou l'absence de plans de récolement justifient le lancement d'une campagne topographique et bathymétrique.

Le modèle géologique a pour fonctions de :

- définir la lithologie : la superposition des couches qui constituent le faciès de la fondation ;
- analyser la géologie structurale et localiser les failles majeures ;
- analyser la tectonique et définir les sources sismiques.

Le modèle géotechnique, pour chaque couche de la lithologie, définit les valeurs des propriétés mécaniques nécessaires aux calculs de stabilité. Ces propriétés sont acquises par un programme de reconnaissances à base de :

- essais *in situ* ;
- essais de laboratoire ;
- bases de données régionales ou générales.

Le modèle hydraulique rassemble trois types de propriétés :

- les propriétés intrinsèques à la distribution des pores du milieu poreux ;
- les propriétés intrinsèques à la déformabilité du milieu poreux ;
- les conditions aux limites des nappes.

3.1.3. Le découpage en tronçons homogènes

Le résultat de cette identification est le découpage de la digue en zones homogènes.

Les zones homogènes sont des tronçons pour lesquels les caractéristiques intrinsèques de la digue (paramètres physiques) apparaissent homogènes. À chargement égal (conditions aux limites), le comportement d'un tronçon est le même et l'analyse sur les modes de rupture peut être la même.

À ce découpage en tronçons de digue homogènes, peut se rajouter un sous-découpage pour tenir compte des zones situées à l'aval (occupation du sol, séparation en casiers hydrauliques impliquant des conditions aux limites différentes). L'objectif est alors différent puisqu'il s'agit d'apprécier les conséquences potentielles.

Après le découpage, on choisira dans chaque tronçon, la section jugée la plus faible à prendre en compte dans le calcul pour chaque tronçon. Le caractère « faible » d'une section est à apprécier en fonction du mode de rupture étudié (exemple : point bas pour la rupture par surverse).

Les données sont si nombreuses qu'il est pratique de les reporter sur un schéma itinéraire ou, si les moyens le permettent, sur un Système d'information géographique (SIG).

L'étape suivante consiste à caractériser les valeurs des paramètres physiques, mécaniques ou hydrauliques caractéristiques, nécessaires à l'évaluation de la sécurité.

3.1.4. L'identification des tronçons potentiels de rupture

La synthèse des modèles de terrain permet après l'analyse des modes de rupture (Cf. § 4), d'évaluer les points de fragilité. L'analyse permet de mettre en évidence :

- des points bas de la crête plus sujets à la rupture par surverse ;
- des zones non protégées par un filtre sujettes à l'érosion interne ;
- des zones en sols fins peu cohérents non protégées par des épis ou une carapace en pied amont, sensible à l'affouillement par la mise en mouvement des fonds mobiles.

3.2. LA CARACTÉRISATION DES PARAMÈTRES PHYSIQUES

3.2.1. La définition des tronçons homogènes

Le découpage des tronçons homogènes est établi d'abord à partir de l'analyse géologique de la fondation et de la conception de la digue dont découlent les divers profils en travers.

En l'absence de données de projet, ou pour les endiguements fluviaux très anciens, il importe de retrouver le zonage du profil en travers hérité du passé. À cette fin, un programme de reconnaissances en trois étapes est conseillé :

- les reconnaissances géophysiques (non destructives) grand rendement sur l'ensemble du linéaire (panneaux électriques, accompagnés éventuellement par un passage de géoradar ou de polarisation spontanée) ;
- les reconnaissances géophysiques localisées pour identifier les hétérogénéités mises en évidence dans la première phase ou dans la surveillance (essais de traçage, température, PS) ;
- les reconnaissances géotechniques pour caractériser les propriétés de la zone la plus faible (essais pénétrométriques, sondages carottés, essais d'eau et essais de laboratoire).

3.2.2. La caractérisation des résistances pour le calcul de stabilité générale

Le calcul de stabilité nécessite la connaissance des poids spécifiques et des résistances des matériaux constitutifs de la digue et de sa fondation. Ces renseignements seront extraits des sondages carottés. Les matériaux grossiers, tels les enrochements, pourront être prélevés à la pelle et le poids spécifique mesuré dans une benne. À défaut, les poids spécifiques seront fixés par analogie avec des sites similaires sur dires d'expert.

Des poids spécifiques humides, secs et des teneurs en eau mesurées sur carottes seront déduites la valeur caractéristique minimale (non saturée) et la valeur maximale (saturée) de chaque matériau constitutif.

Les résistances en contraintes effectives sont caractérisées, dans chaque tronçon homogène et dans chaque couche de la lithologie. Cette caractérisation s'appuie sur des essais de laboratoire. L'essai triaxial Consolidé drainé, CD, est recommandé. En pratique, il est utilisé pour les matériaux pulvérulents. L'essai triaxial Consolidé non drainé, CU, a l'avantage d'une procédure plus courte et est souvent utilisé pour les matériaux cohérents. De ces essais sont extraites les valeurs caractéristiques de l'angle de frottement effectif et de la cohésion effective. Pour choisir ces valeurs, il importe d'analyser la variabilité spatiale rapportée par la phase précédente (panneaux électriques ou pénétromètres). Il convient de vérifier la pertinence du choix des échantillons de laboratoire par corrélation avec les résistances sur site ou la localisation des résistances minimales sur site.

3.2.3. La caractérisation de la résistance à la liquéfaction

La variabilité des propriétés de la fondation exige des essais in situ pour caractériser la résistance à la liquéfaction. Parmi les essais in situ, deux sont particulièrement employés : le SPT et le CPT. Le SPT est un carottier, battu par un mouton, dont on mesure la résistance à l'enfoncement dynamique. Le CPT, est un pénétromètre statique dont on mesure la résistance de pointe et le frottement latéral sur le manchon au-dessus de la pointe. Il apparaît que les informations sont plus nombreuses avec le pénétromètre à pointe électrique. Il nécessite de prévoir des avant-trous pour passer les refus et des pointes supplémentaires pour pallier la casse. Moyennant cette précaution, il permet de quantifier l'état de densification et donne une indication sur la nature de tous les sols traversés.

Il est alors possible de confectionner pour chaque type de matériau, une carte verticale, parallèle à l'axe de la digue permettant d'identifier le coefficient de sécurité à la liquéfaction et à la rupture post-sismique. La reconnaissance doit localiser l'extension des zones éventuellement liquéfiables.

La caractérisation sismique des alluvions fines ou grossières peut nécessiter un programme simultané d'essais de laboratoire afin de vérifier l'étalonnage du pénétromètre. Les essais sur les alluvions fines peuvent être des essais cycliques de liquéfaction pour valider la relation entre résistance sismique et résistance de pointe. La qualité des essais est essentielle pour éviter au maître d'ouvrage des résultats abusivement pessimistes. Par exemple, la résistance triaxiale des limons peut baisser de plus de 50 % si les échantillons sont totalement remaniés. Il n'est pas possible de prélever une grave sans la remanier. Le problème consiste alors à connaître son état initial et à relier à cet état initial une résistance. Il est possible d'utiliser le pénétromètre à pointe électrique, validé par un programme d'essais en chambre d'étalonnage. Les essais doivent valider la relation entre résistance sismique, la résistance de pointe et la densité relative.

3.2.4. La caractérisation hydraulique du site

3.2.4.1. Les propriétés inhérentes au milieu poreux

Les propriétés essentielles sont : la porosité efficace, la perméabilité, le coefficient d'emménagement et la diffusivité.

- Le poids spécifique sec mesuré sur les carottes des sondages carottés permet le calcul de la porosité totale.
- La porosité totale est le volume de vide sur le volume total d'un élément quelconque.
- La porosité efficace est le volume de vides qui est rempli et drainé gravitairement dans les conditions normales d'exploitation. La porosité totale, ou plus généralement l'évolution du degré de saturation en fonction de la succion, est évaluée à partir des courbes hydriques publiées dans la littérature.
- La perméabilité est accessible par quatre types d'approche :
 - les essais de laboratoire : œdomètre, triaxial, pot de Terzaghi ;
 - les essais d'eau sur site: essai Nasberg dans une digue non saturée, les essais Lefranc dans la nappe, Perméoform et Piézocone. Le plus performant de tous est l'essai de pompage, malheureusement, il n'est possible que dans la fondation ;
 - la corrélation entre la granulométrie des sables et des graves et la perméabilité (loi de Hazen, de Vaughan) ;
 - la reconstitution des chroniques temporelles piézométriques de fondation et du remblai.

La synthèse est délicate, elle demande beaucoup de jugement et une marge de sécurité à rapporter sur la valeur de la perméabilité horizontale d'une part et sur l'anisotropie entre perméabilités horizontale et verticale d'autre part.

- Le coefficient d'emménagement représente la variation de la quantité d'eau stockée ou extraite pour une variation unitaire de pression.
- La diffusivité est le rapport de la perméabilité sur le coefficient d'emménagement. La diffusivité est l'unique facteur qui conditionne la vitesse de la propagation des pressions dans la digue en cours de crue.

3.2.4.2. Les conditions aux limites

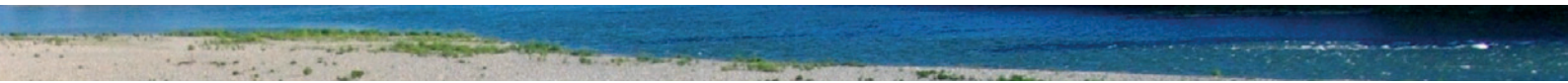
Les conditions aux limites du modèle à définir sont :

- la ligne d'eau ou l'hydrogramme de crue, condition aux limites amont ;
- le niveau de la nappe à une distance telle qu'il ne soit pas influencé par les variations du débit de fuite de la digue résultant des situations étudiées, condition aux limites aval. Il est défini à partir de mesures piézométriques couvrant une période d'au moins un an et d'une marge de sécurité à justifier ;
- la vitesse maximale du courant le long du talus amont lors de la crue envisagée.

Dans le cadre d'une modélisation hydraulique de crue, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul de propagation en partant d'un scénario de référence qui, en général, ne supposera aucune rupture. Les résultats de ce calcul permettront d'estimer les niveaux à l'amont et à l'aval (par exemple, suite à des déversements) des digues et donc les sollicitations liées à la pression de l'eau.

La démarche retenue consiste ensuite à bâtir des scénarios pour les calculs de propagation devant conduire à l'estimation de l'aléa hydraulique au droit du site. On sélectionnera le ou les scénarios les plus pénalisants en termes d'aléa en postulant la rupture, ou respectivement la tenue, de tel ou tel tronçon de digue.

Une hypothèse de rupture qui aurait des conséquences favorables vis à vis des conséquences pour un site peut cependant être retenue sous réserve de démonstration de la quasi-certitude de son occurrence dans les conditions aux limites envisagées. Par exemple, l'intégration de l'érodabilité des sols de certains tronçons au cours de la crue peut fournir une telle démonstration de la rupture par affouillement ou par surverse.



Il est essentiel à ce stade de bien examiner tous les tronçons dont la rupture aurait une influence sur le site, une rupture lointaine à l'amont sur une rivière pouvant par exemple entraîner un niveau d'eau bien supérieur à une rupture proche.

3.2.4.3. Le calage du modèle hydraulique des écoulements souterrains

Le modèle hydraulique est le modèle le plus influent sur les résultats de l'étude. Il convient de le valider. La validation passe par la reconstitution des défaillances constatées (fuites, hausses de la piézométrie) et la reproduction enveloppe des résultats d'auscultation (piézométrie). La comparaison entre l'observation et la modélisation est une étape essentielle de l'évaluation de la marge de sécurité.

3.2.5. La caractérisation de la résistance à l'érosion

3.2.5.1. La sollicitation

La sollicitation hydraulique est calculée ou fixée à partir des conditions aux limites du modèle hydraulique énoncées précédemment. En surface de l'ouvrage, la sollicitation est la condition aux limites. Au sein de l'ouvrage, la sollicitation est définie par un calcul d'écoulement souterrain, qui associe à tout point de l'ouvrage un potentiel, une vitesse moyen et un gradient de charge et une vitesse turbulente.

3.2.5.2. La résistance

La résistance à la sollicitation est déduite soit :

- à dire d'expert en fonction de la nature du terrain caractérisée par sa granulométrie et sa compacité quantifiée par son indice des vides, sa cohésion incluant la texture et les micro ou macro fissures ;
- par la mesure directe de la résistance à l'érosion soit en place, soit en laboratoire, à l'essai d'érosion de conduit (*Hole Erosion Test*) ou à l'essai d'érosion par jet vertical (*Jet Erosion Test*). Ces essais donnent accès à la contrainte critique τ_c qui est la résistance à l'érosion.

3.2.5.3. L'évaluation de la vitesse d'érosion

Les conditions de rupture par affouillement ou par surverse peuvent être déduites de l'intégration d'une loi d'érosion dans le temps et dans l'espace. Mais, il n'y a pas encore consensus scientifique pour évaluer simplement la résistance à l'érosion. L'évaluation peut être faite à partir de la loi de Partheniades (1965) qui semble convenir pour des vitesses faibles et des écoulements non rotationnels. Elle exprime le volume d'arraché par unité de temps \mathcal{E} :

$$\mathcal{E} = K_d \cdot (\tau_e - \tau_c)$$

où K_d est le coefficient d'érosion également issu des travaux de Gregory J. Hanson. Il varie souvent de 0,003 cm³/N/m² pour un matériau résistant à 2 cm³/N/m² pour un matériau érodable. Pour les écoulements turbulents avec forte vitesse, il convient de faire intervenir la vitesse turbulence, comme l'a proposé Breusers (1966).

4. LA MAÎTRISE DU RISQUE DE RUPTURE

4.1. LE GLISSEMENT

4.1.1. Les méthodes d'évaluation de la stabilité générale

4.1.1.1. La méthode actuelle

La **méthode** préconisée est la méthode des tranches de Bishop ou celle des Perturbations.

Deux **chargements** sont pris en compte : les chargements hydrostatique et sismique.

Deux **conditions** d'application des chargements sont pris en considération : normale et extrême.

Trois **situations** sont étudiées :

- le régime quasi-permanent, correspondant à la cote de Retenue normale (RN) des canaux et à la crue annuelle des endiguements fluviaux ;
- le Régime extrême correspondant à la condition de Cote majorée de sécurité ;
- le séisme ou Séisme de dimensionnement, qui est un cas accidentel associé au régime quasi-permanent.

Les **coefficients de sécurité** associés sont des coefficients de sécurité totaux, dont la valeur est adoptée en fonction de la nature des incertitudes résiduelles et des risques :

- régime quasi-permanent : $F=1,5$ pour l'amont et l'aval ;
- crue de projet : $F=1,4$ à $F=1,2$ suivant la nature des marges initiales et de l'impact ;
- séisme : $F=1,1$ à 1.0 .

4.1.1.2. L'évolution en cours

Le Comité français des barrages et réservoirs met au point une approche basée sur les concepts d'états limites et les Eurocodes. Cette approche doit aboutir à un Guide de recommandations en 2009-2010. Ce guide sera la nouvelle référence de calcul.

4.1.2. Les méthodes d'évaluation du comportement sous séisme

Les études sismiques sont longues. En effet, une méthodologie progressive de l'analyse sismique est conseillée pour porter un jugement fondé sur des ouvrages aussi longs que les digues, traversant des natures de fondation variées. En effet, le croisement d'approches différentes, intégrant des phénomènes physiques distincts mais complémentaires, est indispensable pour obtenir une vue d'ensemble et détaillée de la réponse de l'ouvrage. La méthodologie conseillée se déroule en 6 étapes dont les 2 premières ont été menées précédemment dans le cadre de l'évaluation de la tenue à la stabilité générale (cf. [tableau 2](#)).

4.1.2.1. La méthode pseudo-statique

L'analyse de la stabilité pseudo-statique consiste à calculer le coefficient de sécurité de la digue soumise à une force horizontale jugée représentative de l'action du séisme. Cette force est égale à la masse que multiplie une fraction de l'intensité de l'accélération de la pesanteur et appelée coefficient pseudo-statique. Le coefficient pseudo-statique est maintenant pris comme les 2/3 de l'accélération maximale de l'accélérogramme à la base de la digue.

L'expérience montre que la stabilité pseudo-statique est généralement confortable. Le coefficient de sécurité est souvent de l'ordre de 2 en statique et bien supérieur à 1 en pseudo-statique.

Cette phase permet surtout de repérer les tronçons dont la stabilité est la plus critique. Elle ne préjuge pas de la bonne tenue à la liquéfaction.

Étape	Méthode pour l'analyse sismique des digues
1	Identification : élaboration des 4 modèles de terrain (géométrique, géologique, géotechnique, hydraulique)
2	Approche pseudo-statique
3	Approche de la liquéfaction
4	Dynamique non linéaire avec liquéfaction
5	Statique post-sismique avec résistance résiduelle
6	Bilan

Tableau 2 Les six étapes associées à l'évaluation sismique.

4.1.2.2. L'analyse de la liquéfaction

L'analyse du risque de liquéfaction est fondée sur l'évaluation de la résistance sismique de la fondation et du remblai par une campagne d'essais in situ et sa comparaison au taux de contrainte engendré par le séisme. La résistance est en effet trop dispersée pour être accessible par les essais de laboratoire.

Le taux de contrainte CSR (*Cyclic Stress Ratio*), généré par le séisme et exprimé par le taux de contrainte cyclique, rapport de la contrainte de cisaillement sur la contrainte effective verticale initiale, est calculé par une relation analytique en fonction de la profondeur et de l'ampleur du séisme en supposant le terrain naturel plat.

La résistance, CRR (*Cyclic Resistance Ratio*), est estimée empiriquement à partir du retour d'expérience sur des séismes historiques. Elle est le taux de contrainte cyclique minimal CSR provoqué par des séismes qui ont généré une liquéfaction. Elle est représentée par une courbe limite dans le plan reliant la contrainte sismique à la résistance in situ partageant les points qui représentent les sites liquéfiés et ceux non liquéfiés. La résistance est traditionnellement une résistance pénétrométrique, initialement SPT. La sécurité est évaluée par le rapport CRR/CSR. La restitution de ce coefficient, se fait sous forme de diagraphie ou carte.

Cette approche localise les zones potentiellement liquéfiables. Elle n'est qu'une première approche, définissant la condition nécessaire à la liquéfaction, elle est sécuritaire. Une zone potentiellement liquéfiable peut ne pas se liquéfier, sous l'influence du drainage. Seul le calcul non linéaire couplé permet de quantifier l'influence du drainage.

4.1.2.3. Le calcul couplé non linéaire

L'analyse dynamique couplée non linéaire s'appuie sur l'intégration d'une loi de comportement dans un milieu continu et diphasique pour calculer la stabilité de la section la plus faible. La méthode des éléments finis (MEF) ou la méthode des différences finies (MDF) sont toutes les deux utilisées.

Les résultats sont évalués en termes de taux de liquéfaction (pression interstitielle sur contrainte effective initiale), de déformation déviatoire (intégrant la déformation de cisaillement) et de déplacement final. L'évaluation de la rupture repose sur des marges de sécurité prenant en compte l'erreur de modélisation [3]. Les concentrations de déformation déviatoire identifient les modes de rupture possibles.

4.1.2.4. La stabilité post-sismique

Une approche simplifiée de la stabilité post-sismique consiste à calculer le coefficient de sécurité final avec la résistance résiduelle correspondant à l'état en place, issue des essais triaxiaux ou des essais en place à partir des corrélations internationales.

Le recoupement de l'analyse précédente, de l'analyse simplifiée de liquéfaction et de l'analyse sophistiquée du calcul non linéaire doit montrer une cohérence d'ensemble.

4.1.2.5. Le bilan

L'étude de la réévaluation sismique de la sécurité ne s'arrête pas au calcul de la stabilité sismique. L'expérience montre que la rupture est souvent différée. En effet, elle peut être déclenchée par un mode de rupture autre que le glissement. Il convient, pour être exhaustif, de recenser l'ensemble des causes qui initient chaque mode de rupture et de juger de la vraisemblance de leur occurrence dans le cas étudié. Les principales conséquences du séisme qui peuvent initier la rupture sont listées ci-dessous.

La cause principale qui aboutit à la rupture par érosion externe est le tassement entraînant la submersion.

Les causes qui peuvent déclencher la rupture par érosion interne sont :

- le mouvement d'une faille active en fondation ;
- les fuites et la fissuration après séisme ;
- le cisaillement du filtre.

La cause de la rupture par glissement post-sismique est la perte de stabilité par augmentation de piézométrie dans les zones non liquéfiées.

Enfin, les conséquences d'une rupture ne sont pas identiques sur l'ensemble du linéaire. Il convient d'analyser l'importance pour la sécurité des dommages éventuels tronçon par tronçon.

4.2. L'ÉROSION INTERNE

4.2.1. Le principe

Le dispositif constructif de la protection contre l'érosion interne est un filtre bien dimensionné. Sur plus d'un endiguement, le matériau alluvionnaire mis en place a une capacité de filtration, mais n'a pas toutes les fonctions requises. Sur d'autres endiguements, il n'y a pas de filtre. Soit il convient de rajouter un filtre à l'aval du remblai et de la fondation, soit il est nécessaire de faire un certain nombre de vérifications. La première solution est jugée préférable.

Parmi les quatre phases ultimes amenant à la rupture :

- l'élargissement d'un conduit et la rupture par renard ;
- l'érosion régressive ;
- l'augmentation de la piézométrie par suffusion ou érosion de contact, engendrant une rupture par glissement ;
- le tassement de la crête par suffusion.

Les deux premières sont les plus dangereuses ; quant aux deux dernières, elles sont repérées par la surveillance et à traiter dans le cadre de l'étude et ensuite de la maintenance de la digue.

4.2.2. Les méthodes d'évaluation de l'érosion de conduit (renard)

La méthode consiste à repérer les causes de cette érosion qu'il convient d'éliminer :

- ainsi, il convient d'entourer tout ouvrage traversant par un filtre, si l'accès le permet ou par un renforcement de l'étanchéité dans le cas contraire ;
- par ailleurs, il convient de boucher les trous de fousseurs observés, lors de campagnes de détection ;
- les endiguements en argile doivent être protégés de la dessiccation en crête par un matériau granulaire.

4.2.3. Les méthodes d'évaluation de l'érosion régressive

L'érosion régressive localisée peut être étudiée soit par :

- l'approche de Blight et Lané, qui a l'avantage de l'expérience ;
- l'approche de Sellmeijer, qui est scientifiquement fondée [6], et particulièrement adaptée à l'érosion de contact.

L'érosion régressive globale est traitée par l'analyse de la stabilité locale. Il convient de vérifier l'équilibre du pied du talus aval sous la poussée des forces d'écoulement et des gradients de sortie.

4.2.4. L'évolution en cours

Le Comité français des barrages et réservoirs met au point une approche basée sur les concepts d'états limites et les Eurocodes. Cette approche doit aboutir à un Guide de recommandations en 2009-2010. Ce guide prendra en compte l'état limite d'érosion interne. Il s'appuiera sur les travaux du Projet national ERINOH (Erosion interne des ouvrages hydrauliques), financé par l'ANR et la DRAST.

4.3. L'ÉROSION EXTERNE

4.3.1. Les méthodes d'évaluation de la résistance à la surverse

La sollicitation est la hauteur de la lame d'eau qui surverse la digue.

La résistance à la surverse est conditionnée par la nature du matériau.

Les hauteurs critiques de surverse, c'est-à-dire les hauteurs pour lesquelles la sécurité de l'ouvrage n'est plus assurée, sont données par la synthèse de Froehlich [4].

- Une hauteur de 20 cm est retenue pour des remblais en alluvions grossières compactées.
- Une hauteur supérieure est retenue pour une section en enrochements compactés ou enrochements percolés au béton. La lame d'eau critique est évaluée en fonction de la taille de l'enrochement avec la formule d'Isbach.

Ces hauteurs sont à retenir, après vérification que d'autres mécanismes de rupture ne se développent pas au sein du remblai ou en surface: érosion externe, érosion interne et glissement. En particulier, la tenue du pied, protégé par des enrochements, doit être vérifiée [5].

4.3.2. Les méthodes d'évaluation de la résistance à l'affouillement

La sollicitation, la vitesse, est fixée par un modèle hydraulique local, généralement en 2D pour tenir compte de la variabilité transversale des écoulements.

La résistance est basée sur l'application de la formule d'Isbach, corrigée de l'effet de pente et de l'effet de sinuosité du lit [7].

4.3.3. L'évolution en cours

Le guide des Recommandations du Comité français des barrages et réservoirs prendra en compte l'état limite d'érosion externe. Il s'appuiera sur les travaux du Projet National ERINOH, financé par l'ANR et la DRAST. Plus particulièrement, il devrait préconiser la mesure de la résistance des terrains à l'érosion (Jet) et la modélisation de la rupture.

La traduction du manuel des protections en enrochement (Rock Manual 2006) est attendue. Elle peut devenir la référence du dimensionnement des protections en enrochement.

5. LES RÉFÉRENCES

- [1] Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les crues. Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires. Patrice MÉRIAUX, Paul ROYET et Cyril FOLTON. Cemagref Edition 2001
- [2] Sécurité des digues fluviales et de navigation. Actes du colloque d'Orléans 25-26 novembre 2004. CFGB-MEDD. Cemagref Edition 2004
- [3] Analyse des incertitudes de la réévaluation de la stabilité sismique des barrages en remblai. Fry J-J. 2003. 21^e Congrès CIGB de Montréal Vol. 5
- [4] Embankment Dam Breach Parameters Revisited. Froehlich D. Water Resources Engineering, Proceedings of the ASCE Conference on Water Resources Engineering, San Antonio, Texas, August 14-18, 1995, pp. 887-891
- [5] Results of Physical Model Testing of the Stability of Rockfill Embankment during Through and Overflow. Lars JENSEN, Anders SOREIDE. 2006. 22^e Congrès CIGB de Barcelone Q86 R5 V3
- [6] Assessment of the Risk of internal Erosion of Water Retaining Structures- DAMS, DYKES and LEVEES. EWG of ICOLD. 2007. TUM Technische Universität München Nr 114/2007 266p ISBN 978-3-940476-04-3
- [7] Rock manual (2007).

LES CRUES DE RIVIÈRE ET LES ÉVÉNEMENTS ASSOCIÉS

I. LES CRUES FLUVIALES - HYDROMÉTRIE DES COURS D'EAU

II. LES CRUES FLUVIALES - ÉVALUATION DES DÉBITS EXTRÊMES PAR LA MÉTHODE DU RENOUVELLEMENT

III. LES CRUES FLUVIALES - HYDRAULIQUE

IV. LES CRUES FLUVIALES - CONFLUENCE

V. LES CRUES SUR DE PETITS BASSINS VERSANTS

VI. LES RUPTURES D'OUVRAGES EN TRAVERS

VII. LES RUPTURES DES DIGUES FLUVIALES EN REMBLAI

VIII. LE CLAPOT

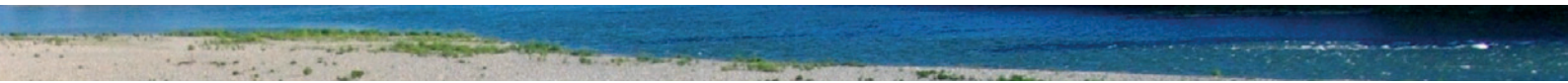
LE CLAPOT

Auteur principal

C. Perherin (CETMEF)

Contributeurs

M. Blanchard (Météo-France), C.-M. Duluc (IRSN), D. Violeau (EDF R&D - LNHE), V. Rebour (IRSN)



1. LA DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE DE CLAPOT ET LES DÉFINITIONS	180
2. LES SOURCES DE DONNÉES	180
3. LES MÉTHODOLOGIES DE CARACTÉRISATION DES CONDITIONS D'AGITATION SUR UN SITE D'ÉTUDE	181
4. LA DÉTERMINATION DU VENT GÉNÉRATEUR DU CLAPOT	181
4.1. LE CALCUL DU VENT DE RÉFÉRENCE	181
4.2. LA DÉTERMINATION DU OU DES FETCH(S)	182
5. LA DÉTERMINATION EMPIRIQUE DES CLAPOTS	182
5.1. LES FORMULES DE SVERDRUP-MUNK-BRETSCHNEIDER (SMB)	183
5.2. LES FORMULES DU COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (1984)	183
5.3. LA MÉTHODE DE DONELAN	184
5.4. LA MÉTHODE DE YOUNG ET VERHAGEN	184
6. LA DÉFORMATION DU CLAPOT PENDANT LA PROPAGATION ET L'IMPACT SUR LE SITE	185
6.1. L'ACTION DU COURANT	185
6.2. L'INFLUENCE DE LA BATHYMÉTRIE	185
6.3. L'IMPACT SUR LE SITE	186
7. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS	186
8. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	186
9. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	186
10. LES RÉFÉRENCES	187

1. LA DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE DE CLAPOT ET LES DÉFINITIONS

Le clapot correspond aux vagues formées localement sur une étendue de faible emprise, semi-fermée, maritime ou fluviale, comme les estuaires, baies, bassins de port, les lacs, les rivières, les canaux ainsi que des secteurs terrestres inondés. Les périodes caractéristiques sont comprises typiquement entre 1 et 5 secondes et les hauteurs entre quelques centimètres et 1 mètre. Elles peuvent excéder ces valeurs dans des situations particulières.

La formation des vagues se fait suite au mouvement de l'air au-dessus de la surface de l'eau qui provoque par frottement la formation d'ondes, dont la vitesse de propagation est inférieure à celle du vent et dont l'amplitude est faible. Du fait du caractère irrégulier du vent, elles se propagent dans toutes les directions. Lorsque le vent devient plus fort, une direction privilégiée apparaît. Les rides plus nombreuses et d'amplitude plus importante forment des ondulations de plus grande amplitude donnant une prise au vent supplémentaire et s'accroissant de plus en plus. En phase de formation, les vagues sont irrégulières en hauteur, période et direction.

Le clapot se distingue des vagues océaniques (également appelées « houle ») par le fait que lorsque le vent cesse, le clapot s'amortit rapidement alors que les vagues océaniques diminuent progressivement et forment la houle.

De façon générale, les termes d'« agitation » ou encore d'« état de mer » englobent l'ensemble des vagues qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Les définitions liées aux vagues sont précisées dans la contribution « Les vagues et l'état de mer ».

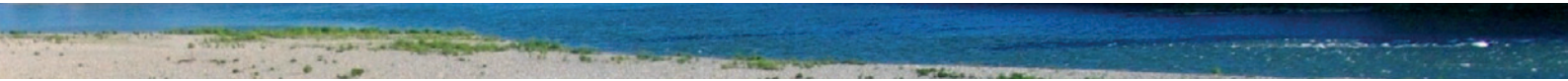
2. LES SOURCES DE DONNÉES

Les principales sources de données sont les mesures de vent, caractérisées par une intensité et une direction. Par convention, en météorologie, le vent moyen est un vent moyenné sur 10 minutes et mesuré à une altitude de 10 mètres.

Les données de vent de base sont généralement des vitesses de vent instantanées mesurées par Météo-France. Une correction par un coefficient de rafale doit alors, entre autres, être opérée afin d'obtenir une estimation de vent moyen sur 10 minutes.

Dans certains cas spécifiques, la réalisation de mesures ponctuelles peut s'avérer utile (mesures des champs de vent nécessaires pour l'évaluation du clapot non disponibles, etc.).

Les méthodes de caractérisation des clapots nécessitent également des données sur les niveaux d'eau, ainsi que des données bathymétriques et topographiques, car la propagation des clapots est liée à la profondeur d'eau. Les niveaux d'eau et la bathymétrie doivent donc être connus (cf. les contributions relatives aux crues fluviales et la contribution « Les niveaux hauts de la mer »). Les clapots peuvent également se développer sur des zones terrestres inondées. Les données topographiques des différentes zones inondables, à déterminer suivant les scénarios de crue, sont donc également nécessaires.



3. LES MÉTHODOLOGIES DE CARACTÉRISATION DES CONDITIONS D'AGITATION SUR UN SITE D'ÉTUDE

L'étude de caractérisation de l'agitation sur une zone soumise au clapot peut se faire de différentes manières.

Une première approche consiste à évaluer séparément les différents phénomènes à l'origine de l'agitation d'un plan d'eau (vent local, vagues océaniques, etc.). La génération du clapot par le vent local peut alors être approchée par des formules empiriques. Les méthodes simples, citées plus bas (cf. § 4 à 6), sont utiles pour ce type de calcul. Les formules empiriques sont bien adaptées dans les cas simples où l'influence de la bathymétrie est faible et où des mesures de vents représentatives de la zone d'étude sont disponibles.

La seconde approche utilise l'outil de modélisation numérique. Les modèles numériques sont aujourd'hui utilisés dans de nombreuses situations. Ils s'appliquent sur une vaste zone d'étude où règne un champ de vent donné, éventuellement variable en espace et en temps.

La plupart des logiciels adaptés sont des modèles de type spectral de troisième génération (par exemple, les modèles WAM, SWAN, TOMAWAC et WAVEWATCH). Bien entendu, la modélisation numérique requiert plus d'efforts humains et informatiques pour obtenir les prédictions de vagues, mais elle est beaucoup plus fiable que les méthodes simples évoquées précédemment.

Les données d'entrée nécessaires pour ces modèles sont les champs de vent, que l'on obtient à partir des cartes météorologiques ainsi que l'ensemble des conditions aux limites. Les modèles tiennent compte des processus tels que le gain d'énergie dû au transfert de l'énergie du vent, la perte d'énergie par dissipation (déferlement, frottement du fond), les interactions entre les vagues et le transfert d'énergie entre les composantes des vagues individuelles du spectre de fréquence (cf. la contribution « Les vagues et l'état de mer »).

Les méthodes numériques sont à privilégier sur des sites maritimes pour modéliser la propagation des vagues océaniques renforcées par un vent local, ou sur des sites très complexes où l'influence de la bathymétrie est forte ou bien encore lorsque les conditions de vent ne sont pas homogènes sur tout le plan d'eau ou qu'elles évoluent avec le temps. Dans des conditions simples, l'utilisation des modèles numériques 2D apporte peu.

Les méthodes empiriques peuvent donc être privilégiées dans un nombre de cas important, lorsque l'agitation est liée au clapot seul, lorsque le calage numérique du modèle est trop complexe ou lorsque la confiance dans les résultats du modèle est trop faible. Le recours à des modèles numériques requiert en effet une expertise certaine pour le calage des différents paramètres. À noter qu'il est possible d'estimer dans un premier temps un clapot par des méthodes empiriques globales (clapot « au large ») et d'évaluer dans un second temps, éventuellement à l'aide d'un modèle de propagation simple, la déformation du clapot à proximité du site d'intérêt.

4. LA DÉTERMINATION DU VENT GÉNÉRATEUR DU CLAPOT

4.1. LE CALCUL DU VENT DE RÉFÉRENCE

Le calcul de la période de retour d'un vent extrême susceptible de se produire sur un site est très complexe.

En plus de la correction permettant de passer d'une mesure de vent « instantanée » à un vent moyen sur 10 minutes, les données de vent sont corrigées afin de se ramener à des conditions théoriques homogènes entre sites (rugosité équivalente à une mesure en rase campagne, etc.).

Sous réserve de ces corrections d'effets locaux, le vent extrême calculé à une station météorologique représentative des conditions hydrométéorologiques de la région, peut être retenu pour définir les conditions de vent extrême du site étudié.

Les techniques de mesures du vent ont largement évoluées depuis quelques décennies. Il est généralement admis que les mesures anciennes

sont entachées d'incertitudes importantes, surtout les mesures antérieures aux années 1970. À l'heure actuelle, les ajustements statistiques proposés par Météo-France portent sur des données postérieures à 1993. Néanmoins, des estimations de vent extrême, qui intègrent des données plus anciennes, sont aussi proposées, notamment par le CSTB (Centre scientifique et technique du bâtiment).

Compte tenu de ces éléments, le groupe de travail préconise de retenir pour le calcul de l'aléa clapot, un vent centennal moyen (vitesse moyenne sur 10 minutes à 10 m de hauteur). Celui-ci sera défini à partir des événements de vent extrêmes, toutes directions confondues, et ne sera pas associé à une direction privilégiée.

Concernant le calcul d'extrapolation statistique, on se référera à la contribution transverse sur les aspects de caractérisation probabiliste des aléas. L'erreur d'échantillonnage devra être couverte en retenant *a minima*, la borne supérieure de l'intervalle de confiance à 70 %.

On privilégiera une approche conservative sur les paramètres locaux qui peuvent influencer l'écoulement du vent au niveau du site (topographie, rugosité du site). En particulier, la rugosité d'un plan d'eau inondé ne pourra pas être considérée supérieure à la rugosité en rase campagne.

De façon générale, les hypothèses et corrections réalisées sur les données de vent seront précisées et justifiées.

4.2. LA DÉTERMINATION DU OU DES FETCH(S)

Le fetch est défini comme la distance en mer ou sur un plan d'eau sur laquelle les vagues sont générées et où souffle un vent sans rencontrer d'obstacle (une côte, un ouvrage).

Différentes approches existent pour identifier les fetchs. Les approches qui reposent sur l'identification des directions de vents dominants n'ont pas été retenues par le groupe de travail afin de privilégier une approche plus sécuritaire.

Le groupe de travail préconise de définir les fetchs à partir de la géométrie du plan d'eau autour du site, et de retenir l'ensemble des fetchs suffisamment grands pour permettre l'apparition d'un clapot significatif. Cette étape nécessite de connaître la topographie des alentours du site, ainsi que le champ d'inondation autour du site. Les dimensions des fetchs seront délimitées par la présence d'obstacles (digues, coude formé par le fleuve, etc.).

On supposera alors que le vent moyen d'intensité centennale peut provoquer un clapot sur chaque fetch identifié.

5. LA DÉTERMINATION EMPIRIQUE DES CLAPOTS

La formation des vagues du clapot se fait sous l'action du vent qui fournit l'énergie nécessaire. Malgré le développement des méthodes numériques, les relations empiriques sont toujours beaucoup utilisées. Elles ont été établies afin de décrire la croissance de la hauteur des vagues sous l'action constante et homogène du vent, de même que l'évolution de leur période. Elles ne peuvent servir que lorsqu'on peut supposer un état de mer stationnaire et permettent alors d'estimer facilement les caractéristiques des vagues à partir des caractéristiques du vent.

Les formules empiriques de croissance des vagues du clapot sont basées sur les relations entre les paramètres caractéristiques des vagues et de vent standard. Ce champ de vent est caractérisé par une vitesse moyenne du vent U (généralement défini à une hauteur de 10 mètres), par le fetch F (la longueur du plan d'eau exposé au vent, mesurée dans la direction du vent) et par la durée t du champ de vent. La hauteur d'eau h , constitue un paramètre caractéristique supplémentaire, supposé généralement constant sur la zone d'étude. Des graphiques ont également été établis donnant la hauteur et la période des vagues en fonction du fetch, de la vitesse du vent et de sa durée d'action.

Des vagues dites complètement formées ont, pour une vitesse de vent donnée, atteint leurs hauteur et période maximales. Sur ce point, le groupe de travail recommande l'hypothèse sécuritaire que le vent souffle suffisamment longtemps pour que le clapot soit complètement levé. Le facteur temps n'intervient donc pas dans la génération du clapot.

Des méthodes empiriques de prédiction ont été déterminées à partir de mesures de vagues *in situ* en haute mer ainsi que pour les réservoirs et lacs, pour lesquelles les dimensions et la valeur du fetch sont plus faibles.

Les méthodes permettant d'aborder le cas des eaux intérieures (réservoirs et lacs) sont adaptées pour le calcul des clapots. Elles sont valables dans des cas réels où la hauteur d'eau ne varie pas de manière significative et où le champ de vent est homogène. Elles sont cependant moins fiables dans des cas où le fetch est court (moins de 1 km) et où la vitesse du vent dépasse les 100 km/h [CIRIA, CUR et CETMEF, 2007].

Dans le cas du calcul du clapot par une méthode empirique, le groupe de travail préconise de tester au moins deux des méthodes présentées dans la contribution, en s'assurant que leurs domaines de validité englobent les conditions du site considéré, et de vérifier qu'elles donnent des résultats cohérents entre elles. Si tel n'est pas le cas, il est conseillé de retenir le résultat le plus pénalisant entre les deux estimations considérées.

5.1. LES FORMULES DE SVERDRUP-MUNK-BRETSCHNEIDER (SMB)

Ces formules sont plutôt adaptées en eaux profondes. Ces formules, proposées à l'origine par Sverdrup and Munk (1947), ont été réexaminées par Bretschneider (1954, 1970). Elles apparaissent dans la troisième édition du *Shore Protection Manual* (CERC, 1977). Les formules utilisées pour la détermination de la hauteur significative H_s (m) et de la période significative T_s (s) du clapot sont :

$$\frac{gH_s}{U_{10}^2} = 0,283 \cdot \tanh \left(0,0125 \times \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,42} \right)$$

$$\frac{gT_s}{U_{10}} = 7,54 \cdot \tanh \left(0,077 \times \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,25} \right)$$

avec g la constante gravitationnelle, U_{10} (m/s) la vitesse à 10 m au dessus de la surface de l'eau au repos d'un vent qui souffle au-dessus d'un fetch F (m).

5.2. LES FORMULES DU COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER (1984)

La quatrième édition du *Shore Protection Manual* (CERC, 1984) contient une version différente des formules SMB.

$$\frac{gH_s}{W^2} = 0,283 \cdot \tanh A \times \tanh \left(\frac{C}{\tanh A} \right)$$

$$\frac{gT_m}{W} = 7,54 \cdot \tanh B \times \tanh \left(\frac{D}{\tanh B} \right)$$

$$\text{avec : } A = 0,530 \left(\frac{gh}{W^2} \right)^{0,75} \quad C = 0,00565 \left(\frac{gF}{W^2} \right)^{0,5}$$

$$B = 0,833 \left(\frac{gh}{W^2} \right)^{0,375} \quad D = 0,0379 \left(\frac{gF}{W^2} \right)^{0,333}$$

Où H_s est la hauteur significative des vagues (m), T_m la période moyenne (s), h la hauteur d'eau (m) et W le facteur de vent avec $W = 0,71 U_{10}^{1,23}$.

NB : d'après le Rock Manual (cf. § 4.2.4.6), ces formules sont « basées sur un calcul intermédiaire de la contrainte due au vent et modifiées de manière à se conformer aux formules de Jonswap. La fiabilité en toutes situations des formules du SPM (1984) a récemment été remise en question en particulier pour les événements extrêmes et/ou des fetchs courts. Elles sont désormais considérées comme moins fiables que les formules de SMB et il ne faut donc pas les utiliser pour des applications pratiques. »

5.3. LA MÉTHODE DE DONELAN

La méthode de Donelan repose sur l'idée que le fetch devrait être mesuré en tenant compte de la direction du clapot et que la vitesse du vent utilisée pour prédire le clapot devrait être la composante du vent correspondant à la direction des vagues. Cette méthode, pouvant être utilisée dans les cas où la hauteur d'eau n'est pas un paramètre déterminant, ne suppose pas que la direction du vent ϕ_w , et la direction du clapot θ , coïncident. Pour des plans d'eau longs et étroits, la direction des vagues θ (°) est considérée comme l'axe longitudinal du plan d'eau, pour une large étendue de directions de vent ϕ_w . La direction du vent est étudiée pour une différence entre la direction des vagues et du vent $|\phi_w - \theta|$ allant jusqu'à 50°. Des écarts jusqu'à 50° entre les directions du vent ϕ_w et des vagues θ ont en effet pu être observés sur le lac Ontario d'environ 250 km de long par 50 km de large [CIRIA, CUR, CETMEF, 2007].

Les formules utilisées pour la détermination de la hauteur significative H_s , de la période de pic T_p et du temps de développement des vagues t_{min} (Donelan *et al.*, 1992) du clapot sont :

$$\frac{gH_s}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} = 0.00366 \left(\frac{gF_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.38}$$

$$\frac{gT_p}{U_{10} \cos(\theta - \phi_w)} = 0.542 \left(\frac{gF_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.23}$$

$$\frac{gt_{min}}{U_{10} \cos(\theta - \phi_w)} = 30.1 \left(\frac{gF_\theta}{(U_{10} \cos(\theta - \phi_w))^2} \right)^{0.77}$$

où F (m) représente le fetch et U_{10} (m/s) la vitesse du vent (vitesse à 10 m au dessus de l'eau).

5.4. LA MÉTHODE DE YOUNG ET VERHAGEN

Young et Verhagen (1996) ont analysé un grand nombre de mesures de vagues effectuées au lac George (Australie). À partir de ces données, ils ont pu proposer des formules de prédiction du clapot incluant à la fois l'effet du fetch F et la hauteur d'eau h . Les formules sont basées sur les formules du *Shore Protection Manual* [CERC, 1984] pour la formation de vagues dans une hauteur d'eau finie et s'expriment sous la forme suivante :

$$\frac{g \times H_s}{U_{10}^2} = 0,241 \cdot \left(\tanh A1 \times \tanh \left(\frac{B1}{(\tanh A1)} \right) \right)^{0,87}$$

avec $A1 = 0,493 \times \left(\frac{gh}{U_{10}^2} \right)^{0,75}$ et $B1 = 0,00313 \times \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,57}$

$$\frac{g \times T_p}{U_{10}^2} = 7,519 \times \left(\tanh A2 \times \tanh \left(\frac{B2}{(\tanh A2)} \right) \right)^{0,37}$$

avec $A2 = 0,331 \left(\frac{gh}{U_{10}^2} \right)^{1,01}$ et $B2 = 0,0005215 \left(\frac{gF}{U_{10}^2} \right)^{0,73}$

De même que la formule du CERC de 1984, cette dernière méthode offre l'avantage de prendre en compte la hauteur d'eau réelle h , ce qui est important dans le cas des réservoirs. En effet, le niveau moyen de l'eau dans un réservoir peut changer de manière significative sur une année, ce qui entraîne des variations importantes de la longueur du fetch et de la hauteur d'eau. Ces deux paramètres figurent dans les formules ci-dessus. Ces formules ne permettent cependant pas de modéliser correctement la hauteur du clapot pour les fetchs courts.

6. LA DÉFORMATION DU CLAPOT PENDANT LA PROPAGATION ET L'IMPACT SUR LE SITE

La propagation du clapot jusqu'au site d'étude peut être fortement soumise à l'influence de la bathymétrie ou des courants. L'influence de la bathymétrie se fait ressentir entre autres par les phénomènes de diffraction, de réfraction et de déferlement. Les courants peuvent avoir un fort impact sur le clapot en particulier dans les sites fluviaux.

6.1. L'ACTION DU COURANT

L'action du courant doit être prise en compte dès lors que le scénario défini pour le clapot laisse présager la présence d'un courant significatif (fleuve en crue, courant induit par des prises d'eau, etc.).

Les formules empiriques ne prennent pas en compte l'action des courants. Ceux-ci ont pour effet de gonfler le clapot s'ils sont opposés à leur propagation et de l'amoindrir dans le cas contraire. La période du clapot n'est cependant pas impactée par les courants.

En eaux profondes, c'est-à-dire dans le cas où $d/L > 0,5$, avec d la profondeur d'eau et L la longueur d'onde, il est possible d'évaluer l'impact des courants par la relation suivante :

$$\frac{H_{sc}}{H_s} = \sqrt{\frac{A \times \left(1 - A \frac{U}{C}\right)}{\left(1 + A \frac{U}{C}\right)}} \quad \text{avec} \quad A = \frac{1}{2} \times \left(1 + 2 \frac{U}{C} + \sqrt{1 + 4 \frac{U}{C}}\right)$$

où H_s est la hauteur significative des vagues, H_{sc} la hauteur significative modifiée par les courants, U la vitesse du courant, C la célérité de phase en absence de courant.

Le rapport U/C est soumis à une convention de signe : positif si courant et clapot vont dans le même sens, négatif sinon. La formule s'applique donc dans les cas où le clapot et le courant vont, ou non, dans le même sens.

La hauteur significative pourra être impactée jusqu'au moment où la cambrure dépassera une valeur limite donnée ci-après entraînant un déferlement :

$$\frac{H}{L} = 0,14 \times \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

où L est la longueur d'onde (m) et d la profondeur (m).

On considérera alors qu'il subsiste un clapot dont les caractéristiques sont à la limite du critère de déferlement.

6.2. L'INFLUENCE DE LA BATHYMÉTRIE

Dans le cas où les clapots estimés à partir des formules empiriques conduisent à craindre des franchissements, il est recommandé de recourir à un logiciel de propagation, afin de prendre en compte précisément l'influence de la bathymétrie. En pratique, à proximité du site, la diminution de la profondeur d'eau, les frottements sur le fond, provoquent généralement une forte diminution de l'énergie du clapot en même temps qu'une légère surélévation du niveau moyen du plan d'eau (set-up).

La discrétisation spatiale alors nécessaire à la représentation des phénomènes rend parfois difficiles les modélisations 2D (puissance limitée des outils de calculs). Les études numériques sont donc à privilégier sur une petite emprise ou par le biais de propagation 1D plus rapide (par exemple, le logiciel REEF_2000, développé par EDF R&D - LNHE). Ces modèles 1D permettent de propager le clapot sur plusieurs profils perpendiculaires aux ouvrages de protections dont la bathymétrie est connue et d'en calculer les caractéristiques en chaque point.

Au cas par cas, l'identification de conditions de clapot suffisamment faibles « au large » pour qu'aucun risque ne soit à craindre au niveau du site pourra permettre de conclure à l'absence de risque de franchissement, sans qu'une étude de propagation ne soit nécessaire.

6.3. L'IMPACT SUR LE SITE

Le calcul des débits et volumes de franchissement est décrit dans la contribution « Les franchissements liés aux vagues ».

On ne cumulera pas, dans un même scénario, des franchissements issus de vent soufflant dans des directions opposées.

7. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS

- Le niveau marin pour les sites maritimes, se reporter à la contribution « Les niveaux hauts de la mer ».
- Le niveau d'eau atteint lors de crues fluviales, se reporter aux contributions relatives aux crues fluviales.

L'impact d'un niveau fluvial ou maritime haut sur la nappe phréatique devra être pris en compte s'il risque de se cumuler aux franchissements liés au clapot.

8. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

L'analyse de l'impact du changement climatique sur les vents extrêmes relève encore largement du domaine de la recherche.

■ Concernant les fortes tempêtes extratropicales, le dernier rapport du GIEC (2007) note une vraisemblable augmentation en fréquence et intensité ainsi qu'un déplacement vers le pôle des trajectoires (pour l'ensemble de l'hémisphère nord, depuis 1950). En France, Météo-France n'a pas noté d'augmentation des tempêtes, en intensité ou en fréquence.

■ Concernant le climat futur, le GIEC indique que le déplacement vers les pôles des couloirs des tempêtes est le trait dominant des différentes simulations.

■ Le projet GICC IMFREX a indiqué pour la France (modèle ARPEGE et de l'IPSL, fin du XXI^e siècle, scénario A2) : une faible augmentation des vents au Nord et une diminution au Sud.

■ Les travaux récents menés au CERFACS par J. Najac (ensembles des simulations du GIEC, scénario A1B) montrent une légère augmentation des vents forts en hiver au nord du territoire, et une légère diminution presque partout en été.

Compte-tenu d'une part de l'absence de tendance marquée dans les résultats disponibles d'évolution des vents extrêmes, d'autre part du degré de précision atteint par les méthodes de calculs empiriques, et enfin des conservatismes retenus dans les scénarios de clapot retenus, le sous-groupe ne propose pas de préconisation sur la prise en compte de l'évolution des vents extrêmes.

Pour ce qui concerne les niveaux d'eau sur lesquels le clapot est susceptible de se former, on se référera aux préconisations retenues pour les aléas niveau marin et crues sur grands bassins versants. En particulier, on prendra en compte l'évolution du niveau marin pour le calcul du clapot sur des sites maritimes.

9. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Le groupe de travail n'a pas identifié de facteur d'influence à surveiller en particulier.



10. LES RÉFÉRENCES

- CIRIA, CUR, CETMEF, 2007, *The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. CIRIA Publication. 367-374.
- BONNEFILLE, R., 1992, *Cours d'hydraulique maritime*, 3ème édition révisée et augmentée. Paris, Masson. 209 p.
- BRETSCHNEIDER, C.L., 1954, Field investigation of wave energy loss of shallow water ocean waves: Beach Erosion Board Technical Memorandum No. 46, 21p.
- BRETSCHNEIDER, C.L., 1958, Revisions in wave forecasting: Deep and shallow water. *Proc. 6th Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, 30-67.
- BRETSCHNEIDER, C.L., 1970, Forecasting Relations for Wave Generation. *Look Lab Hawaii*, 1, 31-34.
- DONELAN, M.A., 1980, Similarity theory applied to the forecasting of wave heights, periods and directions. *Proc. Of the 1980 Canadian Coastal Conf.*, Natl. Res. Council Canada, 47-61.
- DONELAN, M. A., 1987, The effect of swell on the growth of wind waves. *Johns Hopkins APL Tech. Dig.*, **8** (1), 18-23.
- DONELAN, M. A., J. HAMILTON, and W. H. HUI, 1985, Directional spectra of wind-generated waves. *Philos. Trans. Roy. Soc. London*, **315A**, 509-562.
- DONELAN, M. A., M. SKAFEL, H. GRABER, P. LIU, D. SCHWAB, and S. VENKATESH, 1992, On the growth rate of wind-generated waves. *Atmos.-Ocean*, **30** (3), 457-478.
- SACRE, C. : Une nouvelle estimation des vitesses extrêmes du vent en France métropolitaine, rapport EN-AEC 00.111 C du CSTB.
- YOUNG, I.R., VERHAGEN, L.A., 1996, The growth of fetch limited waves in water of finite depth.
- GIEC, 2007, Résumé à l'intention des décideurs. Contribution du groupe de travail 1 au 4ème rapport d'évaluation du GIEC. Bilan 2007 des changements climatiques : les bases scientifiques physiques. (Site : <http://www.ipcc.ch/>).
- NAJAC, J., Thèse sur l'impact du changement climatique sur le potentiel éolien en France : une étude de régionalisation. 2008 Université de Toulouse III- Paul Sabatier.
- CERC, 1984, *Shore Protection Manual*. 4th Edition, U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Ft. Belvoir, Virginia, U.S. Governmental Printing Office, Washington, D.C., 2 vols.

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES

LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

Auteurs principaux

M. Blanchard (Météo-France), C.-M. Duluc (IRSN), J. Lavabre (CEMAGREF)

Contributeurs

D. Bordes (EDF/SEPTEN), J.-P. Laborde (Polytech'Nice), M. Desbordes (Université de Montpellier),
R. Garçon (EDF/DTG), L. Kateb (CEA), V. Rebour (IRSN), J.-F. Sidaner (AREVA)

1. LES PRÉCIPITATIONS	190
1.1. LA DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE	190
1.1.1. La définition des précipitations	190
1.1.2. La climatologie générale et la variabilité spatiale	190
1.1.3. Les événements exceptionnels	190
1.2. LA MÉTROLOGIE	193
1.2.1. Les pluviomètres et les pluviographes	193
1.2.2. La mesure de la neige	194
1.2.3. Les radars	194
1.3. LES BASES DE DONNÉES	195
2. LES PRINCIPES DE CARACTÉRISATION DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES	197
2.1. LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES	197
2.1.1. L'échantillonnage : les données centrées ou non-centrées	197
2.1.2. L'exemple de la méthode du Gradex et de la méthode Schadex	198
2.2. LES APPROCHES ALTERNATIVES À LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE	198
3. LA MISE EN ŒUVRE PRATIQUE DE LA CARACTÉRISATION DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES (APPROCHE PROBABILISTE)	199
3.1. LA NOTION DE PAS DE TEMPS ET LA VARIATION DE LA PLUIE AVEC LA DURÉE	199
3.1.1. Les courbes pluie-durée-fréquence et les courbes intensité-durée-fréquence	199
3.1.2. Les sources de données disponibles	200
3.1.3. La mise en oeuvre pratique de la loi de Montana	201
3.2. LES PLUIES DE PROJET	201
3.2.1. Le hyétogramme de projet à intensité constante	202
3.2.2. Le hyétogramme de projet simple triangle	202
3.2.3. Le hyétogramme de projet double triangle	202
3.2.4. Le hyétogramme de Keiffer	203
3.2.5. Le hyétogramme « SOCOSE »	204
3.2.6. Les hyétogrammes déduits des courbes de Huff	204
3.2.7. L'exemple de différentes constructions de hyétogrammes de projet	204
3.2.8. Conclusion sur les pluies de projet	205
3.3. LE GÉNÉRATEUR DE PLUIE	206
3.3.1. La simulation directe de hyétogrammes	206
3.3.2. Le modèle Shypre	207
3.4. LES APPROCHES RÉGIONALES	209
3.4.1. L'utilisation de la régionalisation pour estimer une pluie locale	209
3.4.2. La connaissance spatiale de la pluie (pluies surfaciques)	211
4. L'ÉTUDE DES RUISSELLEMENTS INDUITS PAR LA PLUIE	212
4.1. LA RÉTENTION TEMPORAIRE DU RUISSELLEMENT	212
4.2. L'ÉVACUATION DU RUISSELLEMENT PAR LE RÉSEAU D'EAUX PLUVIALES	212
4.2.1. Les deux principes de méthodes : méthodes globales et méthodes détaillées	212
4.2.2. Les données d'entrée pour la modélisation	213
4.2.3. Les étapes de la modélisation détaillée	214
5. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	218
6. LES PHÉNOMÈNES SUSCEPTIBLES DE S'ASSOCIER À LA PLUIE	218
6.1. LA DESCRIPTION DES PHÉNOMÈNES	218
6.2. LA CORRÉLATION DE CES PHÉNOMÈNES AVEC LA PLUIE	219
7. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	220
8. SYNTHÈSE	220
9. LES RÉFÉRENCES	221

1. LES PRÉCIPITATIONS

1.1. LA DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE

1.1.1. La définition des précipitations

En météorologie, le terme de précipitation désigne les gouttelettes d'eau ou les cristaux de glace qui, après phénomènes de condensation et d'agrégation à l'intérieur des nuages, sont devenus trop lourds pour rester en suspension et tombent. Les quantités de précipitations mesurées au sol proviennent de ces précipitations au sens strict, mais aussi des dépôts liés au brouillard, à la rosée, etc.

1.1.2. La climatologie générale et la variabilité spatiale

Aux latitudes moyennes, et plus particulièrement pendant la période hivernale, l'atmosphère est caractérisée par des circulations de grande échelle avec une alternance de centres de haute pression (anticyclones) et basse pression (dépressions). Cette circulation définit pour une grande part les caractéristiques climatiques tempérées de notre pays. Les systèmes nuageux s'enroulent autour des dépressions et amènent des précipitations dont l'extension géographique est relativement large (plusieurs centaines de kilomètres). La succession plus ou moins rapide des centres d'action est à l'origine de l'extension temporelle des précipitations.

Cette climatologie générale est complétée par des particularités locales d'une grande variabilité spatiale. Ainsi, les précipitations côtières générées par la proximité de l'océan dont l'influence peut s'étendre sur plusieurs kilomètres à l'intérieur des terres, ou les précipitations orographiques pour lesquelles le relief force les masses d'air à se soulever, les versants au vent étant alors soumis à de fortes pluies.

D'autre part, les précipitations convectives sont provoquées par l'instabilité de l'air par soulèvement de masses d'air chaude très humides présentant des différences importantes de températures entre leur base et leur sommet. Elles ont, dans le cas d'averses ou d'orages isolés, une très faible extension spatiale (quelques kilomètres) mais peuvent provoquer de très fortes pluies.

L'ensemble de ces caractéristiques conduit à une grande variabilité spatio-temporelle des précipitations.

Le climat de la France présente de forts contrastes régionaux et saisonniers. Cette diversité s'explique par la combinaison de plusieurs facteurs : la latitude, la circulation atmosphérique d'ouest, les reliefs, l'influence de la continentalité vers l'est du pays et l'affrontement entre trois masses d'air (air polaire maritime frais et humide, air continental froid et sec, air tropical chaud et sec). Ainsi du nord-ouest vers le sud-est, on peut distinguer quatre grands types de climat :

- le climat océanique caractérisé par des pluies annuelles de l'ordre de 900 mm réparties tout au long de l'année, supérieure à 1 000 mm dans les régions proches de l'Atlantique, les précipitations journalières dépassent rarement les 50 mm ;
- le climat semi-continentale caractérisé par des pluies de l'ordre de 700 mm, avec des précipitations journalières pouvant dépasser les 80 mm ;
- le climat méditerranéen avec des pluies de l'ordre de 600 mm avec des pics en automne et des précipitations quotidiennes en octobre qui peuvent dépasser les 150 mm ;
- le climat de montagne avec des pluies abondantes qui peuvent atteindre 2 000 mm comme au Mont-Aigoual et dépasser les 250 mm en un jour.

Toutefois, même si le passage d'un climat à l'autre est progressif, des disparités dues à des influences très locales peuvent aussi jouer. Ainsi, l'Alsace est l'une des régions les moins arrosées de France, tandis que les Vosges à quelques kilomètres de là font parties des zones les plus pluvieuses.

1.1.3. Les événements exceptionnels

1.1.3.1. La définition

Les événements exceptionnels de pluie sont dus à des précipitations fortes apportant sur un court laps de temps (de l'ordre d'une heure à

une journée) une quantité d'eau très importante qui peut représenter la quantité reçue habituellement en un mois (normale mensuelle) ou en plusieurs mois. Des cumuls de l'ordre de 50 mm (ou l/m²) en 24 heures dans les régions de plaine et de l'ordre de 100 mm en 24 heures dans les régions montagneuses sont considérés comme des seuils critiques, dont le dépassement peut provoquer, lorsque la nature du terrain s'y prête, de graves inondations. Dans le sud de la France, les cumuls observés peuvent dépasser 500 mm en 24 heures. Pour les phénomènes les plus violents, le cumul des précipitations dépasse généralement les 100 mm en une heure. Les cumuls sur 15 minutes quant à eux peuvent dépasser les 35 mm et atteindre les 20 mm sur 6 minutes.

1.1.3.2. La description du mécanisme

Les précipitations intenses peuvent résulter de plusieurs types de conditions météorologiques :

- les orages violents et stationnaires ou succession d'orages localisés. L'échelle spatiotemporelle des orages est très variable. Les cellules orageuses isolées ont généralement une dimension de l'ordre du kilomètre et une durée de vie d'une vingtaine de minutes, mais les super cellules ont une dimension de 20 à 50 km et une durée de vie qui peut dépasser une heure. Quand les conditions sont favorables, en été principalement, les orages peuvent être regroupés dans de vastes systèmes convectifs de moyenne échelle, dont la dimension peut dépasser 300 km et la durée de vie être supérieure à une journée ;

- le front froid stationnaire ou ondulant d'une perturbation océanique, associé à une large bande de pluies donnant lieu à des cumuls localement importants sur les reliefs (de l'ordre de 100 mm en 24 heures).

Dans tous les cas, le soulèvement de l'air provoque une augmentation des précipitations sur le versant des reliefs exposé au vent.

Dans les régions méditerranéennes, les situations de vent de sud, avec des remontées d'air chaud et humide, peuvent provoquer des cumuls de pluie de plusieurs centaines de mm en quelques heures, en particulier durant l'automne. Selon la situation de grande échelle, ces épisodes prennent des formes différentes. Ainsi, par vent de sud-est, les situations « cévenoles » produisent des pluies orageuses durables sur le sud-est du Massif central.

Mais les situations à pluies diluviennes concernent principalement le Languedoc-Roussillon (12 novembre 1999, cf. figure 1), les Alpes du Sud (10 - 16 octobre 2000) ou la Corse (31 octobre et 1^{er} novembre 1993). De façon générale, les systèmes convectifs « en forme de V »^[1] sont particulièrement redoutables.

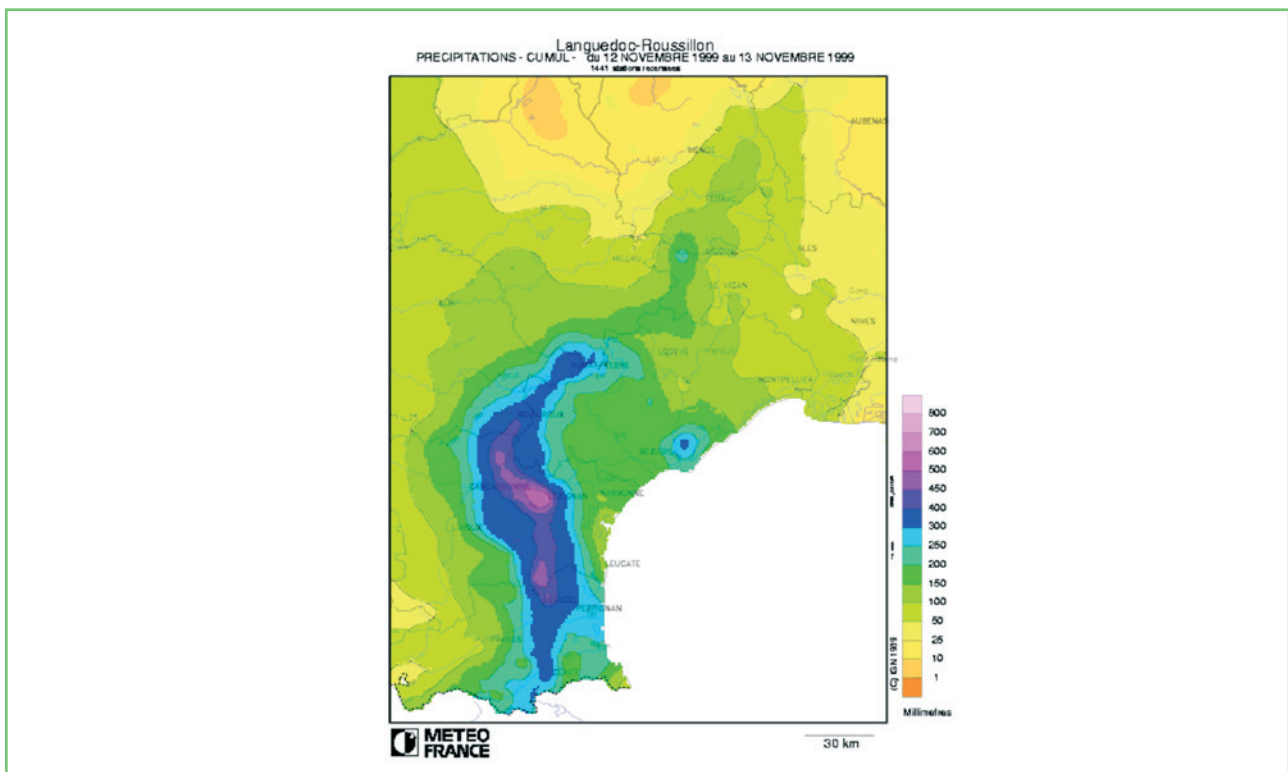


Figure 1 Reconstitution des précipitations du 12 au 13 novembre 1999 sur le Languedoc-Roussillon.

[1] Les systèmes en V sont appelés ainsi en raison de leur forme caractéristique en V, visible en imagerie satellite ou radar. Les cellules orageuses naissent à la pointe du V, se développent en se propageant vers le haut du V puis meurent alors que s'en créent toujours de nouvelles, toujours à peu près au même endroit.

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

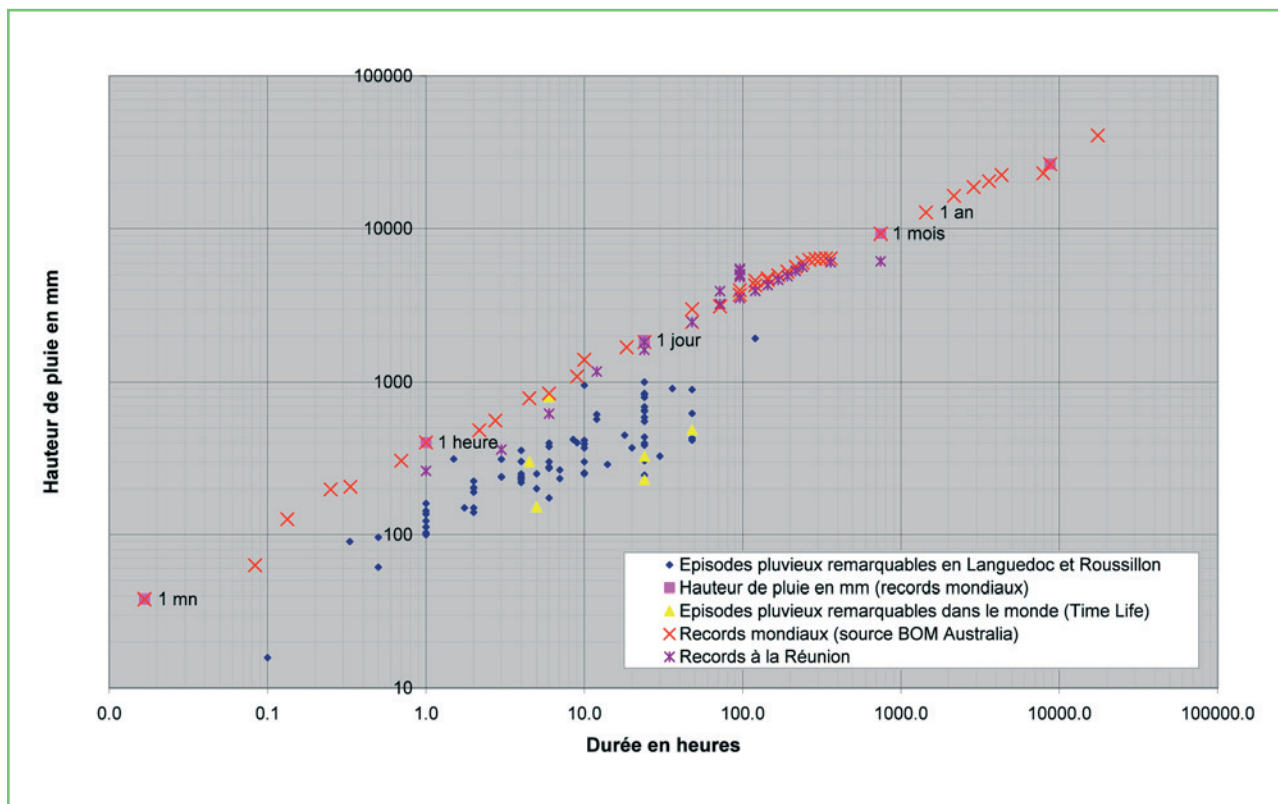


Figure 2 Valeurs remarquables de pluie en Languedoc et Catalogne comparées aux records mondiaux.

Les régions du Sud-Ouest de la France sont exposées, pour leur part, à des systèmes convectifs organisés en ligne de grain à déplacement rapide avec une violence combinée des chutes de précipitation (grêle) et de vent (tornade). La question des phénomènes associés à la pluie est traitée au paragraphe 6.

Le Nord de la France n'est pas à l'abri de ce genre de phénomène.

La figure 2 présente les records mondiaux, essentiellement observés en région tropicale et pour certains d'entre eux sur l'île de la Réunion, bien sûr à ne pas transposer en climatologie tempérée. On note que les valeurs exceptionnelles observées dans le Languedoc, bien que très élevées, restent bien en deçà des records mondiaux.

Les records en Languedoc et Catalogne sont extraits de l'article [1]. Les records mondiaux proviennent de différentes sources, dont le Guinness world records, 2004.

1.1.3.3. Les dégâts, effets, conséquences

Les dégâts provoqués par les précipitations intenses dépendent des caractéristiques de la zone géographique concernée : topographie, implantation des activités humaines, nature et état de saturation en eau du sol, etc. Le phénomène peut passer inaperçu dans une zone peu habitée. En secteur urbain, le très fort ruissellement sur les surfaces imperméabilisées peut saturer le réseau d'évacuation des eaux pluviales et causer des inondations, avec des dégâts considérables comme à Nîmes en 1988. Les précipitations intenses provoquent aussi des crues-éclair dévastatrices, en particulier dans les zones montagneuses (situations observées notamment lors des catastrophes de Nîmes le 3 octobre 1988, de Vaison-la-Romaine le 22 septembre 1992 et du Grand-Bornand le 14 juillet 1987). Les dégâts peuvent être aggravés par d'autres facteurs : violentes rafales de vent, grêle, foudre, fortes vagues perturbant l'écoulement des eaux fluviales vers la mer, comme dans l'Aude le 12 novembre 1999, ou bien encore en raison de la saturation des sols par les pluies durant les semaines précédentes, comme à Puisserguier dans l'Hérault le 28 janvier 1996.

Pour mémoire, la question des phénomènes associés à la pluie est traitée au paragraphe 6.

1.2. LA MÉTROLOGIE

1.2.1. Les pluviomètres et les pluviographes

Les précipitations sont recueillies au voisinage du sol. On mesure le volume d'eau liquide intercepté par une surface de référence au sol. L'unité couramment utilisée pour exprimer la quantité de précipitation est le millimètre. La hauteur de précipitations est la hauteur de la lame d'eau atteignant le sol. Une précipitation de 1 mm correspond à une précipitation d'un litre d'eau par mètre carré. L'appareil le plus classique pour cette mesure est le pluviomètre. Les précipitations sont collectées par la surface horizontale d'un cône emboîté sur une cuve de stockage. Ce type de pluviomètre doit être relevé manuellement aux heures d'observation.

Une mesure quasi continue des précipitations est possible grâce aux pluviomètres enregistreurs, permettant une meilleure connaissance de la répartition temporelle des précipitations. Dans les modèles à augets basculants souvent utilisés, la pluie s'écoule dans l'auget en position haute, quand celui-ci est plein, il passe en position basse et se vide. La bascule est détectée par un contacteur électronique. L'autre auget, passé en position haute commence à se remplir. Le nombre de basculements sur des périodes de temps de 1, 6 et 60 minutes est enregistré. La hauteur de précipitation provoquant le basculement de chaque auget est de 0,1, 0,2 ou 0,5 mm suivant les modèles. Les pluviomètres à augets basculeurs présentent généralement un déficit aux fortes intensités, mais ce déficit est compensé par calcul dans les systèmes d'acquisition récents. D'autres types d'appareillage existent, notamment le pluviomètre à pesée.

1.2.1.1. Les caractéristiques des sites d'implantation

Le vent est le phénomène perturbateur le plus important pour la mesure des précipitations. Les conditions idéales d'implantation décrites par l'Organisation mondiale de la météorologie (OMM) correspondent à une installation en un lieu entouré uniformément d'obstacles de hauteur uniforme. Ces obstacles permettent alors de limiter le vent et les turbulences au niveau du pluviomètre. Lorsque les obstacles n'entourent pas le pluviomètre d'une façon homogène, il est alors préférable de s'en éloigner à une distance d'au moins 4 fois leur hauteur. Le vent garde alors une influence perturbatrice, mais peu dépendante de la direction et des obstacles. Le sol doit être recouvert d'herbe ou de plantes dont la taille ne dépasse pas 30 cm ou de gravier ou de terre battue. Le choix d'un tel site est souvent incompatible avec des mesures pluviométriques en milieu urbain. Le site doit également pouvoir être alimenté par les réseaux électriques et téléphoniques, facile d'accès, et protégé contre les actions de vandalisme. À noter qu'une classification des sites de mesure est mise en place par Météo-France pour mieux déterminer la représentativité de ses postes de mesure à petite échelle (influence de l'environnement proche).

1.2.1.2. La densité spatiale

Celle-ci dépend des besoins opérationnels et des contraintes économiques liées à l'équipement, l'exploitation et la maintenance des appareils. Les recommandations OMM indiquent une station pour une surface de 600 à 900 km² en région plate et une station pour une surface de 100 à 250 km² en région montagneuse. La densité spatiale doit être adaptée à la variabilité spatiale des phénomènes que l'on mesure. La densité dépend aussi de la couverture radar existante, radar de précipitations et pluviomètres se complétant. La surface de captation de la pluie par les pluviomètres est de l'ordre de 500 cm². Ainsi, la mesure des précipitations par les pluviomètres n'est qu'un échantillon au niveau surfacique de la pluie tombée sur la surface de plusieurs centaines de km² qu'elle représente.

1.2.1.3. Les conditions de mesure

Elles doivent prévenir et limiter toute source d'erreur dans la mesure, qui se répercuterait dans son exploitation ultérieure (ajustements statistiques, calage des modèles). L'OMM estime qu'une précision de la mesure de + ou - 2 % peut être atteinte. Compte tenu des multiples causes d'erreur (capteur, influence du vent), une précision des mesures de + ou - 5 % est plus réaliste et considérée par Météo-France plus représentative de l'incertitude des pluies mesurées dans de bonnes conditions. Une formation régulière et sérieuse des agents chargés des mesures est indispensable pour assurer le tarage correct des appareils, les rectificatifs parfois nécessaires sur la mesure, et la prévention des dysfonctionnements éventuels.

1.2.1.4. La maintenance des appareils

Elle est assurée par des visites régulières (même si les données sont télétransmises) pour vérifier l'état de fonctionnement des appareillages, détecter les pannes (bouchage, etc.) pas toujours identifiables à distance au niveau de la réception des mesures et vérifier le bon étalonnage des éléments de mesure. La fréquence des visites sur le site est un paramètre déterminant de la qualité des mesures, mais aussi du coût de maintenance du réseau pluviométrique.

1.2.2. La mesure de la neige

Les précipitations solides peuvent être mesurées comme les pluies. Elles sont fondues avant la mesure. Un système de réchauffage peut être rajouté au pluviomètre permettant ainsi la mesure à distance. Différents capteurs automatiques de mesure de la neige à ultrason notamment, existent sur le marché. La fonte en temps réel nécessite un chauffage et donc la présence d'énergie, ce qui complique et augmente le coût de l'infrastructure d'un site. Par ailleurs, la collecte de la neige dans l'entonnoir d'un pluviomètre est très sensible aux effets du vent et est donc peu efficace : il peut y avoir jusqu'à 80 % de perte (ou sous-estimation) avec une vitesse du vent de 10 m/s !

On estime aussi la hauteur des chutes de neige accumulées au sol, généralement exprimée en centimètre. Cette valeur, compte tenu de la densité non constante de la neige, est distincte de la quantité d'eau fondue mesurée par le pluviomètre.

1.2.3. Les radars

La mesure radar consiste en une détection de particules solides ou liquides par l'intermédiaire d'ondes électromagnétiques.

La mesure radar présente en matière d'hydrologie un atout essentiel dans la quantification de la pluie, cet instrument permet une mesure spatiale en temps réel contrairement aux pluviomètres mesurant en un seul point de l'espace. Cependant, cette technique de télédétection présente un certain nombre de défauts dans la mesure des précipitations, la plupart de ces défauts sont corrigés par un algorithme d'élaboration des lames d'eau. Il est également mis à disposition des utilisateurs des codes qualité qui permettent d'apprécier le degré de confiance accordée à la mesure.

1.2.3.1. Les échos fixes et masques

Lorsque le faisceau électromagnétique est intercepté par un obstacle, comme un bâtiment ou plus généralement une zone de relief, cela se traduit par des zones d'échos indésirables et constantes spatialement. Ces obstacles ont de plus pour effet de masquer partiellement ou totalement le faisceau radar au-delà de l'obstacle, conduisant ainsi à une sous-estimation des précipitations dans cette zone. La réduction des zones d'échos fixes est corrigée par un compositage de l'image pixel à pixel.

1.2.3.2. La structure verticale de la pluie

Du fait de l'ouverture du faisceau radar, le volume de résolution augmente progressivement avec la distance. Le diamètre du faisceau peut ainsi atteindre plus de 2 km à 100 km de distance du radar, et se heurter d'avantage à des phénomènes de bande brillante (cf. ci-après).

1.2.3.3. Le phénomène de bande brillante

Ce phénomène est lié à la forte rétro-diffusion par les hydrométéores qui passent de l'état solide à l'état liquide au cours de leur chute. Au passage de l'isotherme 0 °C, les particules de glace sont recouvertes d'une fine pellicule d'eau liquide sans modification importante de leur taille. La réflectivité est alors importante. Un pic de réflectivité apparaît sur la verticale.

1.2.3.4. L'atténuation du faisceau

La présence ou non d'hydrométéores dans l'atmosphère joue un rôle primordial dans la propagation du rayonnement électromagnétique. Lors de fortes précipitations, les émissions à petite longueur d'onde sont fortement atténuées, causant une sous-estimation plus ou moins marquée au-delà de cette zone précipitante.

1.2.3.5. L'étalonnage électronique du radar

Une erreur d'étalonnage provoque une erreur systématique sur l'estimation des facteurs de réflectivité et donc l'intensité pluvieuse.

1.2.3.6. La variabilité de la relation entre la réflectivité et la quantité de précipitation

Cette relation dépend de la distribution granulométrique et la nature solide ou liquide des hydrométéores. Ainsi, afin d'adapter cette relation, il est théoriquement nécessaire de connaître le type de précipitations. Cependant, d'un point de vue pratique, nous savons qu'au sein d'un même épisode météorologique, cette distribution granulométrique varie spatio-temporellement de manière incessante. De nouvelles générations de radar (double polarisation) permettront dans les prochaines années d'identifier la nature des précipitations. Ce problème est actuellement réduit par un recalage régulier avec les mesures pluviométriques au sol.

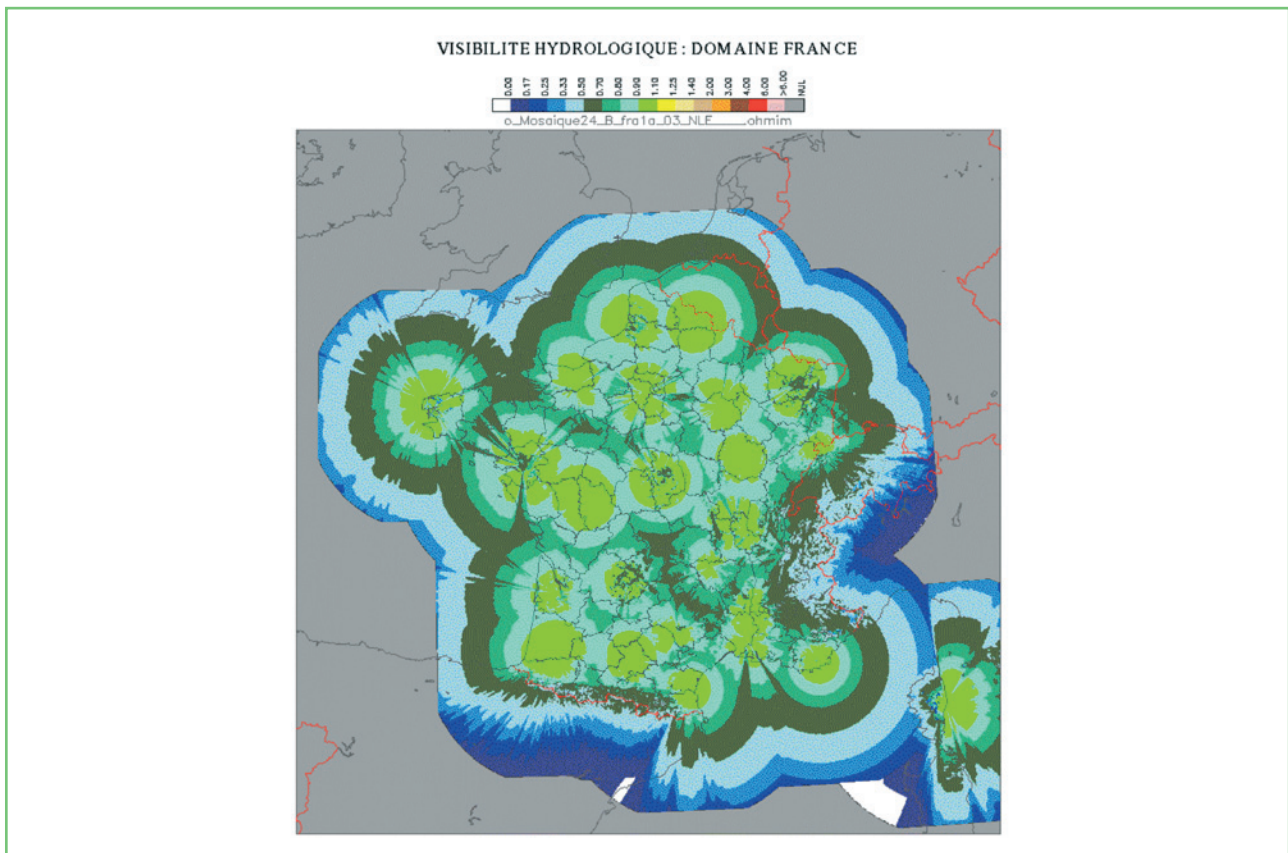


Figure 3 Carte de visibilité hydrologique des radars du réseau Aramis de Météo-France.

1.2.3.7. Les autres biais

- La sous-estimation à grande distance des pluies en basses couches mal détectées par le faisceau radar du fait de son altitude.
- La propagation anormale du signal lors d'inversion de température en basses couches causant une déviation vers le sol des faisceaux électromagnétiques.
- La surestimation des pluies dans le cas d'évaporation causée par la présence de pluie n'atteignant pas le sol.

Il faut souligner l'intérêt de coupler les mesures radar avec des mesures de pluies au sol, ce qui permet d'ajuster le traitement réalisé sur la mesure radar.

La technologie radar est principalement orientée actuellement sur la mise à disposition de données en temps réel. Elle devrait à l'avenir permettre d'élaborer des bases de données spatialement et temporellement plus riches que ne le permettent les pluviographes et pluviomètres.

1.3. LES BASES DE DONNÉES

L'ensemble des mesures précédentes doit être archivé, et mis à disposition, c'est le rôle d'une base de données.

Météo-France dispose ainsi d'une base de données climatologique (BDCLIM) centrale localisée à Toulouse^[2]. C'est une des bases de référence en matière de sauvegarde de la mémoire du climat, le réseau de mesure (métropole et Outre-mer) composé d'environ 6 000 postes actifs y est archivé de manière pérenne. Elle est alimentée automatiquement en temps réel mais aussi par numérisation de données disponibles sur les documents d'archive. L'effort de sauvetage de données anciennes est une action cruciale qui vise à localiser, identifier, sauvegarder les supports de mesures, analyser les données pertinentes et métadonnées qu'ils recèlent puis les saisir numériquement afin d'enrichir le patrimoine météorologique national, et constituer ainsi des séries temporelles plus longues ou spatialement plus denses.

[2] Accès en ligne aux données et produits climatologiques de Météo-France à l'adresse <http://climatheque.meteo.fr>

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

Nombre de postes (métropole et Outre-mer) ayant des données de précipitation quotidienne		Nombre de postes (métropole et Outre-mer) ayant des données de précipitation horaire		Nombre de postes ayant des données de précipitations 6 minutes
10 ans de données ou moins	1 508	10 ans de données ou moins	1 205	
Entre 10 et 20 ans de données	989	Entre 10 et 20 ans de données	947	
Entre 20 et 30 ans de données	556	Plus de 20 ans de données	556	
Entre 30 et 40 ans de données	687			
Entre 40 et 50 ans de données	528			
Entre 50 et 60 ans de données	560			
Plus de 60 ans de données	424			
Nombre de postes total	5 252	Nombre de postes total	2 166	

Tableau 1 Mesures en mars 2008 dont dispose Météo-France.

Aux mesures du **tableau 1** s'ajoutent des chroniques de relevés de dépassement de seuil, qui permettent des calculs de quantiles extrêmes sur de plus nombreux postes que ceux disposant de mesures complètes.

Remarques

- En plus de données brutes, le site internet climathèque de la BDclim propose un certain nombre de produits élaborés tels que des durées de retour (et intervalle de confiance sur l'échantillonnage) de pluies de 6 min et plus, établies à partir d'ajustements statistiques, du modèle Shyreg (cf. § 3.3.2), etc.

- Pour ce qui concerne ces produits d'ajustements statistiques, il conviendra de s'assurer de la conformité des ajustements au regard des préconisations du paragraphe 2.1 et de la contribution relative à la caractérisation probabiliste des phénomènes extrêmes.

- Les données et produits associés Météo-France sont mis à jour tous les ans, ce qui n'est pas le cas des résultats issus du modèle Shyreg.

Il existe d'autres producteurs de données, tel EDF, l'INRA, les Directions de l'environnement, des collectivités locales, etc. disposant de base de données pour leurs réseaux plus ou moins denses et étendus.

Enfin, il apparaît souhaitable que les mesures réalisées sur site par l'exploitant soient aussi archivées dans une telle base de données.

Pour être facilement exploitable, une base de données de précipitations doit contenir :

- des informations décrivant le réseau de mesure (méta-données) : description des postes de mesure (identification, coordonnées géographiques, type de poste, etc.), équipement des postes (capteurs, suivi des mesures), historiques relatifs aux points de mesure (historique des positions géographiques, historique de la qualité des sites, etc.) ;

- les données à des pas de temps datés et spécifiés (minutes, horaires et quotidiennes) ;

- un code qualité affecté à la donnée (validation, correction, estimation) ;

Éventuellement :

- des données élaborées : données décennales et mensuelles, des normales climatologiques, des records quotidiens et mensuels, des données d'hydrologie (dépassement de seuils, durée de retour).

2. LES PRINCIPES DE CARACTÉRISATION DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES

2.1. LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES

De façon générale, la caractérisation probabiliste d'un aléa fait l'objet d'une contribution spécifique transversale « La caractérisation probabiliste des phénomènes extrêmes ». Seuls quelques éléments spécifiques au traitement des séries pluviométriques sont repris ci-après.

2.1.1. L'échantillonnage : les données centrées ou non-centrées

Il est fréquent que, du fait notamment du processus météorologique, on soit conduit à travailler sur des données dites « non-centrées » qui entraînent, si l'on n'y prend garde, une sous-estimation des probabilités de valeurs extrêmes. Ceci se produit si la vulnérabilité envisagée est relative à l'intégration temporelle de la variable considérée et si le pas de temps d'observation ou d'archivage est trop grossier pour assimiler le maximum enregistré au maximum réel.

Par exemple, les données pluviométriques journalières correspondent souvent à des cumuls 8 h - 8 h ou 6 h - 6 h UTC (cas des postes climatologiques de Météo-France notamment). Or, sauf coïncidence, un épisode pluvieux aura vu tomber plus de pluie en 24 heures que les cumuls 8 h - 8 h ne le révéleront. On peut effectivement le vérifier quand on dispose de données à un pas de temps inférieur. Le cumul 13 h - 13 h pourra par exemple être plus élevé. Les cumuls 8 h-8 h fournissent des données « non-centrées », à pas de temps d'origine fixe.

L'alternative, possible uniquement avec un enregistrement à pas de temps fin, consiste à faire glisser l'origine du pas de temps jusqu'à trouver le plus fort cumul. On parle alors de données « centrées », ce qui donne parfois lieu à des interprétations erronées, le pic instantané du phénomène ne tombant pas nécessairement au milieu du pas de temps. Il vaut mieux parler de données à pas de temps glissant.

L'important est néanmoins de rester conscient du décalage possible. Pour les pluies en 24 h, on a souvent vérifié expérimentalement que les pluies maximales centrées étaient, en moyenne, 1,14 fois plus fortes que les non-centrées (épisode par épisode, ce coefficient multiplicatif varie entre 1 et 2). Le coefficient moyen de 1,14 est appelé coefficient de Weiss. Des modèles de dynamique temporelle de pluie ont été proposés pour rendre compte de ce facteur. Il est souvent utilisé également pour des précipitations aux pas de temps inférieurs. Il semble pertinent de conserver cette approximation en attendant que l'analyse systématique de séries d'observations fiables à faible pas de temps apporte des éléments nouveaux.

En pratique, les données et produits disponibles sur le site Climathèque de Météo-France sont principalement des données à pas de temps glissants.

En particulier :

- les durées de retour à pas de temps \geq à 1 jour sont glissants au pas de temps du jour ;
- les durées de retour à pas de temps \leq 192 h sont glissants au pas de temps 6 minutes (ainsi 24 h représente une journée glissante).

La différence entre ces deux façons d'obtenir des données à pas de temps glissant peut donner des résultats sensiblement différents sur les pas de temps proches de 1 jour mais moins sur les autres. Pour les pas de temps proche de 1 jour, la donnée centrée au pas de temps 6 minutes est donc à privilégier.

Pour les pas de temps les plus faibles (6 et 15 minutes principalement), il faudrait comparer avec un pas de temps plus fin de l'ordre de la minute, mais on atteint alors la limite de la mesure. Disposant depuis peu de données 1 minute, Météo-France compte faire une étude sur ce biais, ce qui nécessitera cependant d'accumuler encore plusieurs années de données).

Les pluies de durée 6 minutes donc doivent être corrigées. Dans l'attente des résultats à venir sur ce point, le groupe de travail propose de retenir la correction donnée par le coefficient de Weiss (1,14).

Compte tenu du fait que le biais diminue très rapidement pour les durées de pluies supérieures à 6 minutes, il n'apparaît pas nécessaire de corriger les données de pluies supérieures à 6 minutes issues de données à pas de temps glissant sur 6 minutes.

2.1.2. L'exemple de la méthode du Gradex et de la méthode Schadex

Il est difficile de ne pas citer, à propos de l'aléa pluviométrique, la méthode du Gradex qui a été employée à de très nombreuses reprises en France ces quarante dernières années et a inspiré de multiples variantes. Développée par ses auteurs dans le but d'apporter une réponse rationnelle au choix de la crue de projet sur des bassins versants de taille intermédiaire (10 à 10 000 km²), la méthode du Gradex s'appuie au départ sur une modélisation de l'aléa pluviométrique. L'hypothèse centrale est que les précipitations suivent, pour un pas de temps donné, asymptotiquement, une loi à décroissance exponentielle. Le paramètre essentiel est le Gradex qui correspond à l'augmentation arithmétique de la pluie nécessaire pour diviser sa probabilité de dépassement par e ($\exp(1)$). En pratique, il est souhaitable que, la population de toutes les pluies d'une saison donnée soit ajustée par une somme de deux exponentielles. Sur cette base, le paramètre Gradex a été cartographié pour différents pas de temps et différentes saisons, ce qui a permis d'apprécier la cohérence de la modélisation.

Néanmoins, des tests récents pratiqués sur plus de 400 longues séries de précipitations journalières françaises, ont montré que les probabilités de valeurs rares estimées sur la base d'une partie de la série semblaient en moyenne sous-estimées en regard des réalisations observées sur une seconde partie.

L'hypothèse a été émise que, en dépit du prédécoupage saisonnier, l'hétérogénéité des échantillons pouvait être responsable de cette apparente sous-estimation. Les populations de précipitations ont été partagées en huit sous-populations sur la base d'une classification des journées en « types de temps ». Ces types de temps résultent d'une classification automatique portant sur les champs de pression atmosphérique qui conditionnent la circulation des masses d'air. Type de temps par type de temps, saison par saison, les échantillons des pluies « centrales » (on appelle pluie centrale une pluie plus abondante que la pluie immédiatement antérieure ou postérieure) dépassant un certain seuil sont ajustés par une loi exponentielle. Les tests de biais sur les 400 longues séries de précipitations journalières ont été réitérés pour montrer, qu'à ce pas de temps au moins, les probabilités estimées selon la nouvelle méthode étaient pertinentes. Cette modélisation probabiliste par type de temps a donc été intégrée dans la nouvelle méthode Schadex d'estimation des probabilités de débits extrêmes.

Ces méthodes du Gradex et Schadex, mises en œuvre en pratique sur des bassins versants d'au moins 10 km², sont reprises dans la contribution « Les crues sur de petits bassins versants ». Pour plus d'éléments sur ces méthodes, le lecteur pourra se référer aux documents [10] et [11].

2.2. LES APPROCHES ALTERNATIVES À LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE

En marge des analyses statistiques des chroniques d'observations des pluies, d'autres sources d'information présentent un certain intérêt, bien que leur expression en fréquence reste toujours difficile.

L'approche historique, utilisable en reconstitution des débits de crue à l'aide des laisses de crue dans des sections hydrauliquement exploitables, est difficilement utilisable en ce qui concerne les pluies. Peu d'informations chiffrées existent en marge des réseaux de mesure. Citons pour mémoire les mesures effectuées par l'instituteur de l'école de Saint-Laurent de Cerdans, dans les Pyrénées-Orientales lors de l'événement d'octobre 1940 : 1 000 mm le 17 et un total de 2 050 mm du 16 au 21 ([2]).

Alors qu'en France on reste sur des notions probabilistes d'estimation des pluies exceptionnelles, le monde anglo-saxon a introduit la notion de précipitation maximum probable (PMP). Pour un lieu géographique donné, la PMP est définie comme la pluie maximale envisageable (qui a une probabilité d'occurrence très faible, sinon nulle). Sa détermination, d'ordre météorologique, est obtenue en maximisant tous les paramètres qui conditionnent les pluies : température de l'air, pression, température du point de rosée, etc.). Ce mode d'estimation n'est abordable que par des spécialistes de la thermodynamique de l'atmosphère. Ce qui a conduit à proposer d'autres estimateurs :

- les courbes enveloppes régionales construites à partir des plus fortes valeurs observées ; mais dans ce cas les pluies ont été observées et la notion de PMP est quelque peu dévoyée ;

- une approche statistique, basée sur moyenne et écart-type de l'échantillon d'observation. Hershfield propose : $PMP = m + k s$

avec :

m : moyenne des valeurs maximales annuelles de l'échantillon ;

s : écart des valeurs maximales annuelles de l'échantillon ;

k : coefficient qui dépend de la durée et de m . Pour la France, k varie de 15 (climat méditerranéen humide) à 18 (climat tempéré sec), pour les pluies journalières.

Ces méthodes n'ont pas été retenues par le groupe de travail pour la raison qu'il n'est pas possible d'attribuer une signification probabiliste aux aléas issus de ces méthodes, alors que le risque de dépasser les valeurs « plafonds » calculées n'est pas nul.

3. LA MISE EN ŒUVRE PRATIQUE DE LA CARACTÉRISATION DES PRÉCIPITATIONS EXTRÊMES (APPROCHE PROBABILISTE)

3.1. LA NOTION DE PAS DE TEMPS ET LA VARIATION DE LA PLUIE AVEC LA DURÉE

Plus encore que le cumul des pluies, leur intensité (cumul de la pluie sur un pas de temps donné) est un paramètre essentiel qui permet de cerner l'effet hydrologique d'une pluie. Les conséquences de fortes précipitations sont étroitement liées au temps de concentration du lieu où se produit la pluie, de quelques dizaines de minutes dans le cas de ruissellement urbain, quelques heures pour les petits bassins versants, à plusieurs jours dans le cas de grands bassins versants. Cette grande variabilité de réponses aux précipitations nécessite de connaître les intensités des pluies en les associant à la durée considérée, d'où la nécessité de s'appuyer sur des cumuls allant de six minutes à la journée.

Notons $P(t)$, le cumul pluviométrique lors d'un épisode pluvieux. $P(t)$ est une fonction croissante de t .

Notons $i(t)$, l'intensité instantanée de pluie $= \frac{dP(t)}{dt}$. $i(t)$ est une fonction décroissante de t . En raison du mode de comptage discontinu de la pluie et aussi du problème de détermination lorsque $dt \rightarrow 0$, on est amené à définir $I(\Delta t) = \frac{\Delta P(t)}{\Delta t}$, qui représente l'intensité moyenne de la pluie sur la durée Δt .

Déterminer la durée d'une pluie n'est pas trivial. Un épisode pluvieux est généralement constitué d'une succession de périodes pluvieuses et de périodes sèches. Ne considérer que la durée réellement pluvieuse (à condition que l'on puisse l'identifier au regard du mode d'enregistrement discontinu des pluies) conduirait à une impossibilité d'étudier les pluies de longues durées. Ce qui amène les techniciens à cumuler les durées sèches et les durées pluvieuses au cours d'un épisode pluvieux pour connaître l'évolution du cumul pluviométrique $P(t)$ en fonction de t .

La variation de $P(t)$ en fonction de t est très variable selon les épisodes pluvieux. La méthode d'analyse la plus couramment utilisée est celle présentée par Huff (1967). La variation de la pluie en fonction du temps est représentée sur un diagramme adimensionnel :

- en abscisse : t/D_{tot} , D_{tot} étant la durée totale de l'épisode pluvieux ;
- en ordonnée : $P(t)/P_{tot}$, P_{tot} étant le cumul de pluie de l'épisode pluvieux.

On obtient alors un faisceau de courbes qui peut être analysé statistiquement en fonction de l'évolution des courbes : pluie préférentiellement en début d'épisode, pluie bien répartie tout au long de l'épisode, pluie préférentiellement en fin d'épisode.

Ces notions sont généralement utilisées pour des développements autour des pluies de projet.

Cependant, il est nettement plus répandu d'étudier, non pas directement le cumul pluviométrique $P(t)$, mais les quantiles statistiques de pluie établis pour différentes durées.

3.1.1. Les courbes pluie-durée-fréquence et les courbes intensité-durée-fréquence

Selon que l'on raisonne sur les cumuls $P(\Delta t, T)$, ou sur les intensités $I(\Delta t, T)$ on parle de courbes pluies-durée-fréquence ou de courbes intensité-durée-fréquence. T est la période de retour des quantiles, dont la détermination repose sur une étude statistique préalable.

Ces courbes ont été étudiées par de nombreux auteurs (Talbot, Grisollet, etc.). Tous constatent que l'augmentation de la pluie (et la diminution de l'intensité) avec la durée des pluies n'est pas linéaire avec le temps.

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

Les expressions les plus fréquentes de ces courbes sont de la forme :

$$I(\Delta t, T) = a(T) / (\Delta t + b(T))^{n(T)}$$

$$I(\Delta t, T) = a(T) / (\Delta t^{n(T)} + b(T))$$

$$I(\Delta t, T) = a(T) / (\Delta t + b(T)) \text{ (formule dite de Grisollet)}$$

En pratique, la formulation la plus utilisée est la formulation de Montana qui s'écrit^[3] :

$$I(\Delta t, T) = a(T) \Delta t^{b(T)} \quad \text{ou} \quad P(\Delta t, T) = a(T) \Delta t^{b(T)+1}$$

Noter que certains auteurs proposent une formulation à 4 paramètres pour l'ensemble des périodes de retour. Cette formulation est basée sur l'étude de la variation de a(T) et b(T) avec le logarithme Népérien de la période de retour T.

L'expression finale est la suivante : $P(\Delta t, T) = (c+d \text{ Ln}(T)) \Delta t^{\frac{1}{c+d \text{ Ln}(T)}}$

Dans toutes les expressions, les paramètres dépendent de la période de retour et sont à caler sur les quantiles d'intensité de pluie. Les plages de calage les plus souvent rencontrées sont :

$\Delta t = 6, 15, 30$ minutes, 1, 2, 3, 4, 6, 12, 24 heures et $T = 2, 5, 10, 50, 100$ ans

L'étude des lois de variation de l'intensité des pluies (ou du cumul des pluies) met en évidence une cassure des courbes de Montana. Cette cassure se situe, selon les auteurs, dans une plage de 2 à 6 heures. Elle pourrait correspondre à deux typologies différentes de pluie : les pluies intenses généralement de durée courte et les pluies d'origine frontale de faibles intensités mais susceptibles de durer plusieurs jours. Il est classique d'écrire la formulation de Montana selon deux expressions :

■ pluies de courte durée : $P(\Delta t, T) = a_1(T) \Delta t^{b_1(D)+1}$

■ pluies de longue durée : $P(\Delta t, T) = a_2(T) \Delta t^{b_2(D)+1}$

En veillant à ce qu'il n'y ait pas de discontinuité au niveau du point pivot (Δt entre 1 et 6 heures). L'exposant b_2 est systématiquement inférieur à b_1 , ce qui traduit une plus faible croissance des pluies de longue durée avec le temps.

Les formulations de Montana sont parfois établies, à partir de chroniques de pluie journalière. Dans ce cas, les valeurs de Δt étudiées sont : 1, 2, 3, 5, 10 jours. Noter que ce type de formulation donne parfois lieu à des extrapolations erronées vers les pluies de courte durée, en raison de la cassure précédemment évoquée.

3.1.2. Les sources de données disponibles

À titre d'exemple, le **tableau 2** ci-après présente les coefficients de Montana proposés par l'instruction technique de 1977 [14]. Il convient de préciser que le découpage de la France en trois régions, et les coefficients proposés à l'époque s'appuyaient sur des chroniques de pluies très courtes. Ces données apparaissent maintenant désuètes, et ne tiennent pas suffisamment compte des disparités régionales. Il est préférable de retenir plutôt des données actualisées issues de stations proches et représentatives du site étudié.

Période de retour (année)	2 ans		5 ans		10 ans	
	a	b	a	b	a	b
Région 1	3,7	- 0,62	5,0	- 0,61	5,9	- 0,59
Région 2	4,6	- 0,62	5,5	- 0,57	6,7	- 0,55
Région 3	5,0	- 0,54	5,9	- 0,51	6,1	- 0,44

Tableau 2 Coefficient de Montana de l'instruction technique [14]
(formule $I(\Delta t, T) = a(T) \Delta t^{b(T)}$, ajustement pour des pluies comprise entre 6 min et 2 h, avec I exprimé en mm/minute et t en minutes).

[3] Le coefficient puissance est souvent formulé de différentes façons. Nous l'avons formulé $P(\Delta t, T) = a(T) \Delta t^\beta$, avec $\beta = b(T)+1$, b(T) négatif. Mais certains auteurs écrivent : $\beta = -b(T)$, $\beta = b(T)$, $\beta = 1-b(T)$, ce qui peut entraîner des confusions.

Région 3 : départements méditerranéens (régions Languedoc-Roussillon, Provence-Alpes-Côte d'Azur, Corse + départements de l'Aveyron, de l'Ardèche et de la Drôme).

Région 2 : départements au sud d'une ligne Bordeaux-Belfort, excepté les départements de la région 3.

Région 1 : départements au nord d'une ligne Bordeaux-Belfort.

On déduit par exemple, avec le **tableau 2**, que l'intensité d'une pluie de durée 1 heure de fréquence décennale de la région 3 est de 1 mm/minute, soit 60 mm/heure.

Remarque : les coefficients de Montana sont parfois directement intégrés dans les formules d'estimation des débits. C'est le cas de l'instruction technique [14].

Il est à noter que depuis l'élaboration de l'instruction technique de 1977, d'autres découpages de la France en régions météorologiques ont été réalisés. Les zones obtenues dépendent fortement de la durée de la pluie et de la méthode de zonage. À l'heure actuelle, ces tentatives n'ont pas permis d'aboutir à l'identification de zones auxquelles il serait possible d'attribuer des valeurs de pluies extrêmes.

En conséquence, et afin de retenir des coefficients de Montana plus pertinents que ceux de l'instruction technique [14], on pourra se référer par exemple aux courbes « intensité-durée-fréquence » et coefficients de Montana de différentes périodes de retour (entre 2 et 100 ans) calculés par Météo-France pour environ 300 stations et pour des pas de temps allant de 6 minutes à 192 heures.^[4]

Des courbes IDF sont aussi disponibles pour des durées de 1 à 10 jours pour un très grand nombre de postes d'observation des pluies journalières.

Les estimations fournies par la méthode SHYREG décrite plus loin sont aussi disponibles à Météo France. Ces estimations concernent les pluies de durée allant de 1 à 72 heures et pour des périodes de retour entre 2 et 100 ans. L'approche étant régionale, ces estimations sont disponibles en tout point de l'espace sur une grille de 1 km².

À l'heure actuelle, Météo-France considère que les échantillons de pluies sont insuffisants pour extrapoler et proposer des valeurs de coefficients de Montana au-delà de la période de retour centennale, quelques soit la plage de durées de pluie. On admet en général qu'il n'est pas raisonnable d'évaluer des quantiles de durée de retour supérieure à 4 fois la taille de l'échantillon.

3.1.3. La mise en œuvre pratique de la loi de Montana

De façon générale, les coefficients de Montana sont valables sur la plage de durées sur laquelle ils ont été calés. Une attention particulière sera portée sur la validité des coefficients utilisés, en fonction de la durée de la pluie étudiée. En particulier, les coefficients issus des mesures de Météo-France ne sont pas calés sur des durées de pluies inférieures à 6 minutes, et ne peuvent donc légitimement être utilisés pour des durées inférieures à 5 ou 6 minutes.

La question de la durée minimale des pluies extrêmes qu'il est possible de caractériser a été discutée par le groupe de travail. Il a été convenu que la caractérisation de pluie de durées inférieures à 6 minutes (durée de pluies minimale actuellement disponible sur de longues chroniques) relevait de l'extrapolation. Ces durées de pluies extrêmement courtes ont été identifiées comme pertinentes pour le calcul des évacuations de gouttières.

Par ailleurs, le coefficient $b(T)$ varie peu avec T . Il est souvent possible de retenir une valeur unique de $b(T)$. La variation avec T est alors entièrement reportée sur $a(T)$. Il est à noter que dans le cas où b est constant, on vérifie que le Gradex des pluies de différentes durées Δt varie comme Δt^b .

Remarque : attention aux erreurs sur les unités dans l'utilisation de la formulation de Montana, si les valeurs de a et b sont calées sur des unités différentes. Pluies en mm et Δt en heures sont couramment utilisés, mais on trouve aussi intensité en mm/h et Δt en minutes ou intensité en mm/minute et Δt en minutes...

3.2. LES PLUIES DE PROJET

On utilise indistinctement le nom de pluie de projet ou de hyétogramme de projet. La construction de pluie de projet est généralement inhérente à l'utilisation de l'information pluie dans une modélisation de la transformation de la pluie en débit.

[4] Pour mémoire, accès en ligne aux produits climatologiques de Météo-France à l'adresse <http://climatheque.meteo.fr>

Sur les observations, les distributions des intensités de pluie dans le temps sont extrêmement variables selon les épisodes pluvieux. La représentation sous une forme unique d'un hyétogramme de projet, ne prétend pas reproduire un hyétogramme observé mais un hyétogramme synthétique, statistiquement « représentatif » des observations. Il est parfois indiqué que le hyétogramme de projet est un hyétogramme qui ne sera jamais observé.

Un hyétogramme de projet est défini par :

- des durées caractéristiques (durée totale du hyétogramme D et/ou temps caractéristique d'un bassin versant, pas de temps de calcul ΔD du hyétogramme (D est généralement un multiple entier de ΔD , etc.) ;
- la quantification de la pluie ou de son intensité en fonction du temps (loi de Montana, par exemple).

La construction d'un hyétogramme de projet consiste à proposer une répartition dans le temps (au pas ΔD), des intensités (ou des cumuls de pluie) au cours de la durée total D du hyétogramme.

Généralement on affecte au hyétogramme de projet, la période de retour du cumul de pluie calculé sur la durée totale D du hyétogramme. Nous verrons toutefois, que selon le mode de construction, la période de retour effective du hyétogramme n'est pas toujours facile à appréhender.

La littérature propose divers modes de construction, du plus simple (intensité de pluie constante au cours de la durée D) à des formes « plus réalistes » (à partir des courbes de Huff).

3.2.1. Le hyétogramme de projet à intensité constante

Ce genre de hyétogramme est utilisé par la méthode rationnelle pour calculer le débit de pointe d'un bassin versant de durée caractéristique D . Le cumul de pluie est calculé par $P=a D^{1+b}$, l'intensité constante étant donnée par $P/D = a D^b$.

3.2.2. Le hyétogramme de projet simple triangle

Le cumul de pluie est $P=a D^{1+b}$ mais l'intensité de pluie n'est pas constante. Sa détermination découle de la forme triangulaire (triangle isocèle ou non), de base D qui est affectée au hyétogramme. L'intensité maximale I_{MAX} est dans ce cas égale à $2 a D^b$, soit le double de celle proposée par la construction précédente.

3.2.3. Le hyétogramme de projet double triangle

Cette forme a été proposée par M. Desbordes, dans le cadre des études générales réalisées lors de la refonte des instructions techniques relatives à l'assainissement des agglomérations. Elle était destinée, initialement, au calcul des débits de pointe de période de retour T donnée de petits bassins versants urbanisés. La forme proposée résultait d'une étude de sensibilité du modèle de calcul de ce débit à l'aide d'un modèle conceptuel de ruissellement issu de l'analyse de système, le modèle dit « du réservoir linéaire » [15].

Initialement, les pluies de projet étaient générées à partir d'un modèle stochastique à 3 variables indépendantes, issu de l'analyse de longues séries pluviographiques (Paris-Montsouris et Montpellier-Bel-Air). Ces variables étaient :

- HM ($D1$) : pluie « intense » de durée $D1$ (comprise entre 15 minutes et 2 h), distribuée selon une loi exponentielle ou log normale ;
- HC ($D1 - D2$) = $H(D2) - HM(D1)$: pluie « complémentaire » de HM ($D1$) sur une durée $D2$, fixée arbitrairement à 4h en hydrologie urbaine, distribuée suivant une loi exponentielle ou log normale ;
- Θ position de la période intense HM($D1$) sur la durée $D2$, distribuée suivant une loi uniforme ($0 < \theta < 1$).

Le générateur stochastique était utilisé pour générer des séries de pluies utilisées comme « entrées » du modèle de ruissellement, les calculs statistiques étant conduits sur les variables hydrologiques résultantes (débits de pointe en un point, volumes au-dessus d'un seuil, etc.). La forme simplifiée des pluies, leurs durées limitées, autorisait une accélération des calculs informatiques à une époque où les capacités des ordinateurs étaient limitées.

Par la suite, a été proposée une simplification de la méthode consistant à préétablir des pluie de projet « de type T », T étant la période de retour de la pluie intense HM($D1$, T) au sein d'une pluie de 4 h, $H(4 h, T')$, la période de retour $T' < T$ étant déduite de l'analyse de longues séries d'observation. La technique d'élaboration de ces pluies a été décrite dans un document du Service technique de l'urbanisme

T = 10 ans	D1	HM (D1,10) en mm	H (4 h,T') en mm	T' (années)
Montpellier	15 min	22	53,5	2 ans
	30 min	34	59	3
	1 h	48	68	4,7
	2 h	67	81	7,5
Paris	15 min	19	40	7
	30 min	30	43	8
	1 h	39	44	8,5
	2 h	43	45	9,5

Tableau 3 Données pour des pluies de type décennal pour la région III (Montpellier) et la région I (Paris).

(réf. [16]). La période de retour T était transférée aux variables de ruissellement calculées. Cette hypothèse probabiliste « forte » résultait du fait que pour les périodes de retour T, généralement utilisées dans le calcul des ouvrages d'assainissement urbain, la transformation pluie-débit est sensiblement déterministe.

À titre indicatif, les données pour des pluies de type décennal pour la région III (Montpellier) et la région I (Paris) figurent sur le **tableau 3**.

Ainsi une pluie de type décennal en 30 minutes, « retardée » au 3/4 ($\theta = 0,75$) serait composée :

- d'une pluie intense de 30 min de 34 mm et d'intensité moyenne 68 mm/h ;
- d'une pluie « complémentaire » de 59 mm (H (4 h, 3 ans), issue des courbes IDF particulières) et d'intensité moyenne $(59 - 34) / 3,5 = 7,1$ mm/h.

L'intensité de pointe dépend de la méthode de « triangularisation » des deux blocs de pluie, sans conséquence sur la valeur du débit de pointe cherché. Certains auteurs (B. Chocat par exemple) ont ainsi proposé des formules de « triangularisation » [12].

Mise en garde

Ces pluies de projet « double triangle » ont été proposées pour calculer les débits de pointe de ruissellement de systèmes d'assainissement de petits bassins versants urbanisés, supposant un écoulement sans stagnation. En particulier, la durée D2 de 4 h ne saurait convenir pour des systèmes comportant des ouvrages de stockage temporaire des ruissellements qui supposeraient des durées D1 et D2 beaucoup plus longues et pour lesquelles les études statistiques de correspondance des périodes de retour T et T' n'ont pas été réalisées à ce jour.

Cette forme, proposée par M. Desbordes, est couramment utilisée en hydrologie urbaine. Le hyétogramme comporte une durée D1 de pluie intense, de cumul $P1 = a D_1^{(1+b)}$, et le reste de la pluie $P-P1 = a (D^{(1+b)} - D1^{(1+b)})$ est reporté de part et d'autre de la période intense. Dans ce cas, la construction géométrique aboutit à l'intensité maximale suivante :

$$I_{MAX} = 2(I1-I2), \text{ avec } I1 = a D_1^b \text{ et } I2 = (P-P1) / (D-D1) = a (D^{b+1} - D1^{b+1}) / (D - D1)$$

3.2.4. Le hyétogramme de Keiffer

C'est un hyétogramme monofréquence : les intensités de pluie sur les durées successives $\Delta D, 2\Delta D \dots$ ont la même période de retour : $I_{DD} = a \Delta D^b, I_{2DD} = a (2\Delta D)^b$, etc.

L'intensité maximale de ce hyétogramme est généralement très forte (elle est fonction de ΔD).

Ce type de hyétogramme est relativement simple à mettre en œuvre à partir des coefficients de la loi de Montana. Cependant on admet que la période de retour des débits de pointe issus d'un tel hydrogramme est plus élevée que la période de retour de calcul des intensités de pluie des différents pas de temps qui le compose. Ceci vient du fait qu'une forte proportion de la pluie est concentrée sur ΔD entraînant généralement une surestimation du débit de pointe.

3.2.5. Le hyétogramme « SOCOSE »

Afin de pallier les inconvénients du hyétogramme de Keiffer, le Cemagref a proposé un mode de construction qui conduit à des intensités maximales plus faibles. Le cumul de pluie sur les différents intervalles de temps ΔD , $2\Delta D$... est donné par :

$$P(K,D) = a \left(\frac{KD}{\left(K^2 + \frac{2}{K} - 2 \right)^{3/7}} \right)^{1+b} \quad \text{avec } K = \frac{\Delta D}{D}, \frac{2\Delta D}{D}$$

L'intensité maximale I_{\max} est donc :

$$I_{\max(\Delta D)} = a \left(\frac{\Delta D}{\left(\left(\frac{\Delta D}{D} \right)^2 + \frac{2D}{\Delta D} - 2 \right)^{3/7}} \right)^{1+b} \times \frac{1}{\Delta D}$$

Ces hydrogrammes ont été construits à l'origine pour des bassins versants ruraux. De façon générale, ils fournissent des débits plus faibles que les autres hyétogrammes, car ils sont construits de telle façon que l'intensité moyenne de pluie pour toute durée plus courte que la durée totale du hyétogramme soit de période de retour plus faible que celle recherchée.

3.2.6. Les hyétogrammes déduits des courbes de Huff

Rappelons que le diagramme de Huff est une représentation adimensionnelle de l'évolution du cumul de pluie en fonction du temps. Les cumuls évoluent selon différentes formes de courbes en fonction de la distribution des pluies dans le temps. Après classement statistique de ces courbes, il est possible de qualifier différentes typologies de pluies.

Une simple lecture de ces courbes, à un pas de temps de ΔD , permet d'estimer les cumuls de pluie sur les ΔD successifs et donc de construire un hyétogramme de projet. Bien sûr, le total de pluie est comme dans les autres constructions égal à : $a \cdot D^{(1+b)}$.

Ces hydrogrammes sont en pratique peu mis en œuvre, car ils nécessitent un long travail de dépouillement des séries.

3.2.7. L'exemple de différentes constructions de hyétogrammes de projet

Définition du hyétogramme : $D = 2$ heures, $\Delta D = 15$ minutes, $I = a \cdot t^b$ ($a = 40$ et $b = -0,55$, I en mm/h et t en heures), $DI = 30$ minutes (hyétogramme double triangle).

Méthode intensité constante (cas 1)	27,3 mm/h
Méthode intensité constante (cas 2)	85,7 mm/h
Méthode simple triangle	54,6 mm/h
Méthode double triangle	85,7 mm/h
Méthode de Keiffer	85,7 mm/h
Méthode Socose	51,5 mm/h

Tableau 4 Intensités maximales (sur 15 minutes) selon les différents types de hyétogrammes de projet.

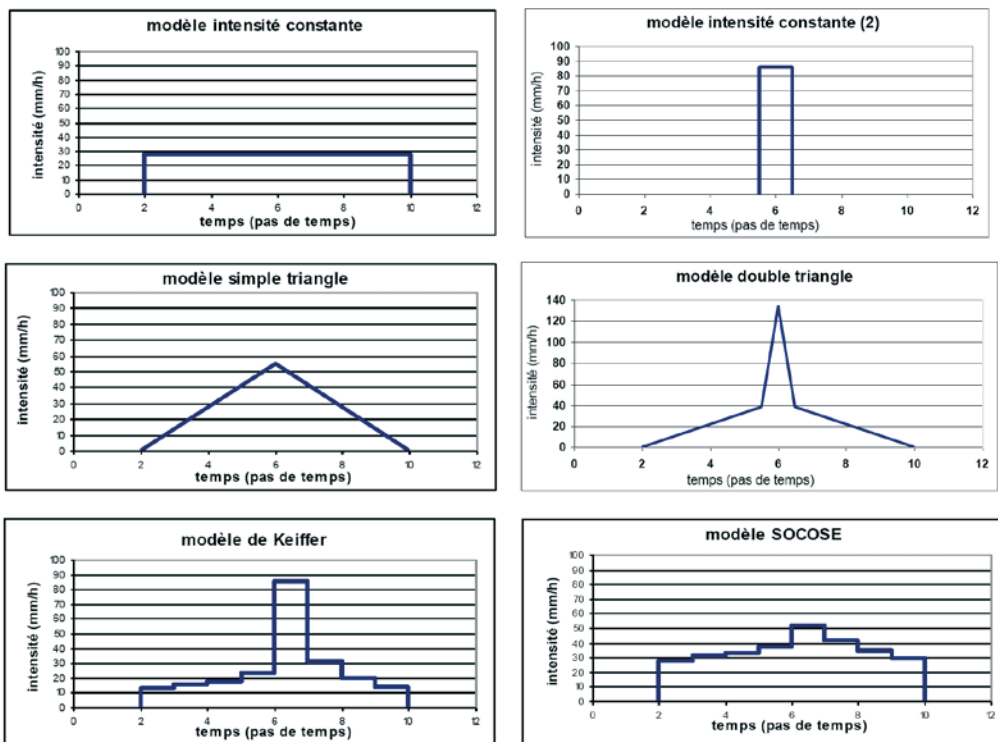


Figure 4 Exemple de différentes constructions de hyétogramme de projet.

NB : dans toutes les constructions de la figure 4, l'intégrale des courbes représente le cumul de pluie sur la durée D, qui est égal à : $a D^b$, soit 54.6 mm.

Noter que dans les constructions proposées, l'intensité maximale a été positionnée au centre du hyétogramme. Toute autre position de la partie intense est envisageable. En utilisation dans une modélisation de la pluie en débit, les constructions les plus défavorables sont celles qui positionnent la partie intense en fin de hyétogramme. À titre d'exemple, des simulations ont montré qu'entre une pluie totalement « avancée » et une pluie totalement « retardée », les débits pouvaient différer de 15 à 20 %.

3.2.8. Conclusion sur les pluies de projet

Compte tenu des spécificités de chacun des types de pluies de projet présentées ci-dessus, deux types apparaissent plus pertinentes que les autres :

- les pluies double-triangle, pour lesquelles plusieurs durées de pluie intense doivent être testées ;
- les pluies symétriques du type de Keiffer, plus pénalisantes en termes de débit de pointe.

Dans le premier cas (hyétogramme double-triangle), différentes durées de pluies intenses sont à considérer, d'une part à cause des incertitudes relatives au temps de concentration en un point donnée (estimation pouvant varier d'un facteur 10) et d'autre part, à cause de l'étendue de la zone à laquelle on s'intéresse (depuis l'amont jusqu'à l'exutoire final du réseau).

Les pluies symétriques du type Keiffer ont l'avantage de proposer un découplage vis-à-vis des différentes durées intenses à envisager, puisque, sous réserve d'un pas de temps de construction est suffisamment faible et d'une durée totale du hyétogramme suffisamment longue, elles seront systématiquement pénalisantes en termes de durées.

Enfin, il est à noter que différents experts considèrent que le concept des pluies de projet, mis en place lorsque les moyens informatiques de calculs étaient limités, apparaît trop schématique pour à la fois rendre compte des caractéristiques locales des pluies et être la plus défavorable. À terme, une piste pourrait consister à utiliser plutôt des séries de « pluies historiques », traduisant un contexte climatique local.

3.3. LE GÉNÉRATEUR DE PLUIE

Afin de palier la faible disponibilité de l'information pluviométrique à pas de temps fins (chroniques trop courtes, lacunes, faible couverture spatiale, etc.), des générateurs de pluie ont été développés de façon à simuler des chroniques de pluie statistiquement équivalentes aux chroniques de pluies observées. La modélisation de ces pluies permet alors de générer des scénarios de pluies probables directement utilisables pour l'étude du risque pluvial mais aussi comme variables d'entrée pour différentes modélisations (hydrologie, érosion, transfert de polluants, etc.).

Les principaux intérêts de ces modèles sont de fournir une information temporelle complète sur les événements pluvieux, de proposer une autre approche du comportement des distributions de fréquence des pluies notamment dans la zone d'extrapolation des pluies exceptionnelles et de s'affranchir de la notion de pluie de projet unique (si le générateur de pluie est couplé avec des fonctions de production et de transfert).

La modélisation des chroniques de pluie à pas de temps fin fait l'objet de nombreuses recherches et de différentes approches :

- les modèles basés sur la désagrégation des pluies journalières ;
- les modèles basés sur des processus d'agrégation, par combinaison de deux processus aléatoires (occurrence et position des cellules pluvieuses - durée et intensité de ces cellules) ;
- les modèles basés sur la simulation directe de hyétogrammes.

Nous décrivons ce dernier type en raison des applications auquel il a abouti en France.

3.3.1. La simulation directe de hyétogrammes

Ces modèles partent du principe que la pluie peut être assimilée à un processus aléatoire et intermittent (succession d'états secs et pluvieux) dont l'évolution est décrite par des lois de nature stochastique. Ces modèles reposent en outre sur l'hypothèse d'indépendance des variables décrivant les hyétogrammes, ainsi que sur l'hypothèse de stationnarité du phénomène étudié (tout comme les modèles basés sur les processus d'agrégation).

La génération du signal de pluie comporte deux étapes (cf. figure 5) :

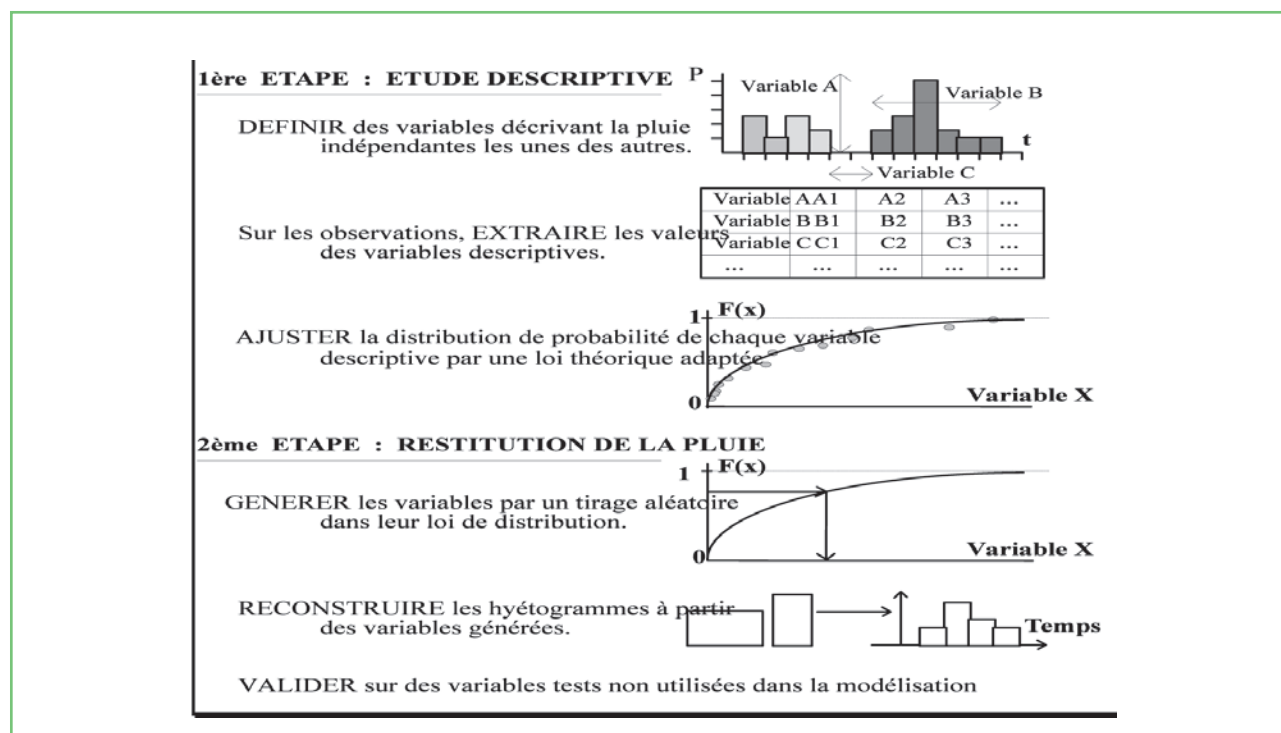


Figure 5 Principe d'un modèle stochastique de simulation des hyétogrammes.

■ une première étape constitue l'étude descriptive du phénomène. Elle amène au choix des variables qui vont caractériser le phénomène étudié. Par hypothèse, chaque variable descriptive devra être indépendante des autres, et sera représentée par une loi de probabilité théorique ajustée sur les valeurs observées ;

■ la seconde étape est la construction de la chronique de pluie par des variables descriptives générées de façon aléatoire à partir de leur loi de répartition. De manière générale, si une variable aléatoire X a pour fonction de répartition $F(x)$, la génération de variables suivant la loi $F(x)$ se fait en tirant de façon aléatoire une valeur de $F(x)$ entre 0 et 1, puis en cherchant la valeur correspondante de x .

La construction d'un modèle stochastique de simulation de hyétogrammes se résume donc à trouver les bonnes variables aléatoires indépendantes décrivant le processus de pluie, ainsi que les lois de probabilité qui les représentent le mieux.

La reconstruction du signal s'effectue grâce à une hiérarchisation logique du tirage des différentes variables, afin de parvenir à une représentation la plus fidèle possible du signal de départ, tout en respectant la définition des variables utilisées. La validation du modèle consiste à étudier sa capacité à reproduire des variables représentatives du signal simulé, non utilisées lors de la modélisation.

Sur cette base, différents modèles peuvent être élaborés, les différences provenant en particulier du choix des variables et des lois de probabilité. Ce type de modèle est souvent retrouvé au pas de temps horaire ([1] à [19]), mais aussi au pas de temps journalier [20].

3.3.2. Le modèle Shypre

Le générateur de pluies horaires développé dans la méthode Shypre est un modèle basé sur la simulation directe de hyétogrammes. Il a été développé dans le cadre de deux thèses ([21] et [22]). C'est un modèle événementiel, c'est à dire qu'il crée de façon indépendante et discontinue des événements pluvieux au pas de temps de l'heure. Seul le nombre moyen d'événements dans l'année est respecté, sans situer les événements dans une chronique quelconque.

3.3.2.1. Les variables du modèle

L'échantillonnage des événements pluvieux sur la base d'un critère journalier conduit à la définition de la première variable du modèle : la **variable NE** qui est le nombre moyen d'événement pluvieux par an.

L'analyse des pluies au pas de temps horaire est ensuite réalisée événement par événement

Un événement pluvieux comportera une ou plusieurs périodes pluvieuses. Les périodes pluvieuses sont séparées par un ou plusieurs pas de temps horaires sans pluie. On définit alors la **variable NG** qui est le nombre de périodes pluvieuses par événement pluvieux et la **variable DIA** (en heure) qui est la durée sèche entre deux périodes pluvieuses.

On analyse alors les périodes pluvieuses sur la base d'averses. Une averse est une succession de pluies horaires ne présentant qu'un maximum. Une période pluvieuse comporte donc une ou plusieurs averses successives séparées par un minimum relatif. On définit alors la **variable NA** qui est le nombre d'averses par période pluvieuse.

Chaque averse est alors définie par différentes variables qui sont :

- la durée de l'averse (en heure) : **variable DA** ;
- le volume de l'averse (en mm) : **variable VOL** ;
- le rapport entre la pluie horaire maximale de l'averse et son volume : **variable RX** ;
- et la position relative de la pluie horaire maximale dans l'averse : **variable RPX**.

L'analyse descriptive des événements pluvieux d'une chronique horaire de pluie conduit à étudier plusieurs événements par an, composés d'une ou plusieurs périodes pluvieuses formées d'une ou plusieurs averses. L'effectif des variables étudiées est alors bien supérieur à une valeur par an, ce qui concourt à la robustesse de l'approche.

3.3.2.2. La mise en œuvre du modèle

La mise en œuvre du générateur de pluies horaires implique trois étapes, présentées **figure 6** :

- le calage des paramètres des lois de probabilité des différentes variables ;
- la simulation de hyétogrammes par tirage aléatoire dans les lois des variables et construction des hyétogrammes ;
- la validation sur des caractéristiques n'ayant pas été utilisée lors de l'étape de calage.

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

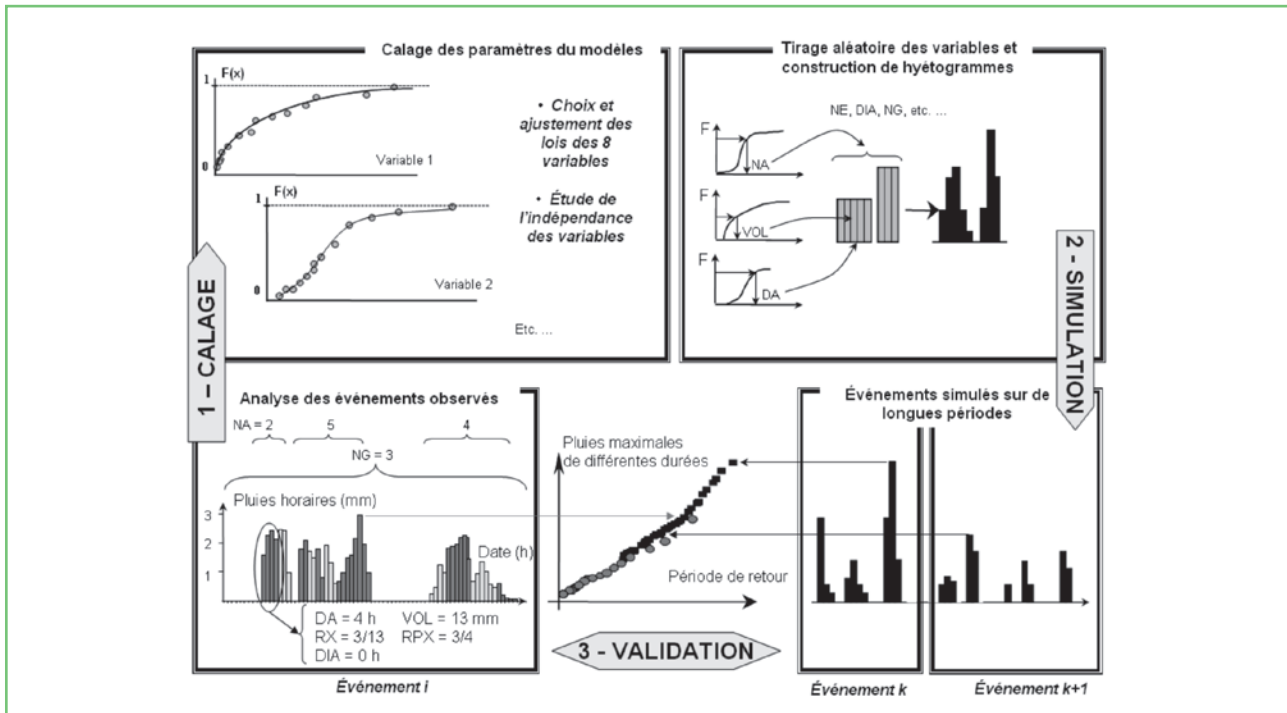


Figure 6 Principe du modèle de pluie horaire de Shypre.

- La première étape est le calage du générateur : elle est issue d’une étude descriptive du phénomène. Elle conduit au choix des variables qui définissent le phénomène et au choix des lois de probabilité qui vont décrire ces variables. On vérifie l’hypothèse d’indépendance des variables descriptives les unes par rapport aux autres. On estime ensuite les paramètres des lois de probabilité de chaque variable à partir d’un ajustement statistique des distributions de fréquences des valeurs observées.
- La seconde étape est la simulation d’événements pluvieux : différentes valeurs des variables définies précédemment sont générées par une méthode de Monte Carlo, c’est-à-dire par un tirage aléatoire dans leur loi de probabilité théorique. La génération des variables est réalisée suivant un ordre dicté par la construction des événements pluvieux. L’hypothèse initiale d’indépendance des différentes variables descriptives permet le tirage des valeurs des variables indépendamment les unes des autres.
- Enfin, la dernière étape est la validation des résultats obtenus : à partir de la simulation d’une multitude d’événements, associée à une longue période de simulation, on extrait des caractéristiques pluviographiques non directement utilisées par le modèle. Les distributions de fréquences de ces variables de contrôle (les pluies maximales de 1 à 72 heures) permettent de rendre compte statistiquement de la cohérence temporelle des événements simulés, par comparaison avec les distributions empiriques des valeurs observées de ces mêmes variables.

Quelques hyétoigrammes simulés par la méthode Shypre sont reportés figure 7.

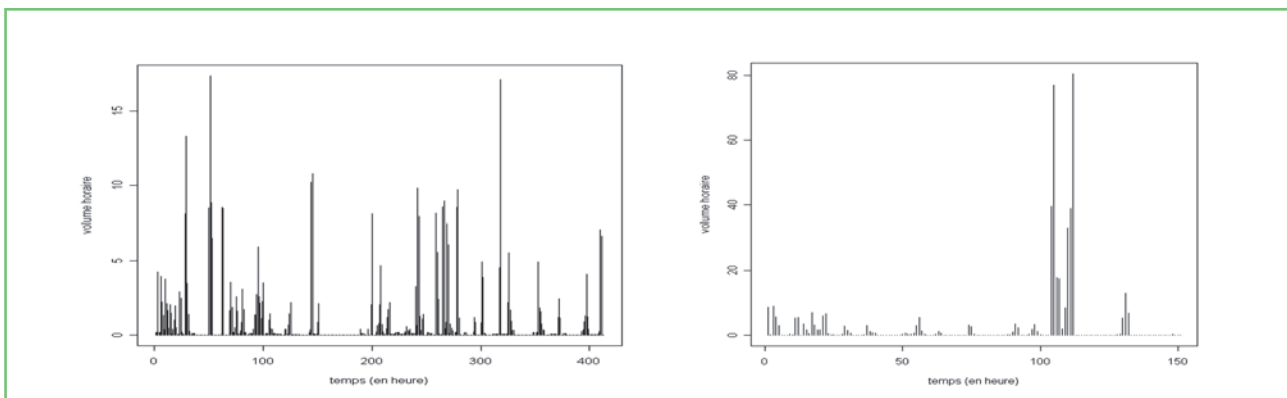


Figure 7 Exemples de hyétoigrammes simulés.

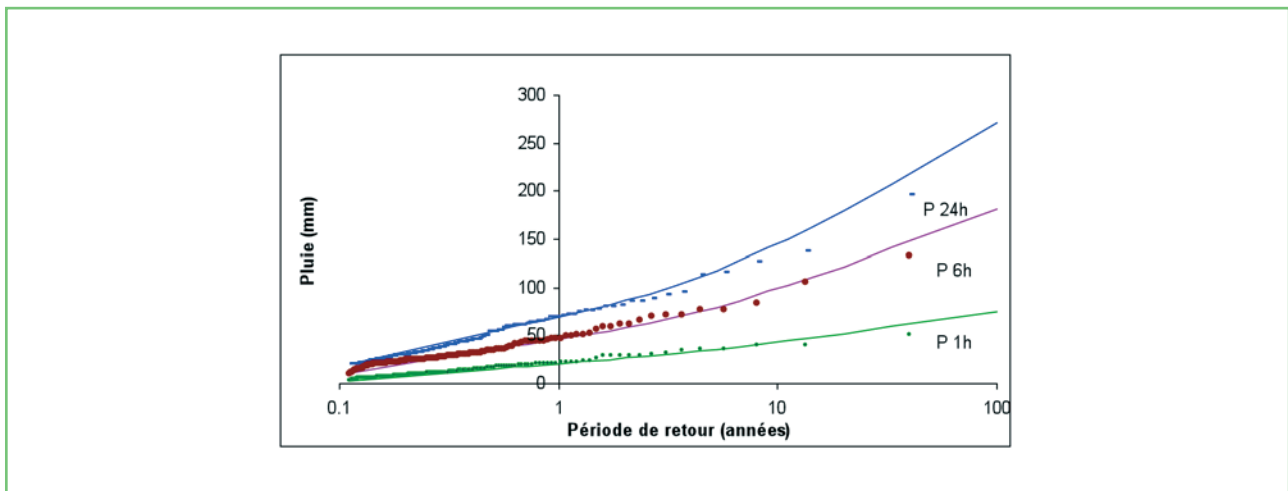


Figure 8 Distributions de fréquence des pluies d'un poste méditerranéen, pour les durées 1, 6, et 24 h.

L'analyse des hyétoigrammes simulés permet d'extraire les valeurs maximales des cumuls de pluie sur différentes durées. Après classement, il est possible de tracer les distributions de fréquence empirique. La **figure 8** présente les résultats obtenus pour un poste méditerranéen : les distributions de fréquence sont tracées en trait plein et les points représentent les observations. Remarquer que le générateur reproduit correctement les distributions des pluies observées de différentes durées bien que ces données n'aient pas été explicitement introduites dans le générateur.

Ce générateur a pu être simplifié et calé à partir de caractéristiques exclusivement extraites des chroniques de pluies journalières.

Le modèle Shypre n'est pas calé avec des pas de temps infra-horaires. Pour ces faibles pas de temps, une étape de désagrégation des pluies horaires est actuellement en cours d'étude.

3.3.2.3. Conclusion

À l'heure actuelle, le modèle a dépassé la phase de développement. Il a été testé sur plus de deux cent postes de métropole et des DOM, ce qui a permis de proposer une version régionalisée qui est exploitée dans la méthode Shyreg pour proposer des courbes IDF sur l'ensemble de la France. Deux principales utilisations des générateurs de chroniques se dessinent. D'une part, ces modèles permettent de reconstituer des chroniques de pluviométries sur de très longues périodes à partir desquels des valeurs extrêmes de pluies sur telle ou telle durées pourront être extrapolés, et utilisées pour estimer les quantiles de pluie de fréquence d'apparition très faibles. D'autre part, ils peuvent fournir des chroniques de pluies à tester en entrée de modèle pluie-débit pour générer des scénarios de crue d'où se déduisent les distributions de fréquence des débits. L'avantage de l'approche est d'éviter les hypothèses de construction des hyétoigrammes de projet qui peuvent impacter sensiblement l'estimation des débits.

3.4. LES APPROCHES RÉGIONALES

3.4.1. L'utilisation de la régionalisation pour estimer une pluie locale

L'essentiel de l'information pluie est une information locale observée sur les postes du réseau. Le transfert de cette information locale à l'échelle régionale peut être nécessaire pour la conduite des études hydrologiques. Deux grands types de techniques d'interpolation :

1. Le calcul local des quantiles de pluie et construction pour chacun des quantiles de cartographie. Ces cartographies reposent sur la mise en œuvre de techniques d'interpolation : fonction SPLINE, krigeage, inverse des distances... On reproche parfois le manque de cohérence spatiale de ces cartographies d'une durée de pluie à une autre et même d'une période de retour à une autre et la non prise en compte de variables physiques explicatives *a priori* de la climatologie ;
2. La constitution et l'analyse statistique d'un échantillon unique à partir des informations locales. Avec comme hypothèses :
 - l'homogénéité spatiale de la variable pluie étudiée, qui peut être vérifiée par des tests d'homogénéité ;
 - l'indépendance spatiale des observations ;

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

■ les distributions de fréquence des variables locales ne diffèrent que par un facteur d'échelle.

Il est ainsi possible de construire, pour une durée de pluie donnée, un échantillon de grande taille constitué par l'ensemble des valeurs locales réduites par le facteur d'échelle (les maxima annuels de chaque poste de mesure par exemple) et d'ajuster une loi de probabilité unique. La restitution d'un quantile donné se déduit directement de la loi régionale et du facteur d'échelle. L. Neppel a appliqué cette technique pour régionaliser les quantiles des pluies journalières de la région Languedoc-Roussillon.

La méthode Shyreg, développée par le Cemagref, repose sur la régionalisation des paramètres du modèle de génération de pluie décrit paragraphe 3.3. Trois paramètres saisonniers sont nécessaires :

N_e : le nombre moyen d'épisodes pluvieux par saison ;

μ_{PJMAX} : la moyenne des pluies journalières maximales de chacun des épisodes ;

μ_{DTOT} : la durée moyenne des durées des épisodes pluvieux.

Ces 3 paramètres ont été régionalisés sur l'ensemble de la France après établissement de relations entre les paramètres et des critères physiques descriptifs du climat et une interpolation des résidus.

Le générateur de pluie a été activé en tout point de l'espace. Et les quantiles de pluie de différentes durées (entre 1 et 72 heures) et par plusieurs périodes de retour, se déduisent directement des chroniques simulées.

La **figure 9**, présente pour exemple, une cartographie des quantiles décennaux des pluies en 1 heure et des pluies journalières de la France. Ces données sont commercialisées par Météo-France.

Certains experts estiment que les approches régionales globales sont jugées plus robustes que les simples cartographies des quantiles car basées sur des échantillons de très grandes tailles avec une forte densité de postes dans l'espace et sur une loi de probabilité unique calée sur l'ensemble des échantillons. Shyreg introduit de plus une approche multi durée et multi fréquence et retient des considérations climatiques et physiques dans l'étape de régionalisation.

Le modèle Shyreg, qui propose une régionalisation du modèle Shypre, n'est pas non plus calé avec des pas de temps infra-horaires. À l'heure actuelle, le modèle a dépassé la phase de développement, et des résultats sur l'ensemble de la France sont disponibles. Météo-France commercialise les données de pluies de durée comprises entre 1 et 72 h et pour des périodes de retour entre 2 et 100 ans, calculés par Shyreg sur une maille de 1 km². Cette commercialisation est récente, ce qui ne permet pas pour l'instant de retourner sur son utilisation.

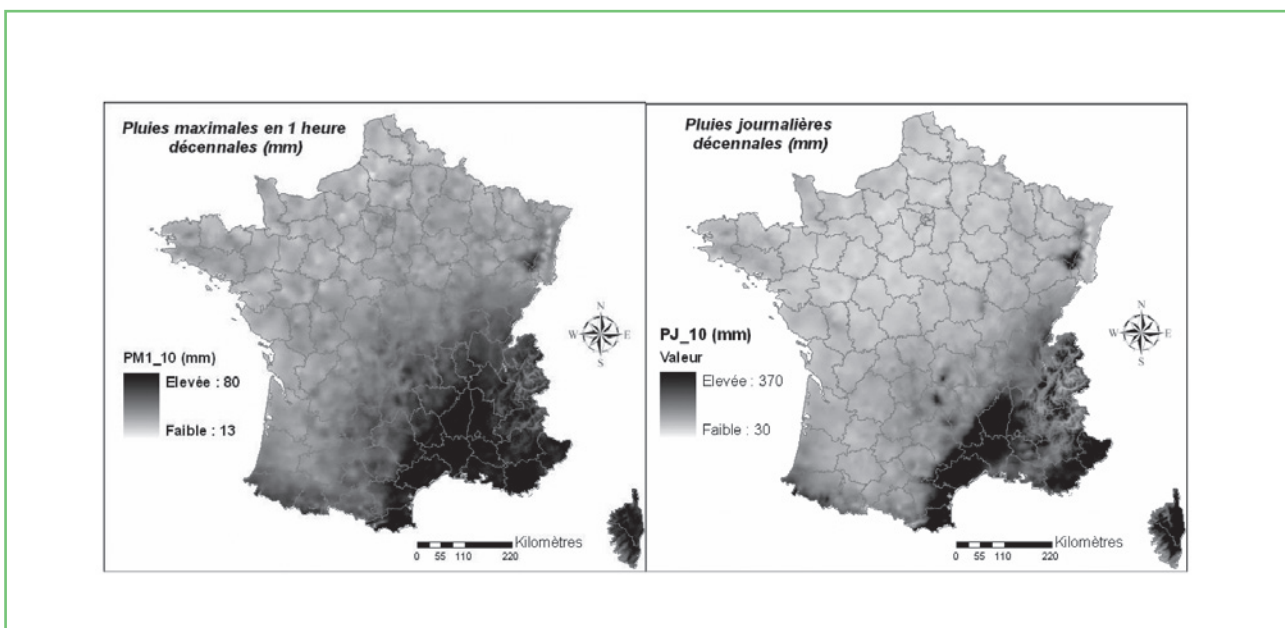


Figure 9 Exemples de cartes de quantiles de pluies obtenues par simulation.

3.4.2. La connaissance spatiale de la pluie (pluies surfaciques)

Nous n'avons pas encore abordé dans le développement précédent la connaissance spatiale de la pluie sur une zone géographique donnée, un bassin versant par exemple.

Les approches régionales permettent d'approcher la variabilité statistique des pluies locales. Mais l'hydrologie s'intéresse généralement à la pluie sur l'ensemble du bassin versant.

Les pluies de bassin reposent encore sur les pluies locales bien que l'on puisse penser que le traitement de l'imagerie des radars climatologiques pourra, dans un avenir proche, fournir directement des estimations surfaciques des pluies.

À partir des informations locales, il existe de nombreuses techniques d'interpolation pour calculer les pluies surfaciques. Les hydrologues utilisent couramment une méthode de partage de l'espace par les polygones de Thiessen.

Le principe de la méthode est d'affecter à chacun des postes locaux d'observation situé sur le bassin versant ou à sa proximité, une zone d'influence. La délimitation des zones d'influence résulte d'une construction strictement géométrique, obtenue par les médiatrices des segments de droite qui relient les emplacements des postes locaux. Il est à noter que la méthode de Thiessen présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de la structure spatiale des précipitations et de ne pas permettre d'estimation de la précision des pluies de bassin.

Les techniques numériques d'interpolation disponibles sur la plupart des systèmes d'information géographique sont de plus en plus préférées aux polygones de Thiessen car plus performantes et leur mise en œuvre est maintenant plus aisée.

Les pluies de bassin résultant donc d'une intégration des valeurs locales et sont, pour un événement donné, supérieures aux pluies locales de certains postes et inférieures pour d'autres postes.

Mais statistiquement, et si la pluie sur le bassin versant est isotrope, les pluies de bassin (quelles que soient les durées de pluies considérées) sont systématiquement inférieures aux pluies locales et ceci d'autant plus que la surface du bassin versant est importante. Les hydrologues ont introduit la notion de coefficient d'abattement K qui permet de passer de la pluie ponctuelle à la pluie surfacique. Bien que la forme du bassin versant joue aussi un rôle, K est souvent exprimé en fonction de la surface du bassin versant, de la durée de la pluie et de la fréquence de la pluie.

$$K \text{ s'écrit : } K = 1 - \frac{a S^\alpha}{(1-F)^\beta t^\gamma}$$

S : surface du bassin versant ;

t : durée de la pluie considérée ;

F : fréquence de non dépassement du quantile auquel on s'intéresse (0,9 pour le quantile décennal) ;

K est inférieur à 1 et d'autant plus faible que S est grand et que t et $(1-F)$ sont faibles.

Des valeurs d' α , β et γ ont été avancées par différents auteurs (généralement pour le climat tempéré). Par exemple :

Laborde et Lebel (1988) $\alpha = 0,5 ; \frac{a}{(1-0,9)^\beta} = 1/37 ; \gamma = 0,43$

Ministère de l'Agriculture (1980) $\alpha = 0,5 ; \frac{a}{(1-0,9)^\beta} = 1/30 ; \gamma = 0,33$

Neppel et al (2003) propose pour les pluies du Languedoc :

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{a S^\alpha}{(1-F)^\beta t^\gamma} \text{ avec } a=0,02, \alpha=0,5, \beta=0,07 \text{ et } \gamma=0,33$$

À noter que d'autres analyses montrent que la forme du bassin versant peut également influencer la valeur du coefficient d'abattement. Celui-ci étant d'ailleurs que peu influencé par la période de retour du quantile auquel on s'intéresse, dès lors que celle-ci est très largement supérieure à 10 ans.

Le Cemagref a introduit la notion d'épicentrage des pluies. On peut définir le coefficient d'épicentrage comme le passage de la pluie de surface à la pluie locale maximale. Il est calculé par analyses successives (à chaque pas de temps) du rapport entre la pluie maximale locale et la pluie intégrée sur la surface considérée. L'utilisation de ce coefficient est moins répandue que celle du coefficient d'abattement.

Ces formulations ont été établies pour des durées de pluie supérieures ou égales à une heure. Leur utilisation infra horaire n'est pas conseillée.

Pour approfondir le thème de la spatialisation de la pluie, le lecteur peut se référer aux ouvrages [4], et [23] à [29].

4. L'ÉTUDE DES RUISSELLEMENTS INDUITS PAR LA PLUIE

4.1. LA RÉTENTION TEMPORAIRE DU RUISSELLEMENT

La pluie qui tombe sur un site disposant d'un réseau d'évacuation provoque un ruissellement qui circule d'abord en surface avant d'être repris dans le réseau d'évacuation.

La protection d'un site contre les pluies extrêmes peut combiner des zones ou des ouvrages de rétention d'eaux pluviales, et l'évacuation des écoulements par le réseau d'eaux pluviales. Cette complémentarité des solutions de protection est particulièrement utile lorsqu'en l'aval du site, la capacité d'évacuation du réseau ou du milieu naturel est limitée. Elle participe aussi d'une orientation générale actuelle privilégiant le ralentissement et donc l'écrêtement des crues plutôt que l'accélération des écoulements et leur évacuation immédiate.

Des zones de stockage temporaires peuvent donc être légitimement valorisées dans la stratégie de défense du site contre le risque d'inondation issu de pluies locales. Leur dimensionnement, lorsqu'il s'agit d'ouvrages spécifiques, n'est pas traité dans la contribution car il peut intégrer d'autres aspects que la protection contre le risque d'inondation. De plus, de nombreux ouvrages existent sur le sujet. À titre d'exemple, le lecteur pourra se référer aux ouvrages [12], [13], [14], [30] et [33].

L'adéquation des solutions de rétention temporaire mises en œuvre devra être justifiée pour des scénarios de pluies extrêmes, en considérant les durées de pluies pénalisantes vis-à-vis du fonctionnement de la zone ou de l'ouvrage de rétention. Dans le cas de rétention sur la chaussée ou dans des zones en dépression, une étude spécifique est nécessaire afin de justifier des capacités de stockage et de l'impact de ces zones lors de scénarios de pluies extrêmes de durée pénalisante. Le cas du stockage dans un ouvrage spécifique est traité, lui, dans le paragraphe 4 ci-après, en considérant que l'ouvrage fait partie du réseau d'évacuation.

4.2. L'ÉVACUATION DU RUISSELLEMENT PAR LE RÉSEAU D'EAUX PLUVIALES

L'estimation du ruissellement issu d'une pluie est particulièrement délicate, car de nombreux facteurs autres que la pluie interviennent. Sur ce point, on peut d'ailleurs souligner que le ruissellement sera *a priori* plus simple à évaluer sur les zones imperméabilisées, où l'on peut présumer un ruissellement total lors d'événements extrêmes, que sur des zones non revêtues, pour lesquelles il est plus difficile d'estimer la part d'infiltration et la part de ruissellement de surface qui se produira lors d'événements extrêmes.

Cette partie traite principalement de la modélisation du ruissellement en zone industrialisée, et du comportement des ouvrages du réseau d'eaux pluviales. Par rapport à des ruissellements en zone rurale, les écoulements en zone industrialisée ont en effet la particularité d'être artificiellement accélérés dans le réseau de collecte des eaux pluviales.

Néanmoins, le découpage entre les modèles utilisés pour des « zone industrialisée » ou pour des crues de petits bassins versants n'est pas aisé. En effet, la plupart des modèles disponibles peuvent répondre aux deux problématiques, moyennant des paramétrages adaptés.

Dans ce cadre, l'accent sera mis sur les modèles habituellement utilisés en hydraulique urbaine (*i.e.* adaptés en zone industrialisée), mais mentionnera aussi des méthodes et paramétrages plus orientés vers la modélisation des bassins versants ruraux, qui peuvent d'ailleurs s'avérer nécessaires lors de certaines études d'impact des pluies tombant sur un site (cas de sites disposant d'un bassin versant amont par exemple).

Cette partie a pour objectif de « zoomer » sur quelques points pour lesquels des bonnes pratiques et spécificités liées à l'étude de pluies extrêmes, sont indiquées. Elle est largement inspirée du guide [13], auquel le lecteur pourra se reporter pour approfondir le sujet.

4.2.1. Les deux principes de méthodes : méthodes globales et méthodes détaillées

Dans la suite du document, le terme de « modèle » est utilisé de façon générique pour désigner soit des formules globales plus ou moins empiriques (« modèles globaux ») soit des modèles numériques (« modèles détaillés »).

4.2.1.1. Les modèles globaux

Ces modèles fournissent une valeur de débit de pointe, qui est ensuite généralement comparée à la capacité d'évacuation du réseau. Leur principal avantage réside dans leur simplicité. Par contre, ils ne sont valables que pour des réseaux gravitaires, sans ouvrage de stockage, et ne prennent pas en compte l'influence aval. Parmi ces méthodes, on retrouve la formule de Caquot et la formule rationnelle (qui peut être associée à une fonction de transfert - par exemple, des courbes isochrones - dans une méthode appelée parfois « méthode rationnelle »). Ces méthodes ne sont pas développées dans cette contribution, le lecteur pourra se reporter à l'instruction technique [14] et aux ouvrages [13] et [30] pour approfondir le sujet.

4.2.1.2. Les modèles dits détaillés ou spatialisés

Ces modèles reposent sur la modélisation de la transformation pluie - débit sur des sous-bassins versant, puis sur la modélisation de la propagation des écoulements dans le réseau. Ils permettent un calcul dynamique du comportement du réseau, et la prise en compte facilement des différences d'états de surface selon les sous-bassins versant.

Il est à noter que ces modèles ne permettaient pas jusqu'à présent de quantifier précisément les débordements ; en donnant plutôt un ordre de grandeur des volumes débordés, et leur localisation.

Le couplage de modèles d'écoulement de surface et d'écoulement en canalisation est proposé depuis peu par plusieurs bureaux d'études. Ces modèles couplés devraient donc permettre à l'avenir de modéliser plus précisément les débordements, leurs cheminements en surface ainsi que leurs réinjections plus en aval dans le réseau. Dans ces modèles qui représentent la topographie par un modèle numérique de terrain, il convient de souligner la difficulté à recueillir une topographie fine de la surface du site, cohérente avec l'échelle des hauteurs de débordements simulés.

4.2.1.3. Le choix du type de modélisation

Aucun de ces deux types de modélisation ne peut être disqualifié d'emblée. Il appartient à l'utilisateur de choisir l'une ou l'autre ou éventuellement de coupler ces deux types de modèles, en tenant cependant compte des éléments suivants.

- Les méthodes rationnelles ou de Caquot ne peuvent pas être utilisées directement sur les tronçons subissant une influence hydraulique avale en cas de pluie extrême. Néanmoins, des calculs hydrauliques plus poussés de ligne d'eau dans les tronçons peuvent être mis en œuvre.
- La problématique de fonctionnement d'un réseau d'eaux pluviales doit être étudiée de préférence de façon globale au niveau d'un site. Dans cette optique, l'élaboration d'un modèle détaillé, évolutif, permettra beaucoup plus facilement d'examiner les effets d'une modification du réseau à l'échelle d'un site.
- Les logiciels de modélisation détaillés actuels permettent de tester facilement plusieurs pluies de projet en entrée, et de retenir, en fonction des enjeux locaux, celles qui seront localement les plus pénalisantes.

Quel que soit le type de modèle retenu, il est nécessaire de définir les « données d'entrée » du modèle de comportement du réseau d'eaux pluviales.

4.2.2. Les données d'entrée pour la modélisation

La pluie de projet (ou éventuellement d'autres chroniques de pluies considérées) constitue une donnée d'entrée pour le modèle de transformation pluie/débit. Ces pluies de projet sont définies par des durées caractéristiques et dépendent des réseaux étudiés.

4.2.2.1. Les durées des pluies de projet

En fonction du choix du type de pluie de projet (pluies double-triangle ou pluie de type Keiffer préconisés), une ou plusieurs durées caractéristiques de la pluie de projet sont à définir (cf. § 3.2 Les pluies de projet).

LES PLUIES DE TYPE KEIFFER SYMÉTRIQUE

Les pluies de type Keiffer ne nécessitent pas de déterminer une durée de pluie intense caractéristique du réseau, mais « seulement », une durée totale du hyétogramme (et du pas de temps caractéristique). La durée totale est classiquement prise égale à deux fois le temps de concentration du réseau. En cas d'incertitude sur le temps de concentration, une durée supérieure peut être retenue, sans que cela n'induisse de risque de sous-estimation des débits maximaux dans le réseau.

LES PLUIES DE TYPE DOUBLE-TRIANGLE

Les pluies « double-triangle » nécessitent de définir une durée de pluie intense (parfois appelé aussi lag-time) et une durée de pluie

complémentaire. Des valeurs classiques ont été proposées dans le guide [16], (durée intenses comprises entre 15 minutes et 2 heures et durée complémentaire fixée arbitrairement à 4 heures, pour des réseaux gravitaires sans ouvrage de stockage sur des petits bassins versants fortement imperméabilisé).

LA DÉTERMINATION DES DÉBORDEMENTS LOCAUX MAXIMUM

Le guide [13] rappelle que dans le cas d'un réseau drainant des bassins versants emboîtés de surfaces très différentes, il est cependant utile de tester plusieurs valeurs de lag time (durée intense de la pluie de projet).

Dans le cadre de l'étude du risque de débordement des réseaux, sur des sites nucléaire, la taille réduite des bassins versants peut mener à tester des pluies de durée intense inférieures à 15 minutes.

Dans tous les cas, l'étude doit viser à déterminer les débordements locaux maximum, et pas seulement le débordement maximum global sur l'ensemble du réseau.

LES CAS DES RÉSEAUX DISPOSANT D'OUVRAGE DE STOCKAGE

La durée D2 de 4 h ne saurait convenir pour des systèmes comportant des ouvrages de stockage temporaire des ruissellements qui supposeraient des durées D1 et D2 beaucoup plus longues et pour lesquelles les études statistiques de correspondance des périodes de retour T et T' n'ont pas été réalisées à ce jour.

Sur ce point, le guide [13] souligne l'importance de tenir compte de pluies longues et des successions de pluies pour tenir compte de l'état de remplissage du bassin au début de la pluie. À défaut, le guide indique qu'on pourra utiliser un ensemble de pluies de projet de même période de retour, et de différentes durées, car ce n'est généralement pas la pluie qui provoque le débit maximum à l'exutoire du bassin versant, qui générera les volumes les plus importants dans l'ouvrage de stockage (cf. [13] ch. 6.2.20, p242).

4.2.2.2. La description des bassins versants et du réseau d'évacuation des eaux pluviales

En premier lieu, il convient de rappeler que la qualité des résultats dépend en grande partie de la qualité de la description des bassins versants (surface, pente, allongement, coefficient de ruissellement).

La méthode utilisée pour obtenir les données descriptives des bassins versants doit évidemment tenir compte de l'étendue des bassins versants à considérer. À l'échelle d'une installation ou d'un site, il apparaît souhaitable de procéder, en complément de la méthode retenue, à une reconnaissance sur site, qui permettra a minima de valider la qualité et la mise à jour des sources utilisées (cartes, plans, photos aériennes, etc.).

La description du réseau d'évacuation des eaux pluviales est classiquement faite à partir des plans de réseau tenus à jour. Cette description inclut les ouvrages singuliers importants du réseau.

Une attention particulière doit être apportée à l'identification du sous-bassin versant collecté par chacun des collecteurs.

De plus, à l'issue de la réalisation des travaux d'un réseau d'eaux pluviales, un rebouclage est préconisé afin de s'assurer de la validité des hypothèses prises en compte dans les études de dimensionnement.

4.2.3. Les étapes de la modélisation détaillée

La modélisation détaillée repose sur la modélisation de la transformation pluie-débit sur des sous-bassins versant, puis sur la modélisation de la propagation des écoulements dans le réseau.

La transformation pluie-débit se divise généralement en deux étapes : la fonction de production, qui tient compte des pertes au ruissellement, et la fonction de transfert, qui représente la déformation du signal de pluies lors de son transfert dans le bassin versant.

4.2.3.1. La modélisation de la production

Quatre phénomènes peuvent provoquer des pertes au ruissellement : l'évaporation, l'interception par la végétation, la rétention en surface et l'infiltration.

Les trois premiers phénomènes sont souvent regroupés sous le terme de « pertes initiales ». Elles dépendent de nombreux facteurs, en particulier la nature des revêtements de surface, l'état d'humidité du sol au début de la pluie et la pente moyenne du bassin versant. B. Chocat ([12]) propose une formule d'estimation en fonction de la pente du bassin versant, qui donne des pertes initiales comprises entre 0,5 et 14 mm (pertes initiales maximales pour une pente nulle et un terrain perméable). Seul le 4^e phénomène, l'infiltration, reste susceptible de provoquer des pertes importantes sur les bassins versants ruraux, pour des événements pluvieux extrêmes.

	Surfaces revêtues directement connectées au réseau	Autres surfaces revêtues	Surfaces non revêtues
Pluies faibles	90 %	10 %	0 %
Pluies moyennes à fortes	100 %	50 %	10 %
Pluies exceptionnelles	100 %	100 %	60 %

Tableau 5 Coefficients de ruissellement, selon la nature des surface et le type de précipitation (source guide [13]).

Dans le cadre d'une démarche conservative, il est préconisé de ne pas tenir compte des pertes initiales, qui peuvent être réduites à zéro, en cas de pluie précédent la période de forte intensité.

Il convient de se référer au guide [13] pour approfondir les différentes formules de modélisation de l'infiltration qui existent. Seules les trois principales d'entre elles sont développées ci-après.

LES MODÈLES À COEFFICIENT DE RUISSellement

Il s'agit de modèles à pertes continues proportionnelles. Le coefficient de ruissellement peut être considéré constant, fonction de la pluie, ou variable dans le temps. Dans tous les cas, une reconnaissance précise des surfaces, de leur raccordement au réseau d'eaux pluviales, et de leur nature est nécessaire.

Le guide [13] précise que « la modélisation avec des coefficients de ruissellement constant est la plus simple et la plus classique en hydrologie urbaine. Elle semble être adaptée à des unités fortement urbanisées, homogènes, à surface active à peu près constante (i.e. pour lesquels le phénomène de saturation du sol ne modifie pas trop la transformation pluie-débit).

Il est aussi possible de considérer que le coefficient de ruissellement est constant pendant une pluie donnée, mais qu'il varie d'une pluie à une autre.

Le **tableau 5** donne un exemple de valeurs de coefficients de ruissellement à appliquer selon la nature des surfaces et le type de précipitation. »

LES MODÈLES DE TYPE HORTON

Les modèles de ce type font l'hypothèse que la capacité d'infiltration des sols décroît régulièrement au cours du temps pendant la pluie, au fur et à mesure que le sol se sature. La difficulté essentielle de la méthode de Horton réside dans la détermination des paramètres de la formulation. Elle a l'avantage de définir, pour les sols non revêtus, une capacité d'infiltration asymptotique limite lorsque la pluie se prolonge, en fonction du type de sol (terre sableuse, très argileuse, etc.).

LA MÉTHODE DU SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Cette méthode permet de représenter la transformation pluie-débit sur les bassins versants peu imperméabilisés (cf. la contribution « Les crues sur de petits bassins versants »). La fonction de production est définie par un paramètre J qui présente la capacité de rétention du sol pour une crue donnée.

Cette formule est parfois utilisée pour compléter un modèle de ruissellement total appliqué sur une partie de la surface du bassin versant uniquement.

CONCLUSION

La plupart des logiciels (au moins CANOE, HYDROWORKS, HYDRANET, MOUSE) permettent à l'utilisateur de choisir entre ces différents modèles de transformation pluie-débit. Cependant, de façon générale, on considère souvent que la représentation de l'infiltration par une perte continue constante (modèle à coefficient de ruissellement) est suffisante. Dans le cadre de la modélisation de pluies extrêmes sur des zones industrialisées, le recours à des coefficients de ruissellement inférieurs à 1 pourra se justifier en se référant aux coefficients de ruissellement fonction de la pluie préconisés par le guide [13] (ch. 8.3.6.3.3.2).

4.2.3.2. La modélisation du transfert dans les sous-bassins versants

Cette étape modélise la déformation du signal de pluie lors de son transfert dans le bassin versant.

LA MÉTHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE

Cette méthode est fondée sur la linéarité de la transformation pluie-débit. Une averse est considérée comme une somme et une succession

d'averses unitaires pour laquelle le débit résultant à l'exutoire est établi à partir d'observations.

Le guide [13] indique que cette méthode est difficile à mettre en place pour des bassins versants urbains.

LES MODÈLES DES COURBES ISOCHRONES

Cette méthode généralise la méthode rationnelle pour des bassins versants ne disposant pas de réseau de collecte. Elle nécessite de définir des courbes isochrones qui correspondent aux points du bassin versant pour lesquels le ruissellement issu d'une averse unitaire, arrive simultanément à l'exutoire.

LES MODÈLES DE TYPE « RÉSERVOIR »

Le bassin versant est considéré de manière globale comme un système réalisant la transformation pluie-débit. Les modèles de type réservoir linéaire (modèles classiques) sont préconisés. Il convient de noter que l'appellation « réservoir » est inadaptée, car ce modèle correspond plutôt à la décharge d'un condensateur, qu'à un réel transfert. Ces modèles nécessitent d'estimer ou de caler la valeur du lag time qui représente ici le décalage temporel entre les pointes des signaux d'entrée et de sortie du « réservoir » qui modélise le transfert dans le bassin versant ([34], etc.).

4.2.3.3. La modélisation du fonctionnement hydraulique des réseaux

LES MODÈLES HYDRODYNAMIQUES

Ces modèles reposent sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant, en supposant différentes simplifications (modèle de l'onde diffusante, modèle de l'onde cinématique, etc.).

■ modèle de l'onde cinématique (dénomination [13])

Le terme de pression est négligé. Cela revient à considérer une succession d'écoulements uniformes, avec une ligne d'eau toujours parallèle au sol. Les conditions avalées n'ont donc pas d'influence sur l'amont. Cette hypothèse n'est pas acceptable quand l'écoulement se met en charge dans le réseau.

■ modèle de l'onde diffusante (dénomination [13])

Bien que ce type de modèle ne permet pas de simuler la propagation d'ondes associées à des manœuvres brusques. Il apparaît cependant un bon compromis pour l'étude des forts débits dans les réseaux d'eaux pluviales.

LES MODÈLES CONCEPTUELS (MODÈLE DU TIME-OFFSET)

Le modèle du time-offset, qui ne prend en compte qu'un simple décalage temporel entre l'amont et l'aval d'un bief, sans déformation de l'hydrogramme à travers le collecteur. Le guide [13] considère que cette approximation est assez grossière et conduit à surestimer les débits de pointe en sortie de réseau, car l'effet de laminage est totalement ignoré.

Ce modèle est à éviter car il ne permet pas de représenter la propagation d'onde. Les résultats qu'il donne ne sont généralement satisfaisants que dans les conditions normales de fonctionnement d'un réseau simple (sans mise en charge ou influence avalée).

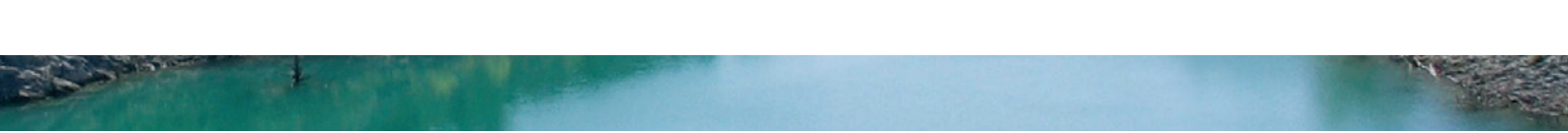
LA MODÉLISATION DES PERTES DE CHARGE

Concernant l'estimation des pertes de charge linéaires, différentes formules existent, qui font généralement intervenir un coefficient de Bazin ou un coefficient de Strickler. L'estimation de ces coefficients est généralement délicate, car ils doivent représenter l'état de la conduite, ce qui englobe d'une part sa rugosité intrinsèque, mais aussi son état d'usure ainsi que la présence de dépôts, voire, en pratique les pertes de charge singulières du réseau. Les pertes de charge dues à l'usure du collecteur et aux dépôts doivent être anticipées dans les calculs de conception.

Sur ce point, l'instruction technique [14] préconise un coefficient de Bazin de 0,46, ce qui correspond à un Strickler compris entre 50 et 60, pour des canalisations de diamètre compris entre 0,3 et 3 m), et le guide [13](ch. 8.3.7.2.1, p 377) propose une valeur moyenne typique de pertes de charge linéaire pour les collecteurs $K_s = 70$, tout en précisant que les valeurs réelles peuvent être inférieures de 10 à 20 % (cf. [13] ch. 6.2.19.3, p 240).

Il n'est pas rare que la modélisation des pertes de charge singulières d'un réseau soit intégrée dans le coefficient de Strickler qui devient alors un coefficient « équivalent ». La valeur attribuée au coefficient de Strickler doit alors être adaptée pour rendre compte de ces pertes de charges singulières.

Ainsi, en l'absence de calage du modèle, une valeur de un coefficient de Strickler « équivalent » de 50 peut être proposée pour un réseau en béton usagé, avec présence de dépôts. Cette valeur permet de couvrir des phénomènes obstructions partiels (le chemisage d'un tronçon, des racines, etc.) et les pertes de charge singulières habituelles d'un réseau (hors pertes de charge au niveau des avaloirs). À noter que cette valeur suppose quand même un entretien régulier des conduites pour limiter la hauteur des dépôts et vérifier l'absence d'obstruction importante.



De façon générale, les valeurs des coefficients de Strickler doivent être justifiées dans les études. Par exemple, la réalisation d'hydrocurages très réguliers peut justifier un coefficient légèrement supérieur à une valeur standard.

L'OUVRAGE DE STOCKAGE

Le guide préconise d'intégrer la modélisation de ces ouvrages dans le modèle général du réseau. (cf. ch. 6.2.20, p 242). Dans le cadre de l'évaluation du risque d'inondation, cette approche apparaît souhaitable, même si le dimensionnement de l'ouvrage a été initialement réalisé par une autre méthode.

La qualité de la description des singularités du réseau (en particulier les déversoirs d'orage), influence beaucoup la qualité des résultats de modélisation obtenus. Une attention particulière doit donc être apportée à leur modélisation (loi de hauteur-débit, etc.).

Pour approfondir ce sujet, on pourra se référer par exemple au guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales [33].

LE CALAGE ET LA VALIDATION DU MODÈLE

La plupart de ces modèles peuvent être utilisés en estimant les paramètres à partir de valeurs de référence disponibles dans la littérature. Les étapes de calage/validation apparaissent d'ailleurs souvent difficiles à mettre en place, en l'absence de mesures de débit. Cet état de fait ne doit pas conduire à penser que les modèles donnent des résultats précis, parce que détaillés. Il convient de rappeler la grande part d'incertitude résultant de ces modèles, notamment lorsque des zones perméables jouent un grand rôle dans la transformation pluie-débit.

Il convient aussi de rappeler que la comparaison des résultats avec ceux obtenus par d'autres méthodes, ou lors de la conception d'un réseau, ne peuvent constituer de calage, ni de validation à proprement parler.

Enfin, il faut aussi souligner que les modèles numériques quels qu'ils soient (CANOE, HYDRWORKS ou MOUSE), proposent toujours un résultat, même lorsque l'on dispose de très peu de données d'entrée (bouton « baguette magique » disponible lorsqu'un paramétrage n'est pas connu). C'est donc la responsabilité de l'utilisateur de ces logiciels de conserver une attitude critique vis-à-vis de la qualité des résultats obtenus.

L'INFLUENCE AVAL

La hauteur d'eau au niveau de l'exutoire du réseau peut influencer sensiblement les lignes d'eau dans les tronçons amont. La hauteur retenue doit donc être justifiée en fonction de la dépendance entre des événements de pluies extrêmes et des niveaux d'eau hauts à l'exutoire. Compte tenu des éléments présentés dans le paragraphe 6.2, le groupe de travail propose de distinguer :

- les réseaux se rejetant directement dans des fleuves (indépendance considérée) ;
- les réseaux se rejetant dans un autre réseau local, dans un étang ou une rivière sur un petit bassin versant (dépendance considérée) ;
- les réseaux se rejetant dans la mer (dépendance considérée).

La modification des conditions aval du réseau doit naturellement induire une vérification du comportement du réseau en amont.

4.2.3.4. La modélisation des débordements

La plupart des modèles ne permettent pas de quantifier précisément les débordements. Les volumes débordés peuvent être considérés en totalité ou en partie réinjectés dans le réseau.

Le couplage de la modélisation des écoulements dans les collecteurs du réseau d'eaux pluviales et leur ruissellement en surface (en cas de débordement du réseau) n'est pas toujours proposé par les modèles classiques, car les calculs sous-jacents sont très lourds à mettre en place. Cette voie pourrait cependant se développer dans les années qui viennent.

À défaut, en cas de débordements présumés, une étude à partir de plans et de relevés sur sites apparaît nécessaire afin de déterminer le cheminement des débordements.

L'étude des cheminements de l'eau en cas d'insuffisance des réseaux est d'ailleurs jugée nécessaire dans l'instruction technique de 1977.

Il convient d'éviter de raccorder des avaloirs installés dans une zone basse à proximité d'un accès, à des parties du réseau d'évacuation des eaux pluviales qui risquent de se mettre en charge. Le groupe de travail a rappelé que ce type de configuration peut être testé à l'aide d'un modèle dynamique de fonctionnement du réseau.

5. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

L'analyse de ces différents phénomènes relève encore largement du domaine de la recherche. Les projections visant à évaluer leurs effets combinés à la fin du XXI^e siècle reposent sur l'utilisation de modèles climatiques et hydrodynamiques fournissant des simulations correspondant aux différents scénarios d'émissions de gaz à effet de serre établis dans le cadre du GIEC (Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat) et de son 4^e rapport datant de 2007.

De nombreux processus et phénomènes lient le climat et l'eau, principalement *via* le maillon atmosphérique du cycle hydrologique. Le climat est déterminé pour une large part par les échanges énergétiques utilisant le cycle de l'eau comme véhicule de l'énergie. En retour, la distribution des ressources en eau superficielle de la planète, bien que contrôlée au premier ordre par la distribution des climats régionaux et locaux, exhibe une variabilité spatiale et temporelle bien plus importante que celle du climat thermique. Cette forte variabilité spatiotemporelle est certainement l'une des raisons majeures pour lesquelles la simulation par les modèles climatiques du cycle hydrologique, et la prédiction de son devenir, restent difficiles et encore assez imparfaites.

Depuis le début du XX^e siècle, on a observé sur la France une légère augmentation des précipitations moyennes annuelles, plus sensibles sur la moitié nord. Mais aucune tendance significative n'a été détectée sur l'augmentation de la fréquence des précipitations intenses.

Les projections des modèles climatiques actuels annoncent pour la fin du XXI^e siècle en Europe :

- une forte probabilité d'augmentation des précipitations hivernales sur la moitié nord, diminution au sud ; la France est dans la zone de transition et il est difficile de préciser la limite ;
- une forte probabilité d'augmentation de la fréquence et de l'intensité des sécheresses notamment sur les régions méditerranéennes ;
- une forte probabilité d'augmentation de la variabilité des pluies avec des épisodes de pluies intenses ;
- pas de signal clair quant à l'augmentation annuelle des précipitations.

6. LES PHÉNOMÈNES SUSCEPTIBLES DE S'ASSOCIER À LA PLUIE

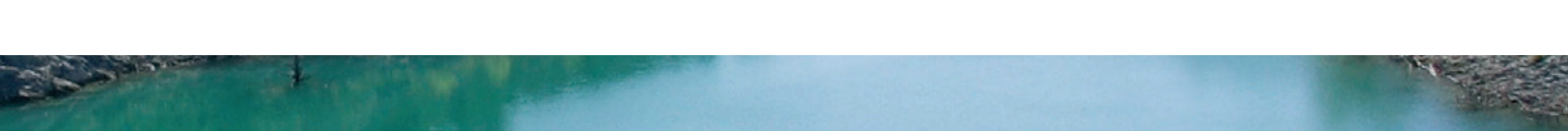
Différents phénomènes peuvent survenir lors de pluies importantes : parmi eux, le vent, la grêle et la neige (forme particulière de précipitation traitée dans le paragraphe 1.2.2), la foudre, et la crue d'un fleuve, d'une rivière ou un niveau marin haut à proximité du site ont été identifiés par le groupe de travail.

6.1. LA DESCRIPTION DES PHÉNOMÈNES

LES FORTES RAFALES DE VENT, TEMPÊTE, TORNADE

Une rafale de vent est, en un site donné, un renforcement brutal et passager du vent, qui se traduit par une hausse brève et soudaine de la vitesse instantanée du vent. L'amplitude de pression très forte entre deux vitesses instantanées peut constituer un danger.

Une tempête est une violente perturbation atmosphérique, produisant des vents caractérisés par des vitesses très élevées - de 90 à 120 km/h, voire davantage - souvent accompagnés de fortes rafales, de précipitations abondantes et d'orages. Dans l'hémisphère Nord, une catégorie typique de telles perturbations est celle qu'apportent les plus fortes dépressions transportées par le courant général d'ouest à travers l'océan Atlantique et atteignant la façade occidentale du continent européen, leur extension horizontale est large (2 000 à 3 000 km) (exemple : tempête sur l'Europe de l'Ouest de décembre 1999).



Une tornade est une tempête tourbillonnante de petite échelle qui se développe sous un cumulonimbus, lors d'un orage violent, en suivant le déplacement du nuage convectif : entre ce dernier et la surface terrestre, elle prend véritablement la forme d'une cheminée aspirante, d'axe sensiblement vertical, à l'intérieur de laquelle la pression devient très basse; son diamètre peut atteindre quelques centaines de mètres, et les vents y dépasser les 400 km/h. Les fortes cellules convectives favorisent la puissance des tornades, et les orages multicellulaires, leur succession par vagues. (exemple : tornade d'Haumont d'août 2008).

Les rafales descendantes toutes aussi violentes et dévastatrices sont aussi imbriquées dans un système nuageux convectif, elles ont une extension de l'ordre de quelques kilomètres et d'une durée de vie de quelques minutes, avec des vents de l'ordre de 250 km/h.

Rafales descendantes et tornades sont du fait de leur faible extension spatio-temporelle très difficiles à prévoir.

LA GRÊLE

De temps à autre tombe de certains cumulonimbus de la grêle. Formée de particules de glace bien spécifiques, qui sont ou bien séparées, ou bien agglomérées en blocs irréguliers ; ces particules, les grêlons, ont souvent une forme sphérique (quelquefois conique) plus ou moins régulière, et leur diamètre varie généralement de 5 mm jusqu'à 5 cm (parfois jusqu'à beaucoup plus). Les averses de grêle, de façon générale, durent peu de temps et ne touchent que des superficies limitées, mais celles-ci, dans certains cas, se multiplient au même moment à travers une région commune. Sur une aire de 100 kilomètres carrés, de telles averses peuvent déverser en moyenne 300 milliards de grêlons en 5 à 10 minutes, ce qui correspond à une masse d'environ 50 000 tonnes.

LA Foudre

La foudre est un phénomène dangereux, susceptible de provoquer la fusion de parties métalliques des conducteurs touchés (sa température atteint 30 000 °C) ou bien l'éclatement ou la vaporisation de leurs éléments superficiels ; elle est la cause de nombreux courts-circuits, mais aussi d'incendies et les brûlures et commotions électriques dont elle frappe un être humain peuvent être mortelles. Le champ électrique associé à la foudre, produit de très fortes intensités électriques (de l'ordre de 10 000 à 50 000 ampères).

6.2. LA CORRÉLATION DE CES PHÉNOMÈNES AVEC LA PLUIE

Les connaissances actuelles ne permettent d'appréhender les corrélations entre phénomènes météorologiques, que de façon extrêmement partielle et qualitative. Cette partie, qui rassemble principalement des exemples d'associations de phénomènes observés, vise à apporter quelques éléments de réflexion sur ce sujet, en essayant de préciser si ces phénomènes peuvent être corrélés plus particulièrement avec un type de pluie spécifique (pluie courte d'orage, pluie de longue durée, etc.).

LA PRÉCIPITATION SOUS FORME DE NEIGE

À titre d'exemple, sur le site de Cadarache, le plus gros débit observé à l'exutoire du site depuis au moins 15 ans, s'est produit en novembre 1997, lors d'un épisode pluvieux qui s'est abattu sur un sol couvert de 30 cm de neige. La pluie a fait fondre la neige, et l'ensemble de ces volumes d'eau a ruisselé en même temps sur le bassin versant du site, dont la surface est d'environ 2 000 m².

Néanmoins, ces scénarios de neige à laquelle succède de la pluie, sont surtout redoutés pour les grands bassins versants. En effet, sur de grandes surfaces, cette association de phénomènes reste probable, et les conséquences, en termes de majoration de débit, sont très importantes. Pour les petits bassins versants, cette association pourrait être considérée couverte par la pluie d'orage centennale.

LA PRÉCIPITATION SOUS FORME DE GRÊLE ET LE RISQUE D'OBSTRUCTION DES RÉSEAUX

Le phénomène de grêle est fortement corrélé aux pluies d'orage courtes et de forte intensité. Pour les faibles pas de temps, plus la pluie est intense, plus il y a de chance que de la grêle y soit associée. La mesure de pluie est censée intégrer l'ensemble du volume d'eau qui est tombé (pluie et grêle), mais en pratique, les instruments de mesure (par exemple, les pluviomètres à augets basculant) ne sont pas toujours à même de mesurer correctement la grêle.

Le risque principal lié à la grêle est celui de boucher les avaloirs, et de rendre ainsi indisponible le réseau d'évacuation des eaux pluviales. Mais en même temps, la grêle ralentit aussi les écoulements et « amortie » les crues.

De façon générale, lors de pluies extrêmes de courte durée, l'obstruction des avaloirs par des débris, qui peuvent notamment être provoqués par l'érosion du sol, est à craindre.

L'hypothèse d'une indisponibilité partielle du réseau ne peut être exclue durant une pluie d'orage courte et de forte intensité. En effet, des phénomènes, tels que la grêle ou la mise en mouvement de débris divers par les ruissellements, sont alors fortement susceptibles de survenir. En provoquant l'obstruction d'avaloirs, ces phénomènes associés ou résultant de la pluie, risquent de rendre indisponible une partie plus ou moins étendue du réseau d'évacuation des eaux pluviales. Pour parer ce risque, il apparaît souhaitable de prévoir, par exemple, que le site soit à même de maîtriser la présence d'une lame d'eau en surface.

LA Foudre

La dépendance de ce phénomène avec les pluies courtes d'orages est avérée. La prise en compte de ce risque pourrait déboucher sur des préconisations de systèmes passifs d'évacuation ou bien utilisant des équipements dont l'alimentation électrique est protégée contre ce risque.

LA CRUE (MARITIME OU FLUVIALE) DU MILIEU RÉCEPTEUR, À L'EXUTOIRE DU RÉSEAU

La dépendance de ce phénomène avec des pluies locales n'est pas systématique, et dépend notamment de la taille du bassin versant du milieu récepteur, lorsqu'il s'agit d'une rivière ou d'un fleuve. En effet, il y a, *a priori*, plus de risque de dépendance entre un niveau d'eau haut dans le milieu récepteur et une pluie locale, si le bassin versant de ce milieu récepteur est restreint.

De même, pour ce qui concerne les sites de bord de mer, il est tout à fait possible qu'une même situation météorologique provoque à la fois des surcotes marines et de fortes pluies locales.

En pratique, le groupe de travail propose de distinguer, d'une part, les situations pour lesquelles on considérera une indépendance entre événement de pluie extrême sur site et niveau d'eau à l'exutoire du réseau (cas des réseaux se rejetant directement dans des fleuves) et, d'autre part, les situations pour lesquelles on considérera une dépendance entre événement de pluie extrême sur site et niveau d'eau à l'exutoire du réseau (réseaux se rejetant dans un autre réseau local, dans un étang ou une rivière sur un petit bassin versant, réseaux se rejetant dans la mer).

LE VENT

En zone côtière principalement, le vent peut provoquer des surcotes qui augmentent le niveau aval du réseau, si celui-ci se jette dans la mer, et peuvent influencer le débit d'écoulement dans le réseau (exemple des inondations récurrentes de la ville de Bordeaux lors de crue dans l'estuaire de la Gironde). Ce cas est à rapprocher de l'influence d'une crue du milieu récepteur, à l'exutoire du réseau.

Un autre effet du vent, du second ordre par rapport au risque de base d'insuffisance du réseau, est de pousser l'eau qui ruissèle vers des locaux. Cette association vent-pluie peut provoquer des entrées d'eau inattendues, bien qu'en relativement faible volume.

7. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

La qualité de la description des bassins versants et des réseaux est primordiale pour l'évaluation de l'impact d'une pluie sur un site. Cela justifie particulièrement le suivi et la mise à jour des données suivantes :

- une évolution significative du fonctionnement du réseau d'évacuation des eaux pluviales ;
- une évolution significative des caractéristiques des bassins versants drainés.

Pour ces facteurs d'influence, l'identification d'une évolution significative devra conduire à réexaminer l'impact des pluies sur le site.

8. SYNTHÈSE

Les pluies locales extrêmes survenant sur un site engendrent des ruissellements qui peuvent provoquer des inondations. Contrairement à d'autres aléas, ces pluies ne peuvent pas être caractérisées par une durée intrinsèque. Pour une fréquence d'occurrence donnée, on caractérise plutôt l'aléa par une série de couple « intensité (ou hauteur)/durée de la pluie » ou par des coefficients permettant de caractériser des courbes intensité-durée, tels que les coefficients de Montana. La détermination des durées de pluie à prendre en compte est réalisée dans un second temps, et dépend des caractéristiques des bassins versants étudiés.

Les membres du groupe de travail estiment qu'à l'heure actuelle, les résultats issus de l'extrapolation statistique des pluies ne sont pas suffisamment validés pour définir un aléa robuste représentatif de pluies infra-journalières (*a fortiori* infra-horaire) en dessous de la fréquence 10^{-2} /an. En effet, les calculs de pluies inférieures à cette fréquence reposent, soit sur une hypothèse forte de comportement extrême, soit sur des chroniques de pluies plus longues, issues d'un générateur de pluie (méthode Shypre par exemple), soit sur une régionalisation (Shadex, Shyreg par exemple). Les méthodes de régionalisation et de générations de chroniques de pluies s'avèrent prometteuses, mais il n'y a pas encore de résultats validés sur l'ensemble de la France, pour des pluies en dessous de la fréquence de 10^{-2} /an, et, de surcroît, pour des durées de pluies horaires ou infra-horaire nécessaires à des études d'impact des pluies sur une zone d'extension restreinte comme un site industriel.

Pour l'étude des conséquences de pluies extrêmes sur le bassin versant d'un site, et pour des bassins versant de taille allant jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carrés, les pluies centennales peuvent être évaluées à partir de données de pluies issues d'une station météorologique locale représentative des conditions météorologiques du site étudié, en validant le comportement extrême de la pluie par un examen des valeurs régionales.

Pour caractériser l'aléa pluies à l'échelle de la zone d'étude, l'utilisation de pluies de projet, qui définissent des scénarios de pluie, est une pratique largement répandue. Ces pluies de projet sont des objets multidimensionnels, qui, en plus de la quantification de la pluie, intègre des durées caractéristiques de la zone d'étude (taille du bassin versant, dynamique de ruissellement, etc.). La littérature propose de nombreux types de pluie de projet, parmi lesquels les pluies double-triangle et les pluies de type Keiffer ont été retenues par le groupe de travail pour leur robustesse ou leur conservatisme vis-à-vis des durées caractéristiques de la zone d'étude, notamment le temps de concentration. L'esprit de ces préconisations concernant les pluies de projet consiste à s'assurer que les scénarios de pluie envisagés seront bien pénalisants dans les différentes zones à enjeux du site.

Il est à noter que différents experts considèrent que le concept des pluies de projet est trop schématique pour à la fois rendre compte des caractéristiques locales des pluies et être la plus défavorable. De plus, l'étude d'une averse unique impose de définir *a priori* et arbitrairement un certain nombre de paramètres hydrologiques (état hydrique du sol, etc.). À terme, une piste de développement pourrait consister à exploiter les modèles hydrologique et hydraulique sur de nombreuses chroniques de pluies de bassin, et à étudier statistiquement les impacts de ces pluies.

La protection d'un site contre les pluies extrêmes peut combiner des zones ou des ouvrages de rétention des eaux pluviales, et l'évacuation des écoulements par le réseau d'eaux pluviales. Cette complémentarité des solutions de protection est particulièrement utile lorsqu'en l'aval du site, la capacité d'évacuation du réseau ou du milieu naturel est limitée. Elle participe aussi d'une orientation générale actuelle privilégiant le ralentissement et donc l'écrêtement des crues plutôt que l'accélération des écoulements.

Des zones de stockage temporaires peuvent donc être légitimement valorisées dans la stratégie de défense du site contre le risque d'inondation issu de pluies locales. L'adéquation des solutions mises en œuvre devra être justifiée pour des scénarios de pluies extrêmes, en considérant les durées de pluies pénalisantes vis-à-vis du fonctionnement de la zone ou de l'ouvrage de rétention.

La problématique du fonctionnement du réseau d'évacuation des eaux pluviales gagne à être abordée de façon globale pour l'ensemble du site. Dans ce cadre, l'élaboration d'un modèle détaillé et évolutif, apparaît efficace, et permet d'examiner facilement par la suite, les effets d'une modification du réseau, ou l'impact d'un événement pluviométrique record observé localement.

L'hypothèse d'une indisponibilité partielle du réseau d'évacuation des eaux pluviales ne peut être exclue durant une pluie d'orage courte et de forte intensité. En effet, des phénomènes, tels que la grêle ou la mise en mouvement de débris divers par les ruissellements, sont alors fortement susceptibles de survenir. En provoquant l'obstruction d'avaloirs, ces phénomènes associés ou résultant de la pluie, risquent de rendre indisponible une partie plus ou moins étendue du réseau. Pour parer ce risque, il apparaît souhaitable de prévoir, par exemple, que le site soit à même de maîtriser la présence d'une lame d'eau en surface.

La lame d'eau correspondant à la pluie centennale tombant en 1 heure (5 à 10 cm selon les sites), apparaît un bon ordre de grandeur des événements orageux extrêmes susceptibles de provoquer de la grêle. De plus, ce choix permet de tenir compte des différences météorologiques entre les sites.

Le groupe de travail souligne néanmoins que l'hypothèse d'indisponibilité simultanée de l'ensemble des avaloirs est très pénalisante. La gestion d'une lame d'eau conséquente, sans recours au réseau d'évacuation des eaux pluviales permet certainement d'apporter une marge pour la gestion de pluies de fréquence plus faible que 10^{-2} /an, bien que celle-ci ne puisse être quantifiée.

9. LES RÉFÉRENCES

- [1] ASTIER J. (1990) actes du colloque de Vernet-les-Bains.
- [2] SOUTADÉ G. (1993) Les inondations d'octobre 1940 dans les Pyrénées-Orientales.
- [3] MALARDEL S. (2005) Fondamentaux de Météorologie à l'école du temps. Editions Cépaduès.
- [4] BOIS P., LEBLOIS E. (2000) Méthodes opérationnelles de synthèse climatologique des pluies fortes.
- [5] MOISSELIN JM., SCHNEIDER M., CANELLAS C., MESTRE O. Les Changements climatiques en France au XX^e siècle Revue La Météorologie n° 38.

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

- [6] GIEC (2007) Résumé à l'intention des décideurs. Contribution du groupe de travail 1 au 4^e rapport d'évaluation du GIEC. Bilan 2007 des changements climatiques : les bases scientifiques physiques.
- [7] Site : <http://www.ipcc.ch/>
- [8] DOUVILLE H., ANDRE JC. et de MARSILY G. (2007) Les impacts des changements climatiques sur le cycle hydrologique, Annales des Mines "Responsabilité et Environnement", numéro de juillet "Réchauffement climatique et effet de serre".
- [9] Pluies extrêmes sur le Sud de la France (CD Météo-France Ministère de l'écologie).
- [10] COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES (1994). Les crues de projet des barrages : méthode du Gradex. 18^e Congrès CIGB/ICOLD Pluies extrêmes sur le Sud de la France (CD Météo-France Ministère de l'écologie).
- [11] PAQUET E., GAILHARD J., GARÇON R. (2006) Evolution de la méthode du Gradex : approche par type de temps et modélisation hydrologique, La Houille Blanche n° 5/2006.
- [12] CHOCAT B. (1997) Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement.
- [13] Guide CERTU (2003) La ville et son assainissement.
- [14] Instruction technique Interministérielle n° 77-284 du 22 juin 1977.
- [15] DESBORDES M., RAOUS P. (1980) Fondements de l'élaboration d'une pluie de projet urbaine : méthode d'analyse et application à la station de Montpellier Bel Air, La Météorologie, (6) 20-21, pp. 317-326.
- [16] Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet (1986) Service Technique de l'Urbanisme du Ministère de l'Urbanisme, du logement et des Transports.
- [17] TOURASSE, P. (1981) Analyses spatiales et temporelles des précipitations et utilisation opérationnelle dans un système de prévision de crues. Application aux régions cévenoles. *Thèse*, IMG Univ. Scientifique et Médical, Inst. National Polytechnique de Grenoble, France.
- [18] LEBEL, T. (1984) Moyenne spatiale de la pluie sur un bassin versant: estimation optimale, génération stochastique et gradex des valeurs extrêmes. *Thèse*, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- [19] CERNESSON, F., LAVABRE, J. & MASSON. J. M. (1996) Stochastic model for generating hourly hyetographs. *Atmos. Res.* 42(1-4), p. 149-161.
- [20] BUIHAND, T. (1978) *Journal Of Hydrology*, Volume: 36 Issue: 3 , p. 295-308.
- [21] CERNESSON, F. (1993) Modèle simple de prédétermination des crues de fréquences courantes à rares sur petits bassins versants méditerranéens. *Thèse*, Univ. Montpellier II, France.
- [22] ARNAUD, P. (1997) Modèle de prédétermination de crues basé sur la simulation—extension de sa zone de validité, paramétrisation horaire par l'information journalière et couplage des deux pas de temps. *Thèse*, Univ. Montpellier II, France.
- [23] RAMOS M.H. (2002) Analyse de la pluviométrie sous des systèmes nuageux convectifs - *Thèse*, LTHE-UJF.
- [24] CHOW et al. (1988) *Applied Hydrology*. McGraw-Hill 572 p.
- [25] OMALOYO (1993) On the transposition of areal reduction factors for rainfall frequency estimation. *Journal of Hydrology* (145), 191-205.
- [26] ASQUITH & FAMIGLIETTI (2000) Precipitation areal-reduction factor estimation using an annual-maxima centered approach. *Journal of Hydrology* (230), 55-69.
- [27] ROUX (1996) Analyse des précipitations en hydrologie urbaine. *Thèse* CERGRENE-ENPC.
- [28] GAUME et al. (2000) Coefficient d'abattement spatial des pluies en région méditerranéenne adapté aux petits bassins versants. Rapport de synthèse MATE-CEREVE.
- [29] GALEA et al. (1983) Maximal rainfall on a surface – The epicentre coefficient of 1 to 48h rainfall. *Journal of Hydrology* (66), 159-167.
- [30] BOURRIER R. (1997) Les réseaux d'assainissement : calculs, applications, perspectives.
- [31] Techniques de l'ingénieur C4200 (1990) Assainissement des agglomérations.
- [32] Notice Internet du logiciel CANOE.
- [33] Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales.
- [34] DESBORDES (1974) Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial, *Thèse*, Univ. Montpellier, France.



LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

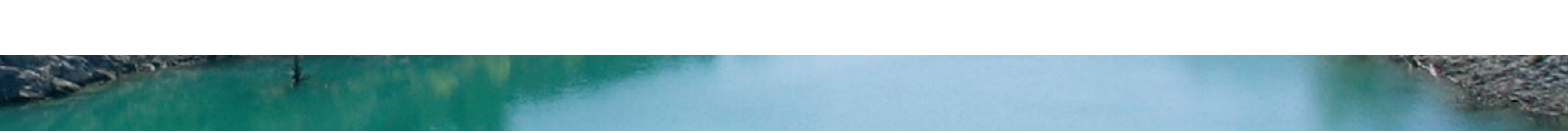
II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES



L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

Auteur principal

C.-M. Duluc (IRSN)

Contributeurs

D. Bordes (EDF/SEPTEN), M. Desbordes (Université de Montpellier)

1. LES OBJECTIFS	226
2. LES DONNÉES D'ENTRÉE	226
3. LES PROCESSUS PRIS EN COMPTE	226
4. LES MÉTHODOLOGIES D'ÉTUDE	227
5. LES RÉFÉRENCES	227

1. LES OBJECTIFS

Les applications de ce type d'étude sont :

- l'étude du scénario de lame d'eau de surface sur un site pour les pluies extrêmes ;
- l'étude de l'étalement d'un volume ou débit provoqué par une dégradation d'ouvrage ou une rupture d'équipement.

2. LES DONNÉES D'ENTRÉE

Pour ce qui concerne la source d'eau, les données d'entrée de cette étude sont :

- soit une hauteur d'eau sur une surface (étude lame d'eau pour la pluie) ;
- soit un volume fini ;
- soit un débit (généralement associé à une durée).

Par ailleurs, les principales données nécessaires à cette étude sont des données topographiques (plan de recollement avec cotes altimétriques, relevés de géomètres, modèle numérique de terrain, etc.). Elles conditionnent directement la qualité des résultats obtenus.

En complément du recueil des données topographiques, une visite de terrain est indispensable pour identifier les particularités du terrain, et mener l'étude correctement.

3. LES PROCESSUS PRIS EN COMPTE

Les processus pris en compte dans cette étude sont :

- l'infiltration dans les sols perméables. L'infiltration dans les sols devra être considérée de façon adaptée à l'aléa étudié (par exemple, en tenant compte de conditions de pluies extrêmes, pour le scénario lame d'eau).

On se reportera aux contributions « Les pluies et le ruissellement induit sur le site » et « Les crues sur de petits bassins versants » pour plus d'éléments sur le phénomène d'infiltration. Les coefficients de ruissellement pourront être justifiés au cas par cas. À titre indicatif, les guides [1] et [2] rappellent que les coefficients de ruissellement augmentent avec la période de retour de l'événement modélisé, et proposent pour les pluies centennales une valeur proche de 1 pour les sols imperméabilisés et autour de 0,5 pour les autres types d'occupation (landes, prairies, terres agricoles, forêt, et plus généralement zones non revêtues).

- l'évacuation par le réseau d'eau pluviale, en tenant compte de l'état de fonctionnement supposé pour le scénario étudié (lame d'eau de surface issue d'une pluie : réseau *a priori* indisponible, etc.) ;
- lorsque cela est possible, les tassements divers (bâtiments, plates-formes) anticipés. Leur évaluation peut être confortée par des vérifications périodiques sur le terrain.

4. LES MÉTHODOLOGIES D'ÉTUDE

L'étude des conséquences d'une lame d'eau ou d'un volume déversé consiste à identifier les zones de circulation et d'accumulation d'eau et à quantifier les hauteurs d'eau susceptibles d'être atteintes dans ces zones^[1]. Plusieurs méthodes sont envisageables pour ces études. Quelle que soit la méthode retenue, après construction, une visite de terrain permettra de s'assurer que la réalisation est bien conforme à la conception et ne remet pas en cause les hypothèses de l'étude.

LE CALCUL D'ÉTALEMENT GLOBAL

Il est parfois envisageable de recourir à un calcul global et simple d'étalement d'un volume sur une surface. Cette approche ne tient alors pas compte de la dynamique de l'écoulement, et cherche à identifier les zones de rétention finales.

Cette approche globale peut être mise en œuvre sur des sites plats disposant de zones de rétentions facilement identifiables (chaussées, etc.).

Les sites qui seraient situés en contrebas de bassins versants peuvent suivre aussi cette démarche, sous réserve de bien prendre en compte les apports des zones alentours. Néanmoins, il faut souligner que cette approche ne prend pas en compte les aspects dynamiques de la circulation de l'eau. Elle n'apparaît pas très adaptée pour des sites en pente.

Dans l'application de cette approche, on pourra vérifier que tous les accès à des bâtiments abritant des locaux avec EIS (Équipements importants pour la sûreté) sont situés au-dessus d'une cote altimétrique en deçà de laquelle il est démontré que la lame d'eau ou le volume considéré peut être globalement contenu. On vérifiera que le volume considéré peut bien s'étaler sur la totalité de la surface considérée (relevés topographiques, visite de terrain, etc.).

LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS

La méthode la plus raffinée, mais aussi la plus lourde à mettre en œuvre, est celle d'une modélisation numérique (2D) des écoulements de surface sur le site.

Les limites de cette approche sont principalement liées au degré de précision qu'il est nécessaire d'avoir sur les données topographiques, la précision des résultats dépendant en premier lieu de la précision du modèle numérique de terrain. De plus, il convient de souligner que les modèles 2D qui utilisent les équations de Saint Venant, supposent l'absence de composante verticale de la vitesse et ne sont pas toujours adaptées aux géométries complexes et discontinues.

De nombreuses recherches sont en cours pour améliorer la capacité de ces modèles numériques à simuler des inondations urbaines. À l'heure actuelle, la plupart des bureaux d'études spécialisés proposent des modèles permettant l'étude des écoulements de surface. Le recours à de tels modèles ne doit pas être exclu et va d'ailleurs certainement se développer à l'avenir. Il nécessite néanmoins de s'assurer de la validité des résultats obtenus compte tenu du domaine d'utilisation particulier (faibles hauteurs d'eau propagées sur une topographie souvent complexe et discontinue).

L'APPROCHE INTERMÉDIAIRE D'IDENTIFICATION DES AXES D'ÉCOULEMENTS PRINCIPAUX

Cette troisième approche consiste à analyser le cheminement de l'eau en surface en identifiant, à partir de données topographiques, des axes d'écoulements principaux, des zones de rétention, etc.

Cette approche repose alors principalement sur l'expertise et sur une étude sur le terrain approfondie. Idéalement, le cheminement de l'eau en surface doit être prévu dès la conception, en aménageant des pentes et en prévoyant des exutoires aux zones enclavées.

5. LES RÉFÉRENCES

■ [1] Guide CERTU, juin 2003 - La ville et son assainissement.

■ [2] Guide méthodologique pour l'estimation de la crue centennale dans le cadre des plans de prévention des risques d'inondation du MEDD, rédigé et coordonné par M. LANG et J. LAVABRE, avril 2007.

■■■■■■■■■■ [1] Les vitesses associées à ces écoulements donnent également une idée de la dangerosité du site pour les personnes y travaillant et les services de secours. À titre indicatif, un homme est emporté dans un courant de 0,5 m dès lors que la vitesse atteint 2 à 3 m/s.

LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES

LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

Auteur principal

C. Meurville (ANDRA)

Contributeurs

P. Buet (EDF/TEGG), F. Hollender (CEA), J.-P. Rzepka (CEA), V. Rebour (IRSN)

1. LA REMONTÉE DE NAPPE : LE CADRE	230
2. LA REMONTÉE DE NAPPE : LES DÉFINITIONS	230
2.1. LES CONTEXTES GÉOLOGIQUES	230
2.2. LE NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE ET LE NIVEAU DE NAPPE	230
2.3. LA MESURE DU NIVEAU DE NAPPE (PIÉZOMÉTRIE)	231
2.3.1. La profondeur relative	231
2.3.2. L'expression du niveau de nappe (niveau piézométrique)	232
2.4. LES FLUCTUATIONS DU NIVEAU DE NAPPE (FLUCTUATIONS PIÉZOMÉTRIQUES)	232
2.4.1. Les conditions de site	232
2.4.2. Les caractéristiques hydrodynamiques	232
3. LES REMONTÉES DE NAPPE : LES MÉCANISMES	233
3.1. LES PHÉNOMÈNES SUSCEPTIBLES D'ÊTRE CONSIDÉRÉS COMME DES ÉVÉNEMENTS INITIATEURS	233
3.2. LES CONDITIONS NÉCESSAIRES À DES REMONTÉES DE NAPPE EXTRÊMES	233
3.3. LES CONDITIONS PARTICULIÈRES : LES PROPRIÉTÉS HYDRODYNAMIQUES ET LA MORPHOLOGIE DU SITE	234
4. LES SOURCES DE DONNÉES	235
4.1. LES DONNÉES À ACQUÉRIR POUR CARACTÉRISER LES REMONTÉES DE NAPPE	235
4.2. LES MESURES COLLECTÉES PAR LES ORGANISMES PUBLICS	235
4.3. LES MESURES ASSOCIÉES À LA RECONNAISSANCE, L'AMÉNAGEMENT OU LA SURVEILLANCE DU SITE	236
4.3.1. La collecte et l'exploitation des données préexistantes	236
4.3.2. Les recommandations pour l'acquisition de données piézométriques <i>in situ</i>	236
5. LES OUTILS DE MODÉLISATION	237
5.1. LA MÉTHODOLOGIE	237
5.2. LES MODÈLES CONCEPTUELS	237
5.2.1. L'approche analytique	237
5.2.2. La modélisation de type hydrologique (ou modèle à réservoirs)	237
5.2.3. Le modèle hydrodynamique maillé	238
5.3. LA REPRÉSENTATIVITÉ DU MODÈLE	239
6. LA CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA NAPPE	239
6.1. LES DÉMARCHES DE CARACTÉRISATION	239
6.2. LES PARAMÈTRES PHYSIQUES À QUANTIFIER ET LES ENJEUX POUR LE DIMENSIONNEMENT	240
6.2.1. La vérification de la stabilité mécanique	240
6.2.2. Les infiltrations dans les parties enterrées de bâtiments	240
6.2.3. La conception de dispositifs de drainage	240
6.2.4. Les débordements en surface	241
6.3. LES COMPOSANTES ET L'INDÉPENDANCE DES ÉVÉNEMENTS DE FORTE REMONTÉE DE NAPPE	241
6.3.1. La détermination de l'événement initiateur	241
6.3.2. La détermination du niveau initial de la nappe	242
6.3.3. La mise en œuvre pratique	243
6.4. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA NAPPE	243
6.4.1. Le principe des différentes approches existantes	243
6.4.2. La loi de distribution des remontées de nappe extrêmes	243
6.4.3. La loi de distribution des événements initiateurs de remontées de nappe	244
6.4.4. L'évaluation du niveau de nappe extrême	244
6.4.5. L'évaluation des débits associés à un niveau de nappe extrême	245
6.4.6. Les sources d'incertitudes et les limites des méthodes	245
7. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	245
8. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS	246
9. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	246
10. LES RÉFÉRENCES	246

1. LA REMONTÉE DE NAPPE : LE CADRE

Dans le présent document, la notion de remontée de nappe couvre, d'une façon générique, toute occurrence de débordement ou de résurgence d'eau souterraine dans l'emprise du site considéré ou toute élévation des niveaux d'eau au-dessus des parties les plus basses du génie civil des installations (radiers, fondations, etc.).

En général, les remontées piézométriques extrêmes ne peuvent pas être calculées directement à partir d'un simple traitement statistique de niveaux de nappe observés. En effet, avec des remontées le plus souvent annuelles, les séries de données suffisamment longues et représentatives du site sont rarement disponibles.

Il en résulte que la caractérisation des remontées de nappe extrêmes est réalisée au travers de la démarche d'étude suivante :

1. la compréhension de l'hydrogéologie locale par l'acquisition de données descriptives (géologie, niveaux de nappe, données hydrodynamiques, etc.). Cette phase permet de déterminer, en fonction des conditions de site, quel est l'initiateur à l'origine des remontées de nappe les plus importantes ;
2. l'analyse et de traitement statistique des données disponibles. Cette phase se base sur des chroniques :
 - de niveaux de nappe, le plus souvent complétées par modélisation ;
 - relatives à l'événement initiateur des fortes remontées de nappe. La modélisation permet ensuite de déterminer les niveaux de nappe associés à un événement exceptionnel donné.

2. LA REMONTÉE DE NAPPE : LES DÉFINITIONS

2.1. LES CONTEXTES GÉOLOGIQUES

Pour pouvoir s'intéresser aux circulations d'eau dans le sous-sol, quelle que soit l'importance de la ressource mobilisée, on est amené à distinguer trois types de contextes géologiques :

- les formations sédimentaires poreuses et homogènes (sables, grès, marnes, craie, calcaires à matrice très poreuse) avec des nappes d'eau présentes dans l'ensemble de la formation ;
- les formations sédimentaires alluviales (graviers, sables), dans lesquelles les nappes sont en relation hydraulique plus ou moins directe avec un cours d'eau ;
- les formations fissurées (granites, schistes, calcaires, etc.) ou karstiques (roches carbonatées) correspondant à des roches dures dans lesquelles les circulations d'eau se font préférentiellement dans les zones où la roche a été endommagée (fractures et fissures) ou dissoute (karsts).

2.2. LE NIVEAU PIÉZOMÉTRIQUE ET LE NIVEAU DE NAPPE

Le niveau piézométrique est le niveau de l'eau mesuré sur un forage (également appelés piézomètres). Les forages sont des tubes implantés dans les terrains à partir de la surface et crépinés (perforés) au droit des zones susceptibles de produire de l'eau. Le niveau piézométrique permet de caractériser la charge hydraulique.

Dans le contexte de l'évaluation d'un risque d'inondation par remontée de nappe, **le niveau de nappe** constitue **le niveau de la limite supérieure de la nappe**.

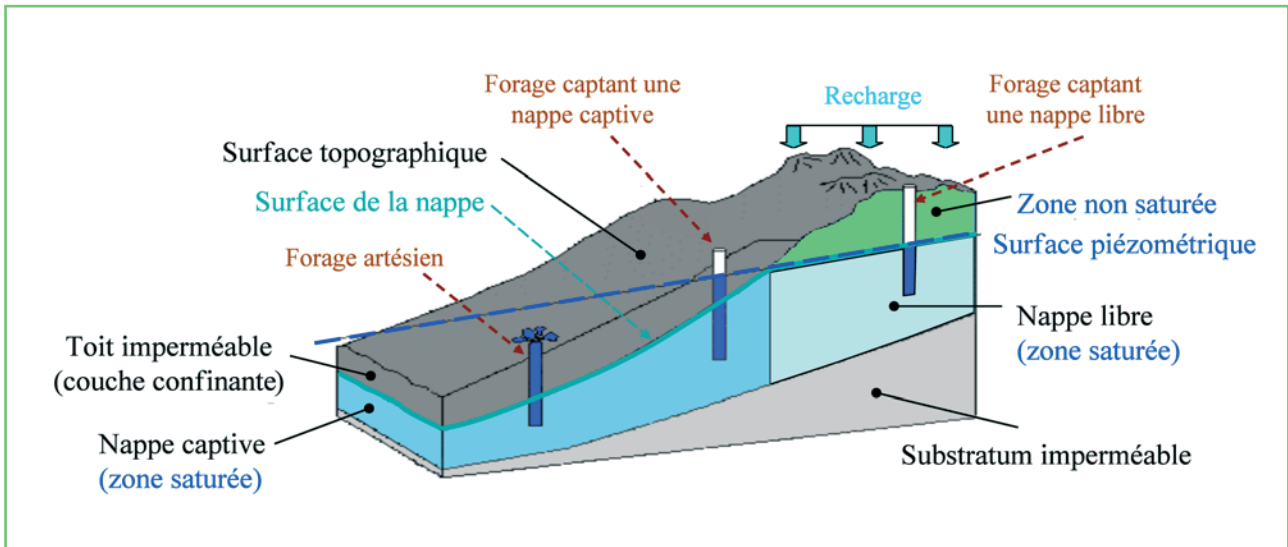


Figure 1 Définition du niveau de nappe.

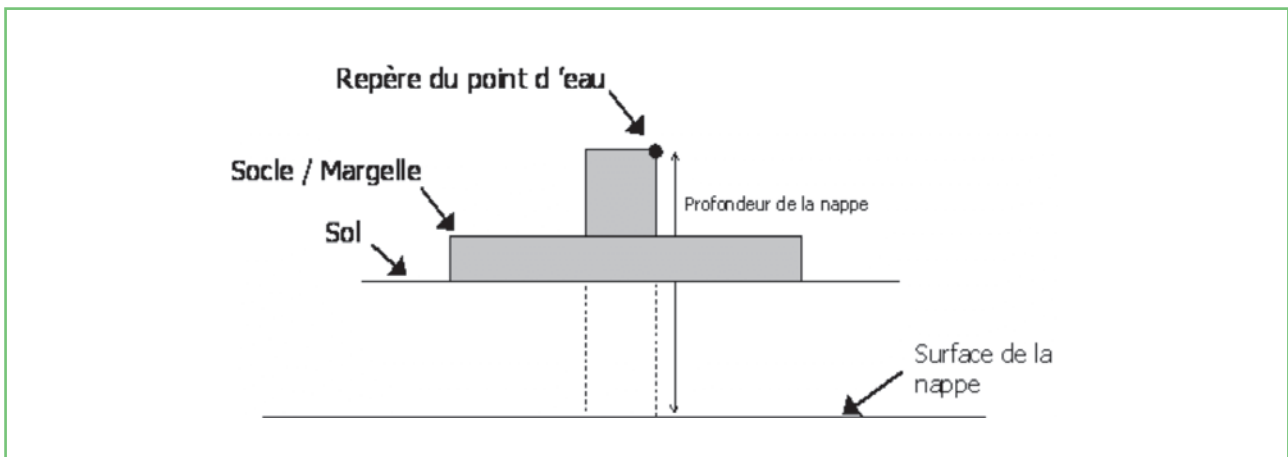


Figure 2 Principe de mesure du niveau de nappe.

On ne s'intéresse alors qu'à des nappes à « surface libre », souvent appelées « nappes phréatiques », pour lesquelles le niveau mesuré correspond également à l'épaisseur de roche réservoir saturée, par opposition aux nappes dites « captives » pour lesquelles le niveau mesuré dans le forage est représentatif de la mise en pression de l'eau dans la roche réservoir résultant de la présence d'une couche imperméable sus-jacente (également appelée toit).

Dans la suite du document, le **niveau piézométrique** est donc assimilé au **niveau de nappe** (cf. figure 1).

2.3. LA MESURE DU NIVEAU DE NAPPE (PIÉZOMÉTRIE)

2.3.1. La profondeur relative

Les niveaux de nappe sont issus de mesures de la profondeur de l'eau vis-à-vis d'un repère associé au piézomètre (sommet du tube, terrain naturel, etc.) et clairement identifié sur le terrain (cf. figure 2).

L'objet de cette contribution n'est pas de décrire l'ensemble des moyens et méthodes d'acquisition des données piézométriques, néanmoins, les rédacteurs attirent l'attention sur les risques d'erreur de mesurage :

- les erreurs humaines, en général associées aux mesures directes de profondeur de nappe ;
- la dérive des capteurs (déplacements, vieillissement) ou la nécessité de corrections *a posteriori* (cas des corrections barométriques) ;
- les modifications des accès au piézomètre (section du tube, reconstruction d'une nouvelle margelle, etc.) ;
- le colmatage des piézomètres, etc.

Les moyens et méthodes relatifs à la métrologie des niveaux piézométriques sont décrits synthétiquement en annexe de la référence [1].

2.3.2. L'expression du niveau de nappe (niveau piézométrique)

Les chroniques de niveau de nappe peuvent être exprimées en hauteur relative. Dans ce cas, il est indispensable de préciser par rapport à quelle référence : terrain naturel en tête de piézomètre, sommet du tube, cote de référence d'une installation donnée, etc.

En général, il est préférable d'exprimer les niveaux de nappe en cote altimétrique pour permettre de comparer les mesures obtenues sur plusieurs piézomètres et ainsi connaître l'état du niveau de la nappe sur toute sa surface. Pour ce faire, il est nécessaire de définir le référentiel altimétrique puis de relever l'altitude du repère de chaque piézomètre.

Là encore, la contribution n'a pas pour objet de décrire l'ensemble des moyens et méthodes de nivellement, néanmoins, les rédacteurs attirent l'attention sur les erreurs relatives aux mesures altimétriques, du fait de :

- la précision relative des mesures altimétriques, associée aux moyens de mesurage mis en œuvre (carte, relevé de géomètre, GPS, etc.) ;
- l'évolution temporelle des référentiels altimétriques.

2.4. LES FLUCTUATIONS DU NIVEAU DE NAPPE (FLUCTUATIONS PIÉZOMÉTRIQUES)

Les nappes peuvent être considérées comme des réserves souterraines d'eau dont les fluctuations de niveau résultent de l'évolution temporelle des apports et pertes en eau, mais aussi des conditions de circulation de l'eau au sein des vides des formations géologiques (ou porosité).

2.4.1. Les conditions de site

Les conditions de site constituent un élément dimensionnant vis-à-vis des fluctuations du niveau de nappe en régulant les apports et les pertes en eau aux limites du réservoir souterrain. Les écoulements s'effectuant gravitairement dans les formations, deux aspects sont alors à étudier conjointement :

- la topographie du site et de ses environs ;
- les zones d'alimentation et de drainage de la nappe.

L'étude de site permet de comprendre les mécanismes d'apports et de pertes en eau du réservoir souterrain et d'en déduire les mécanismes à l'origine des fluctuations : pluie, recharge (fraction de pluie s'infiltrant dans le sous-sol), échanges avec des cours ou plans d'eau, etc.

2.4.2. Les caractéristiques hydrodynamiques

Pour des apports ou des pertes en eau similaires, l'amplitude et la dynamique des fluctuations de niveau de nappe varient fortement du fait des propriétés hydrodynamiques des formations :

- **la perméabilité** qualifie la capacité des formations à laisser circuler l'eau.

Elle contraint la vitesse d'écoulement et la quantité d'eau susceptible de transiter dans les terrains, qu'il s'agisse d'infiltrations d'eau depuis la surface jusqu'à la nappe ou de la circulation de l'eau au sein de la roche réservoir ;

■ **l'emmagasinement**, qui est une fraction de la porosité des terrains, qualifie le volume d'eau accessible par volume de matériau. Il traduit la proportionnalité entre les variations de volume d'eau et les fluctuations de niveau.

3. LES REMONTÉES DE NAPPE : LES MÉCANISMES

C'est par la compréhension de l'hydrogéologie locale, c'est-à-dire après l'acquisition de données descriptives (géologie, niveaux de nappe, données hydrodynamiques, etc.) et de chroniques piézométriques de la nappe au droit et au voisinage du site étudié, que l'on peut déterminer quel est le phénomène à l'origine des remontées de nappe les plus importantes, également appelé « événement initiateur ».

3.1. LES PHÉNOMÈNES SUSCEPTIBLES D'ÊTRE CONSIDÉRÉS COMME DES ÉVÉNEMENTS INITIATEURS

Les remontées de nappe résultent le plus souvent d'une phase d'apport en eau liée plus ou moins directement à la **pluie**.

En pratique, cette relation remontée de nappe - pluie n'est pas toujours directe car elle nécessite un temps de réponse qui dépend de la perméabilité des terrains compris entre la zone d'infiltration et la nappe au droit du site :

- les niveaux d'eau dans les formations karstiques ou fissurées peuvent s'avérer extrêmement variables du fait de l'absence de formation de couverture. Il en résulte que les phases de remontée peuvent se manifester à chaque **événement pluviométrique** d'intensité suffisante ;
- les nappes des formations sédimentaires poreuses (sables, craie, calcaires) présentent généralement une période de remontée de longue durée, généralement comprise entre octobre et mars, appelée période de **recharge**. La période des précipitations hivernales est en effet plus propice à l'infiltration d'eau dans les sols, du fait de l'absence de reprise des eaux par la végétation et d'une évaporation plus faible qu'en été ;
- les fluctuations piézométriques des nappes alluviales sont souvent fortement influencées par l'évolution du niveau du cours d'eau. Une période de **crue du cours d'eau** s'accompagne presque systématiquement d'une remontée des niveaux de nappe. Il en est de même pour les nappes situées en bordure de mer où les niveaux de nappe peuvent subir l'influence d'un niveau marin très haut.

D'autres phénomènes sont susceptibles de conduire à une forte alimentation de la nappe et à une remontée de son niveau : onde de crue résultant de la rupture d'un barrage, rupture d'un réservoir sur le site, fuite d'une digue suite à dégradation de son étanchéité, etc.

3.2. LES CONDITIONS NÉCESSAIRES À DES REMONTÉES DE NAPPE EXTRÊMES

Les remontées extrêmes résultent de deux composantes :

■ la réaction de la nappe à un événement initiateur de forte intensité

Cet événement est à l'origine de forts apports en eau dans la nappe, sachant que la fluctuation de niveau de nappe sera d'autant plus forte que la quantité d'eau mobilisée sera importante. Il représente les épisodes de plus courte durée susceptibles d'aboutir à une remontée importante du niveau de nappe, eu égard à sa réactivité et aux effets atténuateurs associés à la circulation de l'eau. La durée de l'événement initiateur doit permettre de garantir l'indépendance des événements piézométriques résultants ;

■ un niveau initial de la nappe relativement élevé

Une telle situation résulte des tendances hydrologiques sur des durées bien supérieures à celles de l'événement de forte intensité envisagé.

Les périodes temporelles associées à ces deux composantes sont caractéristiques de la nappe étudiée :

- dans les systèmes fortement réactifs, par exemple en milieu karstique ou fissural, l'état initial peut dépendre de la pluviométrie des semaines, des mois ou des saisons qui ont précédé et la remontée être liée à un événement pluvial de forte intensité (de quelques heures à quelques jours) ;
- à l'inverse dans des systèmes à plus forte inertie, l'état initial peut dépendre des cumuls de recharge des années précédentes et la remontée être lié à un cumul annuel de recharge plus important.

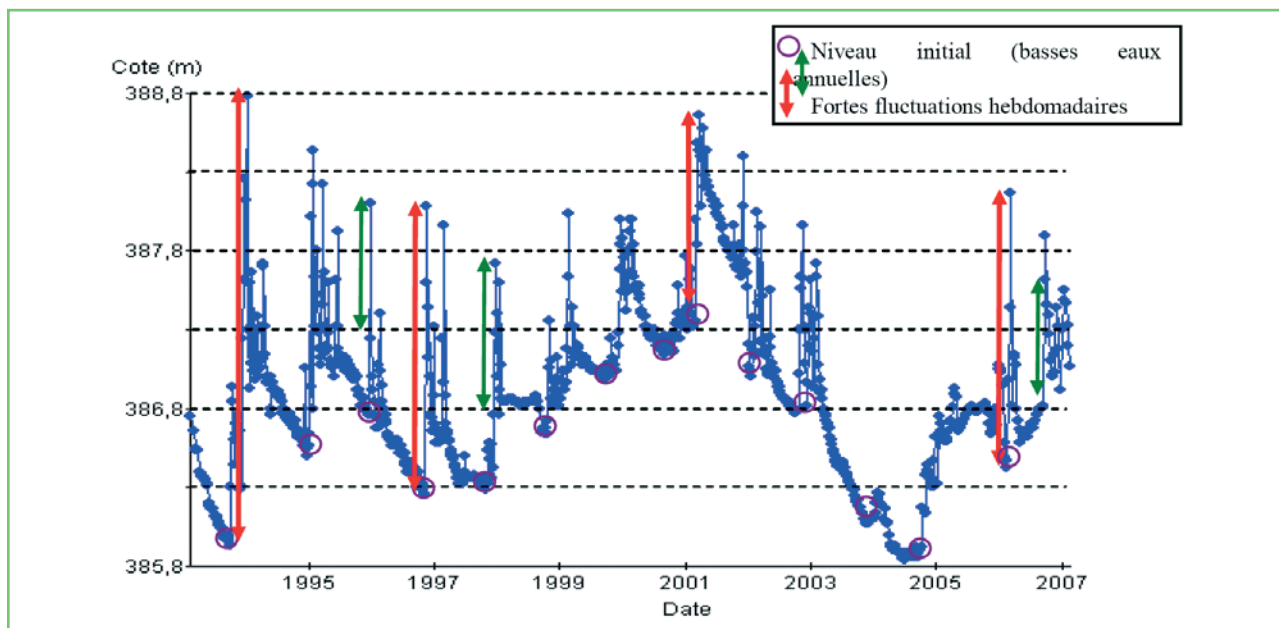


Figure 3 Exemple de chronique piézométrique complexe (extrait de la base ADES [2]).

D'un point de vue formel, un niveau de nappe extrême peut résulter de plusieurs combinaisons d'événement initiateur de forte intensité et de niveau initial de la nappe.

À titre d'exemple, la **figure 3** permet d'identifier des fluctuations de niveau de nappe pour lesquelles se manifestent de fortes fluctuations hebdomadaires, des remontées (mensuelles ou pluri-mensuelles) permettant d'atteindre un maximum annuel, des influences pluriannuelles sensibles sur le niveau de basses eaux annuelles.

3.3. LES CONDITIONS PARTICULIÈRES : LES PROPRIÉTÉS HYDRODYNAMIQUES ET LA MORPHOLOGIE DU SITE

Vis-à-vis d'un risque de remontée de nappe, on retiendra que les propriétés hydrodynamiques des terrains peuvent amplifier les phénomènes de remontée au droit du site :

- sur site, une faible perméabilité peut limiter la possibilité d'évacuer l'eau et donc amplifier les phénomènes de remontée. Une perméabilité forte peut permettre de propager rapidement une remontée de niveau initiée en dehors du site ;
- les milieux fissurés présentent généralement les porosités les plus faibles et une concentration des écoulements dans le réseau de fissures, c'est pourquoi ils sont le siège de fluctuations de niveau très fortes pour de faibles volumes d'eau mobilisés.

De plus, dans certains contextes la vulnérabilité du site à une remontée de nappe est aggravée par sa morphologie :

- dans une vallée fluviale où les sites sont protégés des crues par des digues, la nappe alluviale est susceptible de constituer un court-circuit entre le fleuve en crue et le site situé à un niveau inférieur ;
- pour des sites situés en pied de côte, la nappe est susceptible d'être réalimentée à partir des zones hautes. Il peut en résulter la mobilisation de volumes d'eau importants (selon la surface du bassin versant en amont), des circulations rapides associées aux fortes pentes ou des mises en charge importantes de la nappe en amont du site. De plus, la présence de formations superficielles perméables peut constituer une voie complémentaire d'apport en eau.

D'un point de vue générique, la description des conditions d'écoulement dans la nappe, qui se déduisent de la morphologie du site, de la stratigraphie, des limites hydrauliques et de la connaissance des propriétés hydrodynamiques, permet une analyse qualitative des facteurs favorables ou défavorables à la remontée des niveaux de nappe. Une telle analyse peut permettre :

- d'identifier des limites physiques à la remontée du niveau de la nappe ;
- de vérifier ou de corriger le modèle utilisé pour quantifier les niveaux extrêmes.

4. LES SOURCES DE DONNÉES

4.1. LES DONNÉES À ACQUÉRIR POUR CARACTÉRISER LES REMONTÉES DE NAPPE

La caractérisation des remontées de nappe repose à la fois sur la caractérisation des fluctuations naturelles des niveaux de nappe et sur une bonne appréhension du fonctionnement de ce système hydrogéologique. Aussi, il est nécessaire d'acquérir les données permettant de caractériser à la fois l'événement initiateur de forte intensité et l'état initial de la nappe :

- la mesure des niveaux de nappe ;
- la pluviométrie et les données climatologiques associées permettant de calculer le bilan hydrologique des sols et estimer la recharge de la nappe ;
- les cotes du cours d'eau, plan d'eau, mer, etc. au voisinage du site ;
- les aménagements à proximité ou sur le site qui influent sur le comportement de la nappe (pompage, drainage, canaux, enceintes géotechniques, etc.).

La donnée fondamentale pour l'étude d'un site est une **série chronologique de mesures du niveau de la nappe**.

Les sources de données relatives à l'initiateur de forte intensité sont, selon l'événement initiateur retenu, examinées dans les contributions correspondantes :

- pluviométrie : cf. la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site » ;
- niveau marin : cf. la contribution « Les niveaux hauts de la mer » ;
- niveau d'une rivière : cf. les contributions « Les crues fluviales » et « Les ruptures d'ouvrages en travers ».

4.2. LES MESURES COLLECTÉES PAR LES ORGANISMES PUBLICS

Le recours à des données collectées par des organismes publics permet de disposer de séries chronologiques de mesures du niveau de nappe sur des durées compatibles avec la caractérisation statistique d'événements ayant une période de retour importante, d'étudier les événements rares éventuellement recensés pendant la période de suivi, ou de faciliter un travail de modélisation.

Même si elles permettent de pallier l'absence de longue chronique piézométrique sur le site étudié, ces séries piézométriques ne sont pas forcément transposables pour les raisons suivantes :

- les situations locales (du site ou du piézomètre) peuvent influencer significativement les fluctuations de niveau de nappe circulant dans les mêmes formations géologiques ;
- les pas de temps de mesure ne sont pas forcément adaptés au suivi des remontées de nappe surtout si les fluctuations sont rapides. S'agissant en général de suivis destinés à répondre aux objectifs de gestion des ressources en eaux souterraines, un pas de temps hebdomadaire à mensuel est généralement considéré comme suffisant. Il l'est beaucoup moins si l'on doit chercher à corrélérer la pluviométrie journalière avec les fluctuations de niveau de nappe.

Les données relatives aux eaux souterraines collectées sur les réseaux de piézomètres gérés par des organismes publics sont mises à disposition au moyen de la base de données ADES [2]. Les données quantitatives (niveaux) et qualitatives (physico-chimie) présentes dans cette base sont produites par de nombreux réseaux :

- le réseau national de connaissance sur les eaux souterraines mis en place, à la demande du ministère de l'écologie et du développement durable, par les Agences de l'eau, les DIREN et le BRGM ;
- les données sur les eaux brutes de la base SISEEAUX du ministère en charge de la santé, alimentées par le contrôle sanitaire des DDASS concernant les eaux souterraines captées pour la production d'eau potable ;
- les réseaux des collectivités territoriales, qui participent également à la surveillance des eaux souterraines ;

et, lorsqu'ils sont partenaires de la banque ADES :

- les réseaux des autres organismes chargés de missions publiques ;
- les réseaux privés.

4.3. LES MESURES ASSOCIÉES À LA RECONNAISSANCE, L'AMÉNAGEMENT OU LA SURVEILLANCE DU SITE

4.3.1. La collecte et l'exploitation des données préexistantes

Au droit d'un site, la connaissance des niveaux de nappe est généralement initiée lors des travaux de reconnaissance géotechnique. Dans ce cadre, il est recommandé de respecter les règles de l'art en la matière, à savoir :

- la réalisation de sondage à une profondeur adaptée aux ouvrages à construire ;
- la détermination de l'état de la nappe (niveaux et écoulements).

Par la suite, les niveaux de nappe et la qualité des eaux font l'objet d'un suivi dans le cadre de la surveillance réglementaire.

Il en résulte que le réseau piézométrique implanté est adapté à la connaissance du fonctionnement de la nappe au droit et autour du site, mais que les chroniques obtenues sont le plus souvent insuffisantes pour permettre une analyse statistique relative aux seuls événements de forte remontée.

Les principales raisons sont :

- des durées de suivi piézométrique entre les phases de reconnaissances du projet et la réalisation des installations trop faibles pour permettre de caractériser des événements ayant une période de retour importante ;
- des chroniques disponibles souvent discontinues en l'absence de présence permanente sur site, du fait des phases de chantier susceptibles de limiter l'accès aux piézomètres, voire de nécessiter leur rebouchage ;
- la fréquence des mesures qui est rarement adaptée à la dynamique de remontée de nappe en cas d'événement de forte remontée. Le plus souvent, la caractérisation des écoulements est réalisée en produisant les cartes de hautes et de basses eaux et seuls quelques piézomètres du réseau font l'objet d'un suivi plus fréquent (hebdomadaire ou mensuel).

L'équipement de piézomètres avec des systèmes d'acquisition automatique est généralement réalisé sur des périodes de temps réduites et le plus souvent dans le but de caractériser des phénomènes transitoires (essais de pompage, etc.).

Même si ces données ne permettent pas de conduire une analyse statistique des remontées piézométriques, leur collecte constitue une base nécessaire à la compréhension du fonctionnement de la nappe et éventuellement à la mise en œuvre d'une modélisation hydrodynamique.

4.3.2. Les recommandations pour l'acquisition de données piézométriques *in situ*

Compte tenu des défauts classiquement identifiés sur les chroniques piézométriques préexistantes, il apparaît nécessaire d'acquérir des données *in situ* sur une durée en aucun cas inférieure à 1 an, à un pas de temps suffisamment fin pour appréhender la cinématique des fluctuations de la nappe.

Cependant, la durée minimale d'observation doit être adaptée en fonction du niveau de connaissances.

- une durée d'un an permet de faire le lien avec les chroniques piézométriques existantes ;
- en l'absence totale de données préexistantes, la durée minimale ne saurait être inférieure à trois ans pour pouvoir appréhender les facteurs à l'origine des fluctuations piézométriques, sauf si le niveau piézométrique est particulièrement réactif à des événements de courte durée.

Par leur nombre et leur implantation, les piézomètres à suivre doivent permettre de caractériser le fonctionnement local de la nappe en couvrant une zone suffisamment étendue, le cas échéant au-delà des limites du site.

De plus, si les conditions aux limites du système hydrogéologique sont en lien avec un plan d'eau (mer, lac, etc.) ou un cours d'eau, il est recommandé de suivre l'évolution de leur niveau d'eau en parallèle.

5. LES OUTILS DE MODÉLISATION

5.1. LA MÉTHODOLOGIE

La compréhension de l'hydrogéologie locale permet d'élaborer un modèle de fonctionnement de la nappe liant la remontée piézométrique à un événement initiateur.

Le recours aux outils de modélisation est recommandé lorsque l'étude des conditions de site ne permet pas de déterminer de manière satisfaisante les bornes supérieures de remontées du niveau de nappe ou de borner les effets de certains événements initiateurs.

Si le contexte s'y prête, cette modélisation peut être conduite au moyen d'outils analytiques simples dans la mesure où les approximations réalisées restent conservatives. À défaut, l'usage d'un modèle simple est recommandé en première approche car il permet d'orienter la suite des études.

La complexité des configurations à évaluer (configuration de site ou représentation d'aménagements) peut nécessiter la mise en œuvre de modèles numériques complexes. Dans de tels cas, le recours à la simulation numérique des niveaux de la nappe est un moyen pratique pour compenser l'absence de chronique piézométrique au droit du site et dont la durée soit suffisante pour la réalisation d'une analyse statistique.

Cette approche permet d'utiliser des chroniques de longue durée associées aux événements initiateurs (pluie, recharge^[1], niveau des cours d'eau) car les réseaux de mesures météorologiques et hydrologiques, associés aux problématiques d'aménagements et de gestion des risques ont été développés antérieurement aux réseaux piézométriques destinés quant à eux à la gestion des ressources en eau souterraine.

5.2. LES MODÈLES CONCEPTUELS

Selon la complexité du contexte hydrogéologique du site, les objectifs des simulations, plusieurs approches sont usuellement adoptées pour calculer les débits ou les niveaux dans les nappes superficielles. Ces approches sont décrites avec une augmentation progressive du niveau de complexité des outils à mettre en œuvre.

5.2.1. L'approche analytique

L'approche la plus simple consiste à représenter la nappe comme une étendue sub-horizontale. Elle permet d'estimer les niveaux et les débits de nappe en fonction des flux d'eau et de paramètres hydrodynamiques uniformes au moyen de formules analytiques issues de la littérature.

Les références classiques du domaine ont été écrites par de Marsily [3], Cassan [4] ou Schnebelli [5].

5.2.2. La modélisation de type hydrologique (ou modèle à réservoirs)

Il s'agit de calculer les fluctuations de niveau de nappe en fonction des paramètres hydro-climatologiques mesurés, en ajustant les caractéristiques des différents réservoirs gérés par le modèle (classiquement 3 ou 5, cf. figure 4). Cette approche dérive de la modélisation hydrologique pluie-débit utilisée pour la reconstitution des débits de cours d'eau dans des petits bassins versants.

Dans un tel modèle, la nappe est représentée par un réservoir spécifique. Cette représentation simplifiée de la nappe est justifiée si les remontées du niveau de la nappe mesurées sur le terrain se font bien en réponse (plus ou moins retardée) à un événement pluviométrique.

Il en résulte que l'analyse du risque de remontée de nappe est conduite sur un (ou plusieurs) point(s) estimé représentatif de la zone considérée.

[1] La recharge est déduite, par calcul du bilan hydrologique des sols, de la pluviométrie et des chroniques climatologiques (température, insolation, etc.) permettant de calculer l'évapotranspiration.

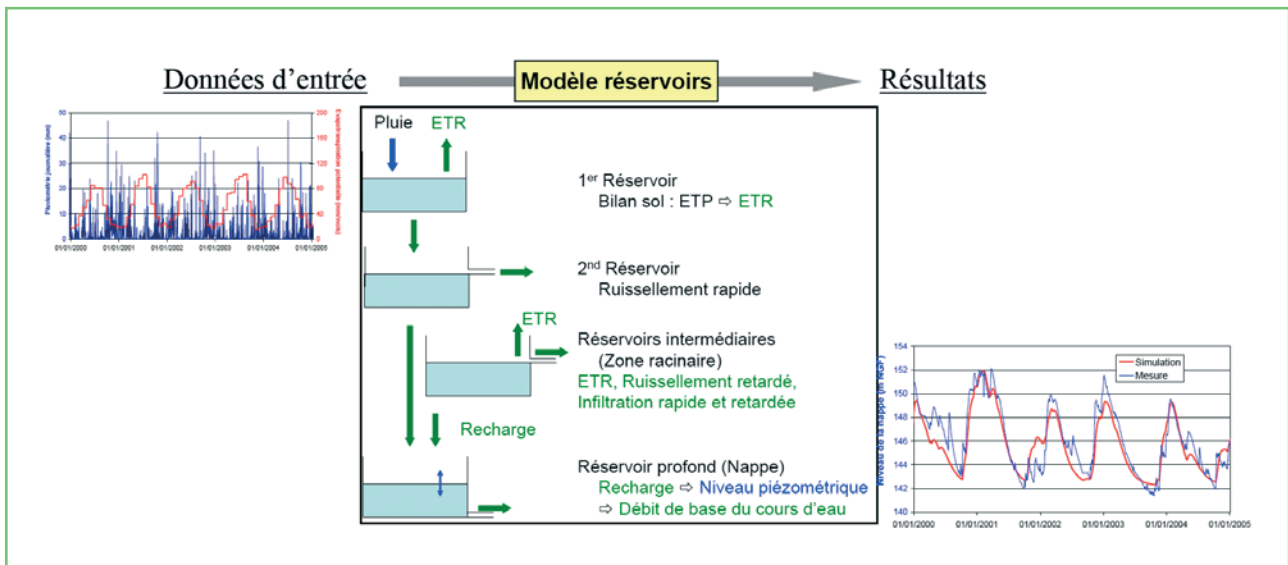


Figure 4 Schéma de principe d'un modèle Pluie - Niveau piézométrique.

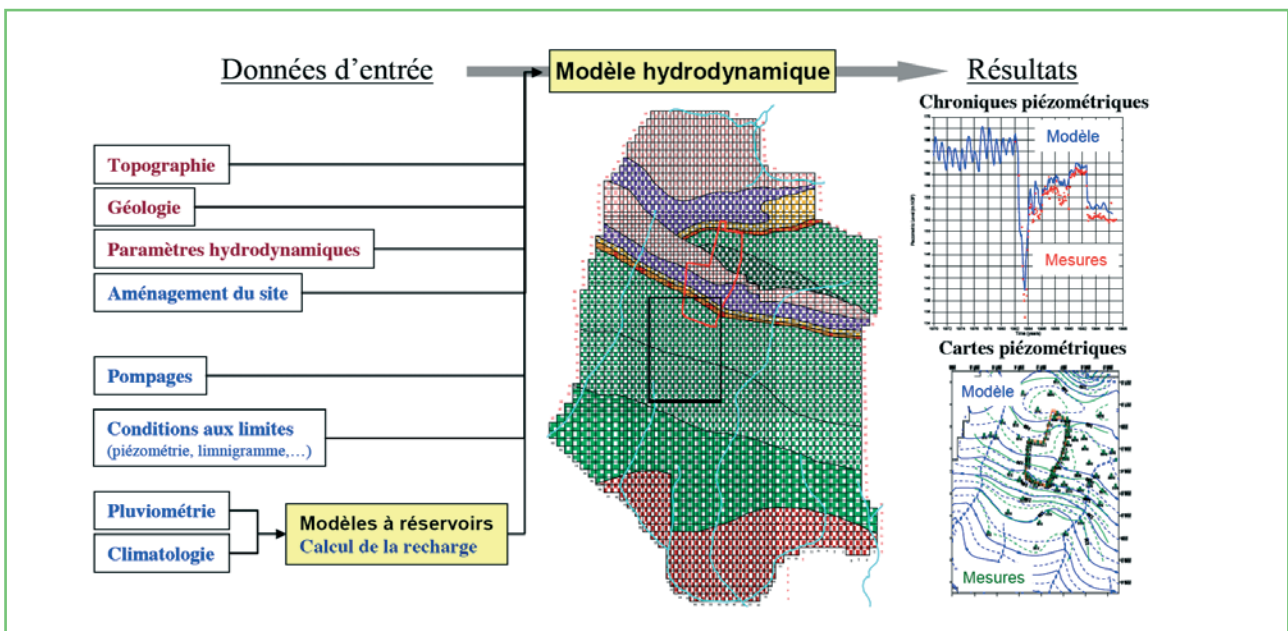


Figure 5 Schéma de principe d'un modèle hydrodynamique maillé.

5.2.3. Le modèle hydrodynamique maillé

L'usage d'un modèle hydrodynamique maillé est classique en hydrogéologie pour intégrer l'ensemble des connaissances acquises ponctuellement (sur forages). Par le calcul des écoulements dans la nappe, il permet d'évaluer son comportement en réponse à diverses sollicitations ou modifications de son environnement.

Pour bâtir un tel modèle (cf. figure 5), il faut pouvoir disposer de données relatives à la géométrie du réservoir aquifère (substratum, toit, conditions d'affleurement), aux propriétés hydrodynamiques (perméabilité, emmagasinement), aux chroniques de niveau de nappe sur l'ensemble des points de suivi (dans l'espace et dans la durée) et leur évolution en réponse à des pompages ou d'autres aménagements ayant un impact hydraulique.

Ce type de modèle permet de tenir compte de la nappe comme un ensemble d'unités de propriétés propres et soumises à des conditions aux limites pouvant fluctuer. Le risque de remontée est alors évalué (en niveau et/ou débit) au droit des surfaces exposées.

La complexité du modèle à mettre en œuvre (géométrie 1D, 2D ou 3D) résulte d'un compromis entre la géométrie des « objets » à représenter (nappe, plans d'eau, bâtiments, drains, fondations, etc.), de la disponibilité des données et des résultats souhaités.

5.3. LA REPRÉSENTATIVITÉ DU MODÈLE

La représentativité d'un modèle est difficile à évaluer *a priori*, tant elle dépend de la complexité des contextes géologiques à prendre en compte, de la quantité et de la qualité des données disponibles et des simplifications retenues.

D'un point de vue qualitatif, il est nécessaire d'identifier l'ensemble des hypothèses retenues tant pour les choix de modélisations (conditions aux limites, géométrie, etc.) que pour les valeurs des paramètres puis d'examiner leur adéquation avec l'objectif des études (réalistes ou pénalisantes), en tenant compte de leurs poids dans le résultat final.

De la bonne adéquation entre le type de modèle retenu et le contexte hydrogéologique du site dépendra la capacité du modèle à simuler correctement les états de nappe correspondant aux situations extrêmes envisagées. La qualité de calage du modèle (*i.e.* l'ajustement des observations aux résultats de calcul) répond aux objectifs fixés lors de sa réalisation. Ces objectifs étant également ceux associés aux reconnaissances de site, il est donc impératif de réaliser un suivi des niveaux de nappe adapté (dans le temps et l'espace).

On peut cependant signaler que pour la plupart des sites, les modèles sont calés sur des situations « hautes » qui ne sont pas obligatoirement représentatives des niveaux susceptibles d'être atteints lors d'une situation extrême. Il en résulte que le modèle est alors utilisé dans un domaine de fonctionnement *a fortiori* situé au-delà de son domaine de calage. Il y a donc lieu de justifier les hypothèses relatives à la représentation des formations usuellement situées au-dessus de l'aquifère mais susceptibles d'être atteintes lors d'une remontée extrême des niveaux.

6. LA CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA NAPPE

6.1. LES DÉMARCHES DE CARACTÉRISATION

La caractérisation des niveaux hauts extrêmes d'une nappe pouvant rarement être conduite à partir de l'analyse statistique des niveaux extrêmes échantillonnés dans les chroniques piézométriques mesurées au droit du site (cf. § 4.3), cette contribution recommande alors de conduire cette caractérisation en trois étapes successives :

■ la définition des paramètres physiques à caractériser

Il s'agit soit directement du niveau maximum susceptible d'être atteint par la nappe, soit des conséquences associées par l'atteinte d'une cote altimétrique donnée : pression induite, débit de pointe ou volume total d'eau à évacuer ;

■ l'analyse du fonctionnement du système hydrogéologique

Il s'agit d'identifier les phénomènes à l'origine des fortes remontées (initiateurs) de façon à garantir l'indépendance des événements étudiés.

Si la méthodologie mise en œuvre pour l'étape suivante le nécessite (cas n° 2), l'analyse est étendue aux phénomènes autres que l'initiateur de façon à s'assurer d'une définition correcte du niveau de la nappe préalablement à ces fortes remontées (niveau initial, cf. § 3.2) ;

■ l'usage des outils de simulation (cf. § 5.2) les plus adaptés au contexte hydrogéologique, aux événements initiateurs considérés et aux grandeurs à caractériser

Ces outils de simulation permettent de caractériser les niveaux hauts extrêmes de la nappe selon deux méthodologies :

1. en générant, par simulation, une longue série de niveaux piézométriques sur laquelle une analyse statistique des plus hauts niveaux atteints pourra être conduite pour déterminer les niveaux extrêmes associés à une période de retour donnée ;
2. en procédant préalablement à une caractérisation des événements initiateurs extrêmes (pluviométrie, crue, rupture de barrage, etc.) puis en simulant les conséquences (niveaux piézométriques ou débits) des événements initiateurs extrêmes retenus sur une situation initiale définie comme le niveau maximum résultant des phénomènes autres que l'initiateur (cf. § 6.3.3).

6.2. LES PARAMÈTRES PHYSIQUES À QUANTIFIER ET LES ENJEUX POUR LE DIMENSIONNEMENT

Deux paramètres physiques sont à quantifier : le niveau de nappe et le débit d'eau. Ces paramètres interviennent dans deux types de problématiques :

- la dégradation de la stabilité des bâtiments et autres aménagements souterrains ou superficiels par mise en pression des fondations et autres parois verticales ou en pente ;
- la gestion des entrées d'eau de nappe au droit du site. Il s'agit alors de dimensionner les dispositifs destinés à prévenir les interactions avec les parties enterrées de bâtiments ou de pouvoir gérer les eaux de débordement quand la nappe parvient jusqu'à la surface.

6.2.1. La vérification de la stabilité mécanique

La remontée du niveau de nappe peut conduire à une modification des contraintes appliquées à certains aménagements :

- la mise en charge de parois verticales ou fortement pentues avec risque de déstabilisation : basculement de murs, glissement de talus, etc. ;
- le développement de sous-pressions ^[2] au niveau des fondations des bâtiments.

Le principal paramètre à quantifier est l'augmentation de la pression interstitielle induite par la remontée de la nappe au contact de l'aménagement. Cette pression est déduite du niveau de nappe^[3] susceptible d'être atteint.

6.2.2. Les infiltrations dans les parties enterrées de bâtiments

La remontée du niveau de nappe au-delà des niveaux usuels peut conduire à l'infiltration d'eau au sein de bâtiments construits sous le niveau topographique mais au-dessus des plages habituelles de fluctuation de la nappe.

Le principal paramètre à quantifier est alors le niveau de nappe susceptible d'être atteint au contact du bâtiment, afin de permettre la mise en place de dispositifs d'étanchéité sur une hauteur adaptée, ou la mise en place de dispositions de collecte et d'évacuation des eaux infiltrées.

6.2.3. La conception de dispositifs de drainage

Les dispositifs de drainage permettent de se prémunir des risques d'instabilité ou d'infiltration en contrôlant le niveau de la nappe au voisinage des aménagements.

Le dimensionnement d'un dispositif de drainage nécessite l'évaluation du débit maximal à collecter et évacuer en cas d'occurrence de l'événement qui conduirait à un niveau de nappe extrême en l'absence de dispositif de drainage.

[2] Contrainte exercée par la mise en charge de la nappe sous la face inférieure de l'aménagement.

[3] Sensu stricto, sous la face inférieure d'un aménagement, la nappe est susceptible d'être maintenue localement captive. La pression interstitielle est alors déduite du niveau piézométrique susceptible d'être atteint.

6.2.4. Les débordements en surface

La remontée du niveau de nappe peut conduire à un débordement dès lors que la charge hydraulique est supérieure à la cote du sol et qu'aucune couche imperméable ne fait obstacle à la sortie de l'eau sur le sol.

Le principal paramètre à quantifier est alors soit le débit maximal induit par le débordement, soit le volume d'eau susceptible d'être collecté. Le paramètre dimensionnant résulte de l'appréciation de la durée du phénomène de débordement par rapport à la durée de l'initiateur. L'estimation des débits de débordement prend toute son importance pour les sites évoqués au paragraphe 3.3.

Néanmoins l'estimation des niveaux de nappe permet d'estimer la surface de la zone susceptible d'être affectée par ces débordements, de définir et dimensionner les aménagements permettant de collecter et d'évacuer ces eaux vers les réseaux adaptés.

Les nappes dites « captives » ne sont pas incluses dans le périmètre d'étude car leur configuration naturelle, c'est-à-dire avec un toit imperméable, ne permet pas à l'eau de remonter en surface. On notera cependant qu'une nappe captive peut déborder par le biais d'un forage, si la tête de forage n'est pas aménagée pour assurer l'étanchéité. Un tel cas peut relever de la thématique « rupture de vanne ».

6.3. LES COMPOSANTES ET L'INDÉPENDANCE DES ÉVÉNEMENTS DE FORTE REMONTÉE DE NAPPE

L'analyse des événements de forte remontée de nappe vise à identifier les spécificités du comportement de la nappe au droit du site et à définir les temps caractéristiques associés à la remontée et à la baisse des niveaux.

Quelle que soit l'approche qui sera ensuite utilisée pour caractériser les événements extrêmes de remontée de nappe (cf. § 6.4.1), cette étape est un préalable nécessaire. Ainsi elle permet :

- de garantir l'indépendance des événements étudiés pour l'analyse statistique sur les niveaux mesurés ou simulés en cas de forte remontée ;
- de bien différencier, dans la simulation d'événements extrêmes, la contribution relative à l'événement initiateur de celle induite par le niveau initial considéré ;
- la définition de cumuls possibles de situations extrêmes (cf. § 8), c'est-à-dire l'association d'un événement extrême de remontée de nappe avec une autre situation extrême également susceptible de contribuer à l'inondation du site.

Comme évoqué au paragraphe 3.2, la contribution propose de conduire cette analyse en cherchant à identifier, parmi les phénomènes à l'origine des remontées :

- une composante considérée comme phénomène principal engendrant les plus fortes remontées du niveau de nappe, appelée « événement initiateur » ;
- une composante à l'origine du « niveau initial de la nappe » à la date d'occurrence des fortes remontées mesurées. Cette composante forfaitise les contributions de tous les phénomènes considérés comme secondaires.

6.3.1. La détermination de l'événement initiateur

Il s'agit, à partir de chroniques piézométriques mesurées, d'identifier l'amplitude et la rythmicité des remontées du niveau de nappe afin de discriminer les événements de plus courte durée à l'origine des plus fortes remontées.

L'événement initiateur peut donc correspondre à un événement pluvieux de forte intensité (quelques minutes à quelques jours), à des cumuls de recharge importants (sur une durée mensuelle, annuelle, voire pluri-annuelle) ou à d'autres événements susceptibles de mobiliser des quantités d'eau importantes (crue fluviale, rupture de canalisation, etc.).

L'évaluation des périodes de temps nécessaires au retour à une situation « initiale » doit également être confrontée à la durée de l'initiateur pressenti afin de vérifier la pertinence de ce choix et garantir l'indépendance des événements de remontée de nappe.

Ce choix de l'initiateur conditionne directement le choix du pas de temps à retenir pour procéder à une analyse statistique des remontées piézométriques (cf. § 6.4.2).

Un premier exemple d'application, basé sur la chronique piézométrique de la **figure 3**, montre que les phases de remontées les plus importantes du niveau de nappe sont associées :

- à des événements de durée inférieure à la fréquence de mesure (hebdomadaire), pour une amplitude maximale métrique dont on peut se demander si elle n'est pas tronquée par la fréquence de mesure ;

- à des cumuls de recharge sur 1 mois (2 m en 1997 ou 2006) à 4 mois (3 m en 1993-94).

Dans une telle situation, l'initiateur principal à considérer est constitué par les cumuls de pluie ou de recharge de la période hivernale, choix cohérent avec la périodicité annuelle des plus fortes remontées de la nappe. De fait, cet initiateur intègre des séries d'événements hebdomadaires. On notera que la forte amplitude de certaines fluctuations hebdomadaires mériterait néanmoins d'être mieux caractérisée par des mesures en continu, notamment durant la période hivernale.

6.3.2. La détermination du niveau initial de la nappe

Le niveau initial caractérise l'état de la nappe avant l'occurrence d'une forte remontée de niveau. Dans le cas où la variabilité du niveau initial est supérieure à celle induite par l'initiateur retenu, il y a lieu de procéder à une analyse plus fine des temps caractéristiques de remontée afin d'intégrer la « mémoire » de la nappe.

Pour les méthodologies nécessitant la prise en compte d'un niveau initial pour déterminer les niveaux de nappe extrêmes (cf. § 6.4.1), l'analyse du fonctionnement de l'aquifère doit permettre d'identifier le mode d'évaluation le plus pertinent pour caractériser un niveau initial de la nappe « haut », déterminé indépendamment des conséquences directes de l'événement initiateur naturel, c'est-à-dire le niveau maximal associé aux phénomènes (ou initiateurs) jugés secondaires.

L'influence du niveau initial de la nappe sur le niveau maximal susceptible d'être atteint doit être caractérisée suffisamment finement pour garantir une évaluation conservative de la remontée extrême.

Ainsi, plusieurs cas peuvent être envisagés :

- lorsqu'une nappe présente un effet de « mémoire » important, il faut pouvoir borner l'amplitude de remontée naturelle de la nappe. Dans un tel cas, il faut pouvoir se baser sur l'analyse des chroniques piézométriques mesurées ou simulées pour justifier le niveau initial retenu. Ainsi, dans le cas correspondant à la **figure 3**, le choix de l'événement initiateur (cf. § 6.3.1), permet de définir le « niveau initial de la nappe » comme le niveau de nappe atteint avant remontée saisonnière, c'est-à-dire en pratique un niveau dit de « basses eaux ». La **figure 3** montre que le niveau de nappe en période de basses eaux a varié de 1,5 m entre 1994 et 2007 avec un minimum en 2004 et un maximum en 2001. Pour un calcul de niveau extrême, le niveau initial correspondant aux niveaux saisonniers dits de « basses eaux » les plus hauts observés (année 2001) paraît adapté au contexte ;

- Dans le cas d'une nappe alluviale (cf. **figure 6**), les fluctuations de niveau de nappe peuvent avoir comme initiateur principal les fluctuations

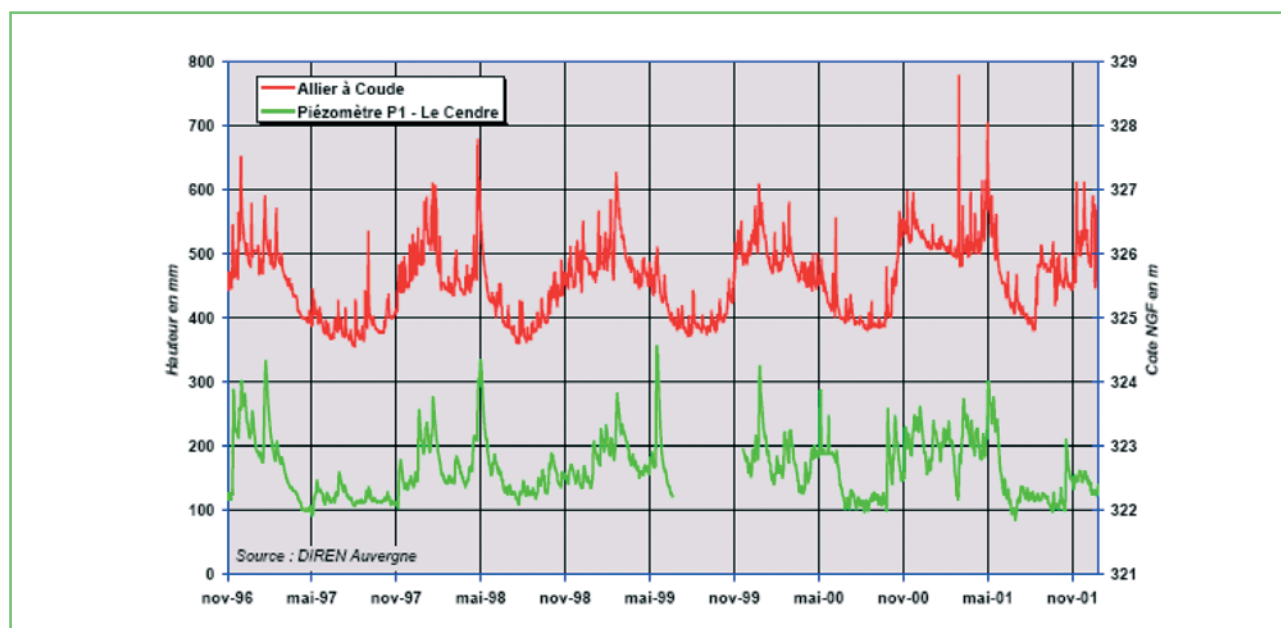


Figure 6 Exemple de chronique piézométrique de nappe alluviale (extrait de la base ADES [2]).

du niveau du cours d'eau, sans influence significative du niveau initial. Dans un tel contexte, l'amplitude des remontées du cours d'eau est atténuée à distance et les événements de courte durée sur le cours d'eau sont « filtrés ». Néanmoins, l'analyse d'événements tels que la remontée constatée en mai 1999, non couplée à un événement similaire sur le cours d'eau, doit amener à en rechercher les causes (arrêt de pompage sur le champ captant voisin, etc.) et à considérer l'effet de ce type d'événement sur les remontées de nappe.

6.3.3. La mise en œuvre pratique

En pratique, on est amené à ne retenir qu'un seul type d'événement initiateur de forte intensité, contributeur *principal* aux remontées les plus fortes du niveau de nappe (ou un seul pas de temps dans le cas d'une analyse statistique des remontées piézométriques).

La prise en compte des événements initiateurs jugés *secondaires* est réalisée au travers du niveau initial de la nappe, par l'évaluation d'un niveau élevé, si possible basé sur l'historique des niveaux mesurés ou la reconstitution par modélisation des fluctuations passées.

Selon la méthode qui sera retenue pour l'évaluation des niveaux de nappe extrêmes (cf. § 6.4.1), la définition du niveau initial de la nappe est implicitement incluse dans la variable d'analyse (niveau maximal atteint) ou doit faire l'objet d'un traitement spécifique.

Dans ce dernier cas, le niveau initial est défini comme le niveau maximum, résultant des phénomènes autres que l'initiateur, observé sur une période d'au moins 10 ans. Ce niveau pourra, le cas échéant être remplacé par le niveau de période de retour décennale. Si les données disponibles ne permettent pas d'analyser le fonctionnement de la nappe avec un nombre suffisant de fortes remontées, le niveau initial de la nappe devra être déterminé suffisamment haut et justifié par avis d'expert en tenant compte de la durée d'observation. La mise en place d'un suivi spécifique des niveaux de nappe au droit du site permettra de justifier les hypothèses retenues quant à l'initiateur et au niveau initial, et de disposer des données suffisantes pour procéder à une réévaluation.

6.4. LES MÉTHODES DE CARACTÉRISATION DES NIVEAUX HAUTS EXTRÊMES DE LA NAPPE

6.4.1. Le principe des différentes approches existantes

Le choix des scénarios hydro-météorologiques à retenir pour caractériser les niveaux haut d'une nappe est délicat à justifier dans un cadre réglementaire. C'est pourquoi cette contribution présente deux approches identifiées dans les études relatives à la caractérisation des remontées piézométriques extrêmes :

- la première méthode consiste à utiliser ou à générer, par simulation, une longue série de niveaux piézométriques sur laquelle une analyse statistique des niveaux les plus hauts pourra être conduite pour déterminer les niveaux extrêmes associés à une période de retour donnée ;
- la seconde méthode consiste à procéder préalablement à une caractérisation des événements initiateurs extrêmes selon une approche statistique (pluviométrie, recharge, crue, etc.) ou déterministe (rupture de barrage, etc.), puis de simuler les conséquences des événements initiateurs extrêmes retenus en termes de niveaux piézométriques ou de débits d'eau souterraine (de pointe ou volumes collectés).

Ces approches combinent à la fois l'usage :

- d'une analyse statistique appliquée soit aux remontées piézométriques (cf. § 6.4.2), soit à l'initiateur de la remontée de nappe (cf. § 6.4.3) ;
- de modèles déterministes permettant de simuler le fonctionnement de la nappe (cf. § 5.2). Un premier usage de ces modèles est le calcul de niveaux de nappe sur de longues périodes de façon à compléter les séries piézométriques pour l'analyse statistique. Un second usage consiste à simuler la remontée de nappe extrême induite par l'événement extrême retenu pour l'initiateur et à le traduire en termes de niveau ou de débit (cf. § 6.4.4 et 6.4.5).

6.4.2. La loi de distribution des remontées de nappe extrêmes

Lorsque les fortes remontées de niveau de nappe ont des occurrences pluri-annuelles, il peut être conduit une analyse similaire à celle présentée dans la contribution « La caractérisation probabiliste des phénomènes extrêmes ».

Deux variables d'études peuvent être considérées pour caractériser les remontées de nappe : **le niveau maximal atteint** à l'issue d'une phase de remontée ou **l'amplitude de la remontée** de la nappe.

L'analyse statistique est alors conduite en trois étapes :

- la première étape consiste à préparer la série chronologique selon le pas de temps prévu pour l'analyse (cf. § 6.3.1) ;
- la sélection de l'échantillon de valeurs extrêmes qui doit permettre de ne sélectionner que des événements indépendants. Deux types de méthodes peuvent être utilisés. L'approche par bloc conduit à fixer une durée et à ne retenir que la valeur maximale pendant cet intervalle de temps. La méthode POT (*Peaks Over Threshold*) consiste à fixer un seuil. Dans les deux cas, il s'agit d'obtenir un échantillon homogène de remontées suffisamment fortes ;
- l'ajustement statistique avec le choix d'une forme de loi adaptée (souvent une loi de Gumbel) et l'ajustement des paramètres de la loi.

Pour les aquifères réagissant plus lentement, la phase de remontée est généralement annuelle et les événements de très forte remontée sont donc moins nombreux, ce qui ne permet pas de limiter l'étude à cette seule population d'événements.

Les lois d'ajustement sont alors à rechercher en cohérence avec les événements initiateurs (pluviométrie annuelle, niveaux extrêmes d'un fleuve, etc.).

6.4.3. La loi de distribution des événements initiateurs de remontées de nappe

Lorsque les fortes remontées de niveau de nappe sont liées à des événements initiateurs dont on évalue déjà l'impact en termes de risque d'inondation du site à un pas de temps identique ou proche des temps caractéristiques de remontée de la nappe, on se référera aux contributions « Les crues fluviales » ou « Les pluies et le ruissellement induit sur le site ».

Dans le cas de dynamique de nappe plus lente, l'analyse statistique est alors conduite en trois étapes :

- la première étape consiste à préparer la longue série chronologique à analyser. Il peut s'agir de cumuls pluviométriques ou de cumuls de recharge calculés selon les modalités évoquées au paragraphe 5.2. La durée à prendre en compte a été définie au paragraphe 6.3.1.
- selon la taille de l'échantillon obtenu, on pourra soit travailler sur la population complète, soit une population restreinte des événements dont les cumuls sont les plus importants, selon une des méthodologies évoquées au paragraphe précédent.
- l'ajustement statistique avec le choix d'une forme de loi adaptée et l'ajustement des paramètres de la loi.

6.4.4. L'évaluation du niveau de nappe extrême

L'évaluation du niveau de nappe extrême est effectuée différemment selon l'approche retenue au paragraphe 6.4.1.

La loi représentant la distribution (des queues de distribution ou de la distribution complète) ayant été déterminée, on calcule le niveau de retour de la variable retenue (niveau de nappe, amplitude de la remontée ou intensité de l'événement initiateur). Pour chaque période de retour, un intervalle de confiance sera déterminé autour de l'estimation ponctuelle.

Si la variable retenue est le niveau maximal atteint par la nappe, le niveau extrême correspond à la période de retour fixée dans les critères de sûreté.

Pour tous les autres cas, il est nécessaire de tenir compte du niveau de la nappe préalablement à l'occurrence de l'événement extrême (ou niveau initial) en le considérant soit comme une sur hauteur applicable *a posteriori*, soit comme donnée d'entrée de la modélisation :

- si la variable retenue est l'amplitude de la remontée, le niveau extrême résulte de la sommation de l'amplitude de remontée dont la période de retour fixée dans les critères de sûreté avec un niveau initial défini par ailleurs ;
- si la variable retenue est l'intensité de l'événement initiateur (au pas de temps retenu), le niveau extrême résulte de la simulation de l'événement extrême dont la période de retour est fixée dans les critères de sûreté, en tenant compte d'un niveau initial défini par ailleurs.

6.4.5. L'évaluation des débits associés à un niveau de nappe extrême

L'évaluation du débit associé à ces niveaux de nappe extrêmes est réalisée avec les outils disponibles (cf. § 5.2) : calcul analytique utilisant les niveaux atteints comme donnée d'entrée ou résultats associés à la modélisation des niveaux correspondants.

L'analyse du fonctionnement de l'aquifère doit guider le choix de la méthode la plus adaptée aux conditions de site.

6.4.6. Les sources d'incertitudes et les limites des méthodes

D'un point de vue général, il doit être fait mention des sources d'incertitudes propres aux données utilisées en entrée de l'étude, c'est-à-dire tout ce qui relève de la métrologie des niveaux de nappe, ou des données permettant de caractériser les initiateurs (pluviométrie, niveaux de cours d'eau, etc.).

Pour ce qui concerne plus particulièrement les méthodes décrites précédemment, les principales sources d'incertitudes introduites sont :

■ dans le cas de l'exploitation de longues séries de mesures de niveau de nappe, l'incertitude associée au choix de la loi de distribution statistique et l'incertitude sur les estimations des paramètres statistiques, du fait de la durée limitée des échantillons de données utilisées. Cette seconde incertitude, liée aux hasards d'échantillonnage, est critique dans les cas étudiés car on est amené à considérer des extrapolations à des durées de retour supérieures à 10 fois la durée de l'échantillon initial, ce qui est hors du cadre des « bonnes pratiques » en analyse des valeurs extrêmes. Cependant, cette incertitude est prise en compte dans le calcul de l'intervalle de confiance. Compte tenu du retour d'expérience quant à la disponibilité de longues séries piézométriques (cf. § 4.3.1), il apparaît illusoire de prétendre extrapoler au-delà d'une fréquence centennale ;

■ dans le cas où la remontée de nappe extrême est évaluée à partir d'un initiateur extrême, l'incertitude propre à la mise en correspondance *a priori* de la fréquence de l'initiateur avec la fréquence des remontées du niveau de nappe. Cette incertitude est liée au choix de l'initiateur et du niveau initial, étape cruciale qui doit s'appuyer sur une bonne compréhension du fonctionnement de la nappe.

Compte tenu du retour d'expérience relatif à la disponibilité des données relatives aux initiateurs (pluie, recharge, crues, etc.) il doit être possible d'estimer une remontée de nappe de période de retour centennale. Néanmoins, la principale difficulté réside dans le choix d'un niveau initial « haut », c'est-à-dire choisi de manière conservatrice, mais sans que ce choix conduise à l'augmentation de la fréquence d'occurrence du niveau de nappe extrême visé ;

■ dans les cas où il est fait appel à la modélisation, l'incertitude associée à l'usage de modèles numériques et à leur représentativité (cf. § 5.3). On rappelle que pour la plupart des sites, les modèles sont calés sur des situations « hautes » qui ne sont pas obligatoirement représentatives des niveaux susceptibles d'être atteints lors d'une situation extrême. Il en résulte que, pour la simulation de situations extrêmes, le modèle est utilisé dans un domaine de fonctionnement situé au-delà de son domaine de calage.

De même, quand le modèle est utilisé pour la reconstitution de longues séries, la simulation permet d'allonger significativement une série de données observées. Toutefois, cette étape introduisant de l'incertitude supplémentaire, la robustesse de l'extrapolation est moindre par rapport à l'utilisation de données observées sur une même durée. Compte tenu des durées susceptibles d'être reconstituées, il apparaît illusoire de prétendre extrapoler au-delà d'une fréquence centennale.

7. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

Les évolutions de long terme des niveaux extrêmes des niveaux de nappe résultent de l'évolution des quantités d'eau susceptible de parvenir à la nappe.

Les modifications climatiques étant susceptibles d'engendrer des modifications des caractéristiques générales du climat (régime pluviométrique, insolation, températures) mais également d'induire des modifications du couvert végétal, il n'est pas possible d'évaluer *a priori* l'impact de ces changements sur les fluctuations extrêmes des niveaux de nappe.

À ce jour, les tendances évoquées dans les différents rapports du GIEC, basées sur des calculs météorologiques peuvent être intégrées dans des simulations destinées à estimer la tendance générale d'évolution de niveau des nappes, mais ne permettent pas encore une application dans la simulation des niveaux de nappe extrêmes.

8. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS

Dans la grande majorité des contextes, les remontées de nappe résultent de phénomènes à prendre en compte dans l'étude du risque d'inondation du site (crue, pluie, etc.). Parmi les phénomènes susceptibles d'être associés à un événement de niveau haut extrême de nappe, il convient de distinguer :

■ les événements liés aux mêmes initiateurs que la remontée de nappe

Si les périodes temporelles associées aux conséquences directes de l'événement sur le site sont et à la cinétique de réaction de la nappe (en général un peu plus lente), alors les conséquences de ces événements doivent être cumulées ;

■ les événements liés à des initiateurs de durée inférieure à celle de l'initiateur de la remontée de nappe

Dans ce type de contexte la remontée de nappe constitue un facteur aggravant lors d'une inondation pluviale ou fluviale car, quand les niveaux de nappe s'approchent du sol, l'infiltration d'eau vers le sous-sol s'en trouve limitée. Dans le cas d'événements initiateurs *non naturels* (ruptures de canalisation, etc.), il paraît raisonnable de considérer un niveau de nappe élevé, comme par exemple des niveaux caractéristiques de la période dite de « hautes eaux » ou liés à une crue décennale dans le cas d'une nappe alluviale.

D'un point de vue générique, le travail réalisé sur les initiateurs de remontée de niveau de nappe et, plus en amont, sur la connaissance du fonctionnement hydrogéologique doit permettre de balayer toutes les sources d'apport en eau de la nappe à envisager.

De même, les cumuls d'évacuation de volumes en provenance de la nappe, même s'ils sont souvent faibles, ne doivent pas être omis dans le dimensionnement des évacuations.

9. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteurs d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- la modification significative de l'hydrogéologie du site et des conditions amont et aval ;
- le dépassement d'un niveau de nappe historique.

10. LES RÉFÉRENCES

- [1] Circulaire DCE 2003/07 relative au cahier des charges pour l'évolution des réseaux de surveillance des eaux souterraines en France, 117 p publiée en octobre 2003, révisé en 06/2005. Annexe 4 – Métrologie des données quantitatives
- [2] Base de données ADES / BRGM. Adresse internet : www.ades.eaufrance.fr/
 - Figure 3 : Aquifère fluvioglacière sur Muschelkalk gréseux à Grandvillers (Vosges) Piézomètre n° 03057X0018/F.
 - Figure 6 : Sondage P1 dans les alluvions de l'Allier à Les Martres de Veyre - 63). Piézomètre n° 07174X0178/P1 au voisinage d'un champ captant.
- [3] Hydrogéologie quantitative. G. de MARSILY. Editions Masson. Collection sciences de la terre. 1981.
- [4] Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Maurice CASSAN. Presse de l'EN Ponts et Chaussées.
- [5] Hydraulique souterraine. SCHNEBELLI. Editions Eyrolles 1966.



LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES

LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

Auteur principal

D. Bordes (EDF/SEPTEN)

Contributeurs

Y. Guigueno (IRSN), F. Tarallo (IRSN)

1. LES OUVRAGES, CIRCUITS ET ÉQUIPEMENTS CONSIDÉRÉS	250
2. LA DÉFINITION	250
2.1. LES ÉQUIPEMENTS PRIS EN COMPTE	250
2.2. LES INITIATEURS	250
2.3. LES RUPTURES CONSIDÉRÉES	250
2.3.1. Les ruptures simples	251
2.3.2. Les ruptures multiples	251
3. LES DONNÉES À PRENDRE EN COMPTE	251
3.1. LES ÉQUIPEMENTS/LES OUVRAGES SITUÉS SUR LE SITE	251
3.2. LES ÉQUIPEMENTS/LES OUVRAGES SITUÉS EN DEHORS DU SITE	251
4. LA CARACTÉRISATION DU VOLUME DÉVERSÉ	252
4.1. LE PARAMÈTRE À CONSIDÉRER	252
4.2. LA RUPTURE SIMPLE	252
4.2.1. L'identification des ouvrages/circuits/équipements les plus pénalisants	252
4.2.2. L'identification des « fragilités »	252
4.2.3. La caractérisation de la brèche	252
4.2.4. Le volume déversé	253
4.2.5. Le niveau d'eau amont	253
4.2.6. Le caractère enveloppe de la brèche retenue	253
4.3. LA RUPTURE DE BASSINS/CAPACITÉS	253
4.4. LES DÉBORDEMENTS D'OUVRAGES ET D'ÉQUIPEMENTS	254
4.5. LES RUPTURES MULTIPLES INDUITES PAR UN SÉISME	254
4.5.1. Les structures et équipements à retenir dans l'analyse	254
4.5.2. La règle de cumul et hypothèses	254
5. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES	255
6. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS	255

1. LES OUVRAGES, CIRCUITS ET ÉQUIPEMENTS CONSIDÉRÉS

Il s'agit de prendre en compte de possibles détériorations ou dysfonctionnements d'ouvrages, de circuits ou d'équipements situés sur le site de l'installation ou à proximité qui pourraient conduire à la présence d'une quantité d'eau significative sur la plate-forme du site et à d'éventuelles entrées d'eau dans les locaux abritant des équipements importants pour la sûreté.

Les dégradations et ruptures sont postulées survenir dans des conditions normales de fonctionnement.

Cette contribution n'aborde pas l'évaluation des conséquences des volumes déversés sur la plate-forme d'une INB. Ce point fait l'objet de la contribution « L'étude des conséquences d'une lame d'eau ou d'un volume déversé sur un site ».

2. LA DÉFINITION

2.1. LES ÉQUIPEMENTS PRIS EN COMPTE

Une analyse exhaustive des ouvrages/équipements susceptibles de conduire au déversement d'un volume important vers l'installation doit être réalisée. On considèrera ceux se trouvant à proximité du site et sur le site, à l'extérieur des bâtiments comportant des locaux abritant des équipements importants pour la sûreté. La défaillance des équipements se trouvant à l'intérieur de ces bâtiments est étudiée dans le cadre des inondations internes.

Les différents types d'équipements/ouvrages à considérer sont les suivants :

- les bassins, les réservoirs, les cuves, les bâches permettant de stocker un volume ;
- les circuits, les tuyauteries, les ouvrages d'appoint et/ou de rejet, les ouvrages de retenue d'eau ;
- les digues de canaux.

La prise en compte du risque de rupture des digues fluviales en remblai fait l'objet d'une contribution spécifique.

2.2. LES INITIATEURS

Les différents types d'initiateurs susceptibles de conduire à la rupture ou au débordement de circuits, d'équipements ou d'ouvrages sont les suivants:

- les agressions de type séisme, explosion, incendie, chute d'avion, etc. ;
- les agressions spécifiques liées à une situation géographique particulière de l'ouvrage/équipement ;
- les défaillances intrinsèques telles que la dégradation hydraulique pour des ouvrages en remblai ou des ruptures dues au vieillissement ;
- les dysfonctionnements.

2.3. LES RUPTURES CONSIDÉRÉES

Les ruptures à considérer peuvent être des ruptures simples ou des ruptures multiples suivant les initiateurs plausibles.

2.3.1. Les ruptures simples

On retient par défaut une approche déterministe en considérant une rupture conventionnelle pour chacun des équipements/ouvrages sauf si :

- la défaillance intrinsèque peut être exclue du fait des exigences de conception et/ou du suivi en exploitation ;
- les initiateurs plausibles ne peuvent conduire à la rupture.

2.3.2. Les ruptures multiples

Pour cette étude, les ruptures multiples induites par le séisme seront étudiées et le caractère enveloppe de cette étude par rapport aux autres initiateurs plausibles, notamment vis-à-vis de l'incendie, sera vérifié.

Nota : la prise en compte du risque de ruptures de digue fait l'objet de la contribution « Les ruptures des digues fluviales en remblai ».

3. LES DONNÉES À PRENDRE EN COMPTE

Les données d'entrée à prendre en compte pour caractériser cet aléa peuvent être des volumes, des niveaux, des débits ainsi que des caractéristiques diverses des circuits et ouvrages.

3.1. LES ÉQUIPEMENTS/LES OUVRAGES SITUÉS SUR LE SITE

Pour recueillir ces données, l'exploitant pourra s'appuyer sur les documents de l'installation :

- le référentiel sûreté de l'installation (rapport de sûreté) ;
- les règles générales d'exploitation (référentiel d'exploitation) qui préconisent des niveaux, volumes et/ou débits ;
- les dossiers décrivant les caractéristiques des systèmes (capacités des bâches, etc.).

Les règles générales d'exploitation spécifient généralement des volumes/niveaux/débits minimaux nécessaires pour la démonstration de sûreté qu'il n'est pas interdit de dépasser. Le REX d'exploitation de l'installation devra donc être pris en compte afin de vérifier que les volumes/niveaux/débits fréquemment rencontrés ne conduisent pas à des conséquences plus pénalisantes que celles obtenues avec des paramètres préconisés dans les « référentiels ». Dans ce cas, on retiendra la valeur conduisant à la caractérisation la plus pénalisante.

Dans la suite du texte pour les capacités, on désignera par « plein » le niveau de remplissage maximum utilisé en exploitation.

3.2. LES ÉQUIPEMENTS/LES OUVRAGES SITUÉS EN DEHORS DU SITE

Pour les ouvrages et équipements situés hors des limites du site, leur identification et les données à prendre en compte devront faire l'objet d'une recherche au cas par cas.

4. LA CARACTÉRISATION DU VOLUME DÉVERSÉ

4.1. LE PARAMÈTRE À CONSIDÉRER

Cet aléa peut conduire à la présence d'une quantité d'eau significative sur la plate-forme. Le paramètre à déterminer pour caractériser l'aléa sera donc le volume d'eau déversé sur la plate-forme. Dans le cas des équipements dont la grandeur caractéristique est un débit, il sera nécessaire pour déterminer le volume déversé de faire une hypothèse sur le temps nécessaire pour isoler la fuite.

Pour évaluer l'impact du volume déversé sur les locaux IPS, il sera nécessaire de déterminer une hauteur d'eau sur la plate-forme à partir de laquelle seront évalués les volumes susceptibles de pénétrer dans les locaux à protéger.

4.2. LA RUPTURE SIMPLE

La caractérisation de la rupture conventionnelle se décompose en plusieurs étapes :

- l'identification des circuits, équipements ou ouvrages les plus pénalisants ;
- l'identification des fragilités et la définition de la rupture conventionnelle ;
- la détermination du volume déversé.

Lors de la phase d'identification des fragilités et des équipements/ouvrages les plus pénalisants, le retour d'expérience devra être systématiquement pris en compte.

4.2.1. L'identification des ouvrages/circuits/équipements les plus pénalisants

Le caractère pénalisant des ruptures est évalué au regard de la sûreté de l'INB. La justification du caractère pénalisant sera basée sur :

- les volumes mis en jeu ;
- la localisation de la rupture par rapport aux équipements importants pour la sûreté de l'INB ;
- le caractère détectable et isolable de la fuite.

Cette justification pourra, le cas échéant, être basée sur une analyse qualitative et sur le jugement de l'ingénieur en fonction des installations.

4.2.2. L'identification des « fragilités »

Les « fragilités » du circuit sont les points susceptibles de casser. Parmi les fragilités, on retiendra notamment les parties démontables et les portions en élastomère susceptibles de brûler en cas d'incendie.

4.2.3. La caractérisation de la brèche

4.2.3.1. La localisation de la rupture

En fonction des caractéristiques des circuits, on retient pour chacune des fragilités la localisation conduisant aux conséquences potentielles les plus pénalisantes en fonction du volume déversé et du caractère détectable et isolable ou non de la brèche.

4.2.3.2. Le caractère isolable de la fuite : la fuite peut être isolée de plusieurs façons

Si la brèche n'est pas en charge, la fuite peut être isolée par simple arrêt des pompes.

Si la brèche est en charge, l'arrêt des pompes n'est pas suffisant et la fuite ne pourra être isolée que par fermeture de vannes situées en amont de la brèche.

4.2.3.3. Le délai d'annulation de la fuite pour une fuite isolable

Le délai dépend du type de rupture, du temps nécessaire pour détecter la fuite et des actions nécessaires pour isoler (délai plus court si action en salle de commande que si intervention en local nécessaire).

Les moyens de détection et d'isolement ainsi que les automatismes d'arrêt pourront être pris en compte s'ils présentent les caractéristiques permettant de garantir un niveau de fiabilité élevé y compris dans les conditions de fonctionnement résultant des initiateurs envisagés (exigences de sûreté adaptées).

4.2.3.4. Le débit de fuite

Le débit de fuite est déterminé en fonction des caractéristiques du circuit et de la rupture.

Sauf justification particulière, la section de fuite est prise égale à la pleine section de la canalisation (πR^2).

Si des limiteurs de débit sont installés, ils pourront être pris en compte s'ils présentent les caractéristiques permettant de garantir leur fonctionnement quel que soit l'initiateur envisagé (exigences de sûreté adaptées).

4.2.4. Le volume déversé

Le volume déversé est la somme du volume déversé gravitairement et le cas échéant du volume déversé pendant le fonctionnement des pompes.

4.2.5. Le niveau d'eau amont

Dans le cas d'un circuit « ouvert » sur une source froide de volume « infini », telle que fleuve, rivière ou mer, et non pourvu d'organe permettant d'isoler une éventuelle fuite, il est nécessaire de définir le niveau amont de la source froide afin de déterminer si la brèche est en charge ou non.

Cet aléa étant pris en compte de façon déterministe et considéré indépendant de tout autre aléa, le niveau amont à considérer est le niveau moyen.

4.2.6. Le caractère enveloppe de la brèche retenue

La brèche retenue devra être enveloppe de l'ensemble des brèches plausibles.

4.3. LA RUPTURE DE BASSINS/CAPACITÉS

La caractérisation prend en compte la rupture de bassins/capacités dont la ligne d'eau est située à une cote plus élevée que la plate-forme du site.

Dans la pratique, les ouvrages concernés sont notamment :

- les bassins réservoirs ;
- les bâches de capacité importante ;
- les bassins d'aéroréfrigérant.

Les bassins et bâches sont supposés pleins.

4.4. LES DÉBORDEMENTS D'OUVRAGES ET D'ÉQUIPEMENTS

Les débordements d'ouvrages et/ou d'équipements peuvent être provoqués par :

- un dysfonctionnement (action inappropriée telle qu'une erreur de lignage, le fonctionnement ou l'arrêt inapproprié de pompes ou le dysfonctionnement de détections de niveau) ;
- le déboîtement d'une canalisation ;
- la dégradation des ouvrages eux-mêmes ;
- le colmatage de l'exutoire d'un ouvrage.

La caractérisation d'un débordement nécessiterait la définition d'un scénario permettant de calculer le volume susceptible d'être déversé. Compte tenu de la diversité des cas de figure susceptibles d'être rencontrés sur les différentes installations, il ne peut être défini de scénario *a priori* dans cette contribution.

4.5. LES RUPTURES MULTIPLES INDUITES PAR UN SÉISME

On évalue les conséquences de défaillances multiples de structures ou d'équipements non sismiques situés sur le site ou à proximité. On considère aussi la rupture de structures ou d'équipements agressés par des équipements non sismiques.

4.5.1. Les structures et équipements à retenir dans l'analyse

Les structures et équipements à retenir dans l'analyse sont :

- les capacités « importantes » non sismiques ;
- les tuyauteries non sismiques ;
- les singularités (compensateurs) sur les tuyauteries non sismiques ;
- les structures agressées par des équipements non sismiques.

4.5.2. La règle de cumul et hypothèses

Sauf justification particulière, on retiendra les hypothèses suivantes :

- les bâches : on considère la vidange complète de toutes les bâches importantes non sismiques situées sur la plate-forme. Toutes les bâches sont supposées pleines ;
- les bassins : on considère la vidange du volume des bassins situés au-dessus du niveau de la plate-forme. Les bassins sont considérés remplis à leur niveau maximum autorisé en exploitation sauf justification particulière. Dans le cas particulier des bassins d'orage, on ne retiendra pas le remplissage maximum mais un niveau moyen ou fréquemment observé, dans la mesure où on ne cumule pas deux agressions externes indépendantes ;
- les tuyauteries : la section de fuite est prise égale à la pleine section de la canalisation (τR^2) sauf justification particulière s'appuyant sur les exigences associées aux circuits et leur suivi en exploitation ;
- les singularités : on retient la rupture de tous les compensateurs situés sur les tuyauteries non sismiques. S'il ne peut pas être justifié que les déplacements de la tuyauterie resteront limités, une rupture totale du compensateur est prise en compte et les débits de fuite sont calculés pour une aire de brèche égale à la pleine section de la tuyauterie. Si les compensateurs sont bien maintenus (présence de supportages à proximité du compensateur capables de limiter les déplacements de la tuyauterie), une brèche, dont l'aire ne sera pas inférieure à $eD/4$ (e et D étant respectivement l'épaisseur et le diamètre de la tuyauterie), pourra être considérée.



5. L'INFLUENCE DES ÉVOLUTIONS CLIMATIQUES

Ces aléas pris en compte de façon déterministe sont indépendants des événements climatiques. Ils sont donc indépendants des évolutions climatiques.

6. LES PHÉNOMÈNES ASSOCIÉS

Ces aléas pris en compte de façon déterministe sont indépendants des événements climatiques.

Les seuls phénomènes qui peuvent être associés sont les initiateurs.

LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES



LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

Auteur principal

D. Roult (CNR)

Contributeurs

C. Cheviet (EDF R&D - LNHE), V. Rebour (IRSN)

1. L'ORIGINE DES INTUMESCENCES	258
2. LES CARACTÉRISTIQUES D'UNE ONDE	258
3. LA PROPAGATION D'UNE ONDE	260
4. LES EFFETS ACCOMPAGNANT L'ONDE PRINCIPALE	262
4.1. LES EFFETS DUS À LA DISSYMMÉTRIE DE L'ONDE INITIALE	262
4.2. LA PROPAGATION BIDIMENSIONNELLE	262
4.3. LES ONDES DE FAVRE	262
4.4. LES EFFETS DE BORD	262
5. LA DÉMARCHE D'ÉTUDE	264
6. LES RISQUES LIÉS AUX INTUMESCENCES	265
7. LES MESURES PRÉVENTIVES	265
8. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER	266
9. LES RÉFÉRENCES	266

1. L'ORIGINE DES INTUMESCENCES

On définit une intumescence comme étant une onde de surface qui se produit dans les canaux découverts. Cette onde est la plupart du temps liée à une action anthropique (liée à l'exploitation ou au dysfonctionnement d'ouvrages construits par l'homme).

Les intumescences en rivières et canaux ont pour origine une variation rapide du débit. Sont exclus les ondes de rupture de barrage et le clapot qui font l'objet de chapitres spécifiques.

Une variation rapide du débit peut être provoquée par :

- l'ouverture ou la fermeture rapide de vannes ;
- la mise en route ou l'arrêt d'une ou plusieurs station(s) de pompage (par exemple : cas des pompes CRF^[1] des CNPE en circuit ouvert, avec un débit pompé de l'ordre de 40 m³/s/tranche lors du fonctionnement) ;
- la mise en route ou l'arrêt de groupes de production d'énergie hydroélectrique ;
- dans une moindre mesure, le remplissage et la vidange des écluses dans les canaux de navigation.

Les procédures d'exploitation ou le génie civil (digue, déversoir, cheminée d'équilibre) de ce type d'ouvrages permettent normalement d'éviter tout phénomène brusque de nature à générer une onde présentant un risque quelconque ou d'en limiter les conséquences.

Il existe cependant certaines situations qui ne peuvent être évitées telles que le déclenchement de groupes de production hydroélectrique ou d'une station de pompage. Ces situations peuvent se rencontrer par exemple suite à un incident sur le réseau électrique. Dans ce cas, l'arrêt du débit peut être total, et dans un délai extrêmement court de l'ordre de quelques secondes.

Une intumescence est par nature un phénomène transitoire fortement varié.

Le comportement hydraulique d'un bief suite à une variation rapide du débit est relativement complexe. Deux aspects distincts sont à prendre en considération :

- les phénomènes liés à la propagation de l'intumescence proprement dite tels que l'apparition d'ondes réfléchies, la formation d'ondes secondaires, etc. : les variations de cotes du plan d'eau sont de courte durée (passage d'ondes). Par contre, l'amortissement de ces ondes peut être lent et il faut parfois attendre plusieurs heures avant que le plan d'eau soit de nouveau totalement stabilisé ;
- les phénomènes de stockage (ou de vidange) dans les biefs : si le débit n'est pas rétabli rapidement à sa valeur initiale, et si aucune autre mesure n'est prise, le volume d'eau dans les biefs peut alors augmenter (ou diminuer) progressivement jusqu'à des valeurs critiques mettant les ouvrages en danger.

Enfin, citons pour mémoire les mascarets. Ces ondes se rencontrent dans certaines rivières se jetant dans un estuaire. À l'occasion des grandes marées, des ondes peuvent se former et remonter le cours d'eau sur plusieurs dizaines de kilomètres. Le phénomène de mascaret est généré par un processus différent de celui d'une intumescence. Cependant l'onde du mascaret, une fois générée, peut être décrite par la même physique que celle d'une onde d'intumescence.

Si un aménagement devait être projeté en bordure d'une rivière sujette au mascaret, il conviendrait évidemment d'en tenir compte pour son dimensionnement.

2. LES CARACTÉRISTIQUES D'UNE ONDE

Notons tout d'abord qu'une intumescence provoquée par une variation brusque du débit peut être positive ou négative. Lors d'une coupure brusque du débit, l'onde sera positive en amont et négative en aval de l'ouvrage de contrôle du débit (cf. figure 1). Lors d'une augmentation brusque du débit, le phénomène est inversé.

[1] Pompes à fort débit du circuit de refroidissement.

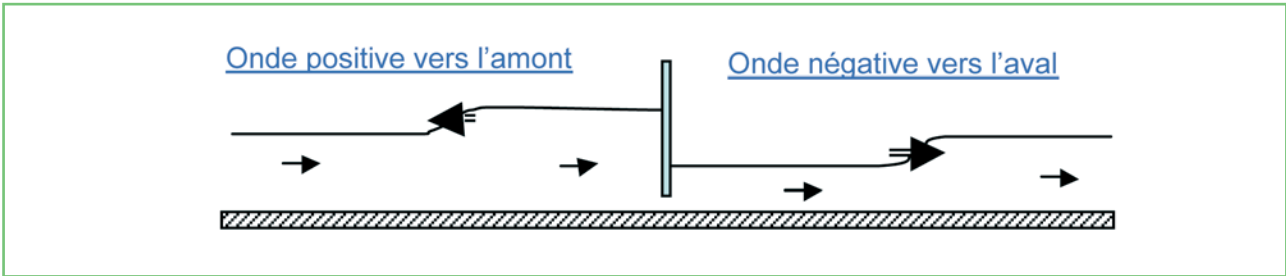


Figure 1

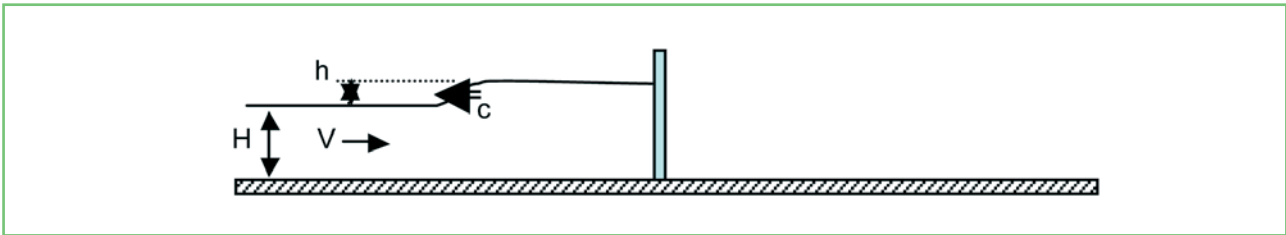


Figure 2

		H (m)		
		2 m	5 m	10 m
V (m/s)	1 (m/s)	0,45	0,7	1,0
	2 (m/s)	0,9	1,4	2,0

Tableau 1 Hauteur (h en m) de l'intumescence en fonction de la profondeur du canal et de la vitesse de l'écoulement.

L'amplitude et la forme d'une intumescence est fortement liée aux caractéristiques des écoulements et à la dynamique de la variation de débit. De manière générale, l'amplitude de l'onde est d'autant plus grande que le débit coupé est fort et que la profondeur d'eau est faible. Le front est d'autant plus raide que le temps sur lequel se produit la coupure est court.

À titre d'illustration, on pourra retenir le cas particulier d'une coupure totale et instantanée du débit dans un canal rectangulaire. Cette situation est proche de celle que l'on peut rencontrer dans un canal d'aménée à une station de pompage, ou à une usine hydroélectrique (cf. figure 2).

Dans l'hypothèse de linéarité, i.e. intumescence suffisamment petite devant la hauteur d'eau et célérité de l'onde suffisamment grande devant les vitesses de l'écoulement, la hauteur de l'onde peut être estimée en première approximation par la formule $h = cV/g$ (voir par exemple référence [1]) où :

h = hauteur de l'intumescence (m) ;

H = profondeur moyenne de l'écoulement (m) sans l'intumescence ;

V = vitesse moyenne de l'écoulement avant coupure (m/s) ou « choc » de vitesse induit par l'arrêt brutal du pompage ;

c = vitesse de propagation de l'onde (m/s) estimée par la formule $c = (gH)^{1/2}$;

$h \ll H$.

Cette formulation s'apparente à la surpression induite par un coup de bélier en conduite.

Le **tableau 1** montre quelques valeurs obtenues par application de cette formule.

On retiendra les hauteurs élevées que peut atteindre une intumescence.

Profondeur moyenne (m)	2	5	10
Vitesse de propagation (m)	4,5	7	10

Tableau 2

3. LA PROPAGATION D'UNE ONDE

En première approximation, la vitesse de propagation d'une intumescence peut s'estimer à l'aide de la formule $c = (gH)^{1/2}$, où :

c = vitesse de propagation de l'intumescence en m/s ;

H = profondeur moyenne de l'écoulement en m.

Le **tableau 2** montre quelques valeurs obtenues par application de cette formule.

On retiendra la vitesse de propagation élevée, qui laisse peu de temps, à partir de la formation d'une intumescence, pour prendre d'éventuelles mesures de protection.

Par ailleurs, une intumescence peut se propager sur de nombreux kilomètres avec un faible amortissement. Ce phénomène est d'autant plus présent lorsque l'intumescence prend naissance dans des canaux de géométrie très régulière, avec une faible pente. *A contrario*, une géométrie irrégulière, une pente importante ou une forte rugosité vont entraîner une résorption plus rapide de l'onde d'intumescence. Il conviendra donc de ne pas négliger d'éventuels incidents de fonctionnement d'ouvrages hydrauliques même si ceux-ci sont éloignés du site en cours d'étude.

Une intumescence, comme toute onde, peut être modifiée au cours de sa propagation par différents phénomènes tels que :

- les réflexions sur les parois ;
- la combinaison de différentes ondes (deux ondes positives donnent naissance à une onde d'amplitude supérieure) ;
- la modification au droit des changements de sections (voir schéma ci-après) ;
- la séparation de l'onde au passage des confluences et l'apparition d'ondes « réfléchies » ;
- etc.

Par exemple, une variation de la section d'écoulement aura pour conséquence :

- une variation de la hauteur de l'onde (augmentation ou réduction suivant qu'il s'agit d'un rétrécissement ou d'un élargissement) ;
- l'apparition d'ondes « réfléchies » (négatives ou positives).

Les 4 figures suivantes illustrent le cas d'une onde positive lors d'une réflexion et au passage d'un rétrécissement, d'un élargissement, et d'une dérivation.

La réflexion (cf. figure 3)

La réflexion de l'onde incidente produit une onde réfléchie qui se superpose à l'onde incidente.

Ainsi, à proximité du mur, la surélévation subie est double (onde incidente + onde réfléchie).

La contraction (cf. figure 4)

L'onde initiale (1) est amplifiée (2a). Une onde « réfléchie » positive (2b) se propage en sens inverse.

L'élargissement (cf. figure 5)

L'onde initiale (1) est amortie (2a). Une onde « réfléchie » négative (2b) se propage en sens inverse.

La dérivation (cf. figure 6)

Onde remontant un canal de dérivation :

À l'arrivée de l'onde incidente (1) au droit de la dérivation, il y a séparation de l'onde en deux ondes (2a) et (2b), et apparition d'une onde réfléchie (2c).

Dans le cas de géométries complexes, la combinaison des différentes ondes résultant des phénomènes de réflexion, modification des sections, séparation au droit des confluences etc. peut conduire à des amplifications conséquentes.

C'est le cas notamment en présence d'écluses, de prises d'eau, de darses et zones portuaires.



Figure 3

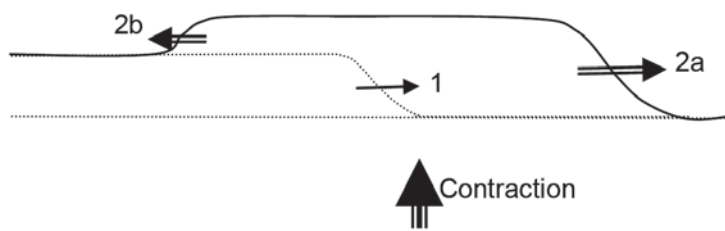


Figure 4

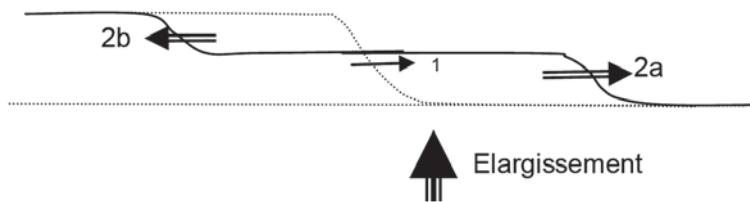


Figure 5

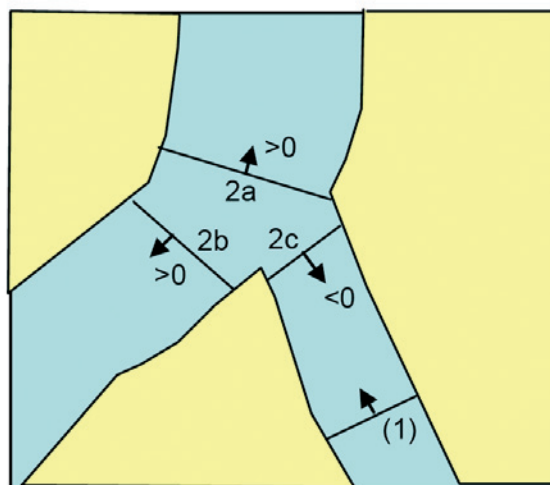


Figure 6

4. LES EFFETS ACCOMPAGNANT L'ONDE PRINCIPALE

La propagation de l'onde proprement dite qui a été brièvement abordée au paragraphe précédent, s'accompagne souvent d'autres phénomènes qu'il convient de ne pas négliger. En **se superposant au phénomène principal**, ils conduisent en général à une surélévation du front de l'onde.

4.1. LES EFFETS DUS À LA DISSYMMÉTRIE DE L'ONDE INITIALE

L'organe de contrôle des débits à l'origine de l'intumescence se trouve rarement dans l'axe du canal ou de la rivière. Dans ce cas, l'intumescence principale s'accompagne d'un phénomène d'oscillation du plan d'une rive à l'autre, qui se superpose à l'onde principale.

4.2. LA PROPAGATION BIDIMENSIONNELLE

C'est le cas par exemple où le lit du cours d'eau est localement très élargi et où la variation de débit se fait sur une largeur faible par rapport à la section totale. Dans ce cas, la propagation s'apparente plus à la propagation d'une onde dans une étendue d'eau, avec des phénomènes de déferlement du front de l'onde sur les berges (cf. figure 7).

4.3. LES ONDES DE FAVRE

Dans le cas d'une onde positive remontant le courant, la vitesse de propagation du front de l'onde est inférieure à celle de l'arrière. Il s'en suit que le front d'onde a tendance à se raidir (cf. figure 8).

Lorsque l'onde principale est suffisamment raide pour que la composante verticale de la vitesse au niveau du front ne soit plus négligeable, on constate l'apparition d'une série d'ondulations qui se superposent à l'onde principale. Ces ondulations sont connues sous le nom de « ondes de Favre » ou « ondes secondaires » (cf. figure 9).

Sous certaines conditions (cambrure), notamment lorsque la profondeur du lit diminue, le front de l'onde peut continuer de se raidir jusqu'à se transformer en ressaut hydraulique mobile avec un déferlement du front d'onde. Ce cas se produit couramment pour les mascarets mais peut également se rencontrer lorsque l'onde remonte par exemple le cours d'un petit affluent.

On trouve, dans la littérature, différentes méthodes pour déterminer le risque d'apparition d'ondes de Favre et/ou de déferlement. Aucune n'est universellement reconnue. Ces méthodes sont basées soit sur l'utilisation d'abaques, soit sur le calcul d'un nombre de Froude de l'onde :

$$Fr_o = c_a / c [7]$$

avec :

c_a : vitesse relative de l'onde par rapport à l'écoulement, dont l'expression mathématique dépend des caractéristiques de l'écoulement ;

c : vitesse de propagation d'ondes de hauteur infinitésimale, $c = (gH)^{1/2}$;

H : hauteur moyenne de l'écoulement avant le passage de l'onde

L'apparition d'ondes de Favre correspond alors à des valeurs de $Fr_o > 1$. Si $Fr_o > 1.2$ à 1.3 , il y a déferlement.

4.4. LES EFFETS DE BORD

Enfin, la vitesse de propagation étant fonction de la profondeur, la vitesse du front d'onde n'est pas uniforme en tous points. Notamment, près des berges, l'onde se propage plus lentement. On constate alors localement une courbure du front, avec une surélévation du niveau voire un déferlement sur les berges (cf. figure 10).

On entend aussi par effet de bord la projection de l'eau qui peut se produire lorsque la vague heurte la berge.

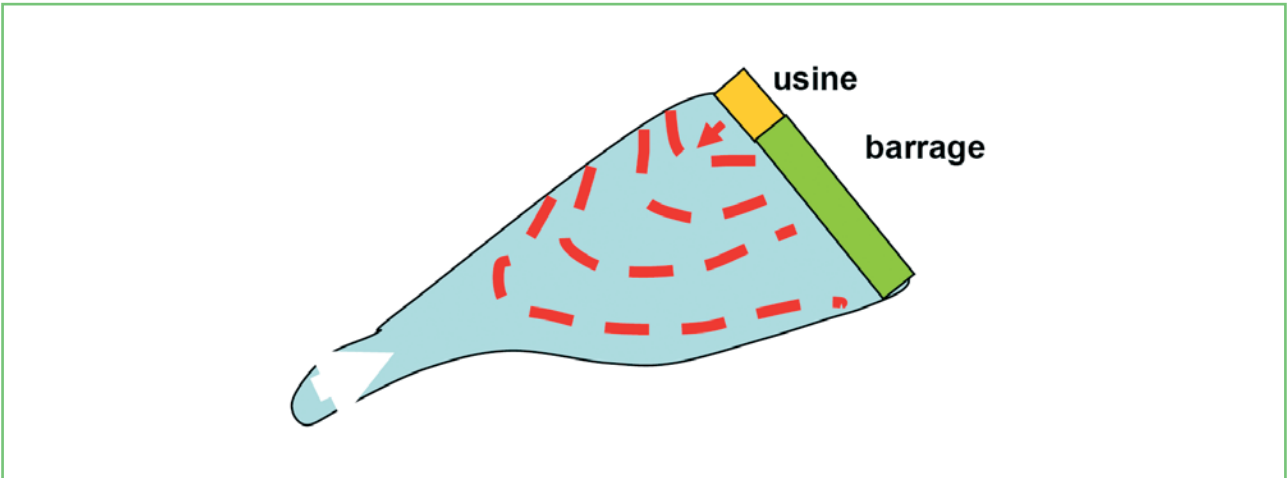


Figure 7

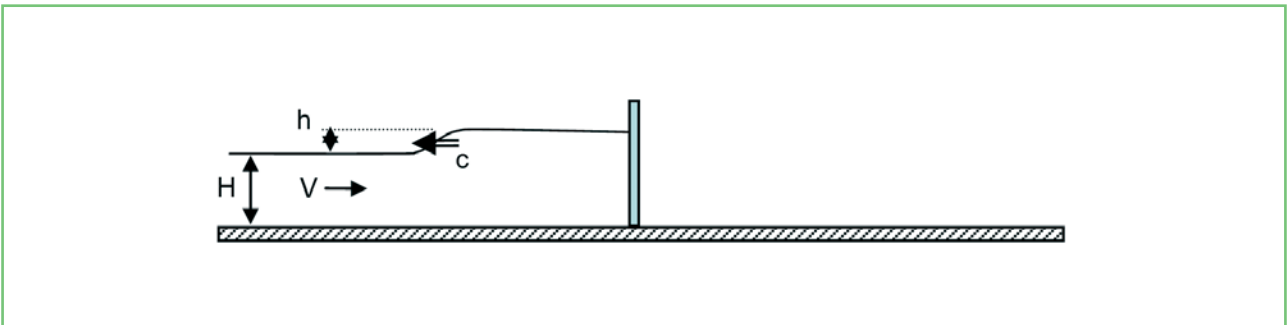


Figure 8

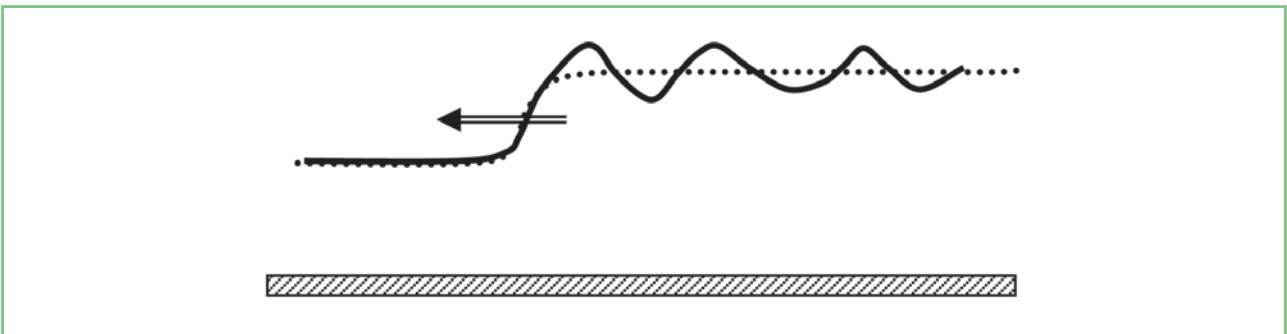


Figure 9

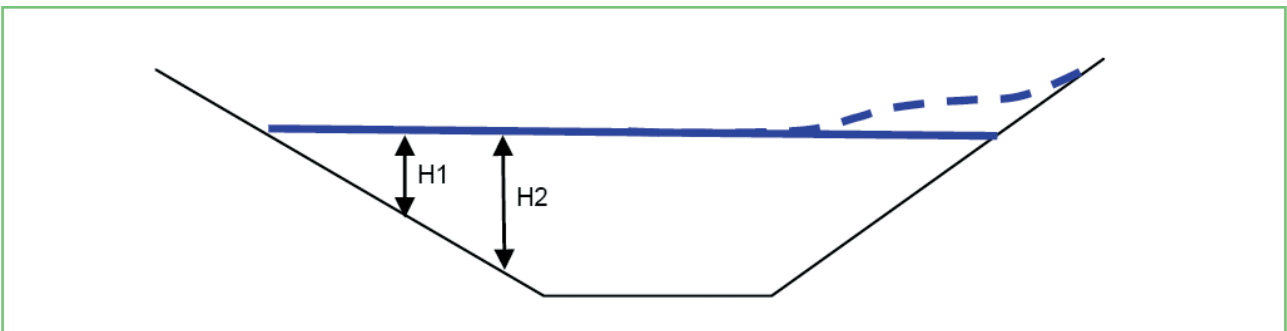


Figure 10

5. LA DÉMARCHÉ D'ÉTUDE

Le calcul des caractéristiques d'une intumescence est de nature déterministe. Il résulte de l'application des lois de l'hydraulique.

Même si le calcul des risques liés aux intumescences est étroitement lié à la configuration des sites en cours d'études, on peut cependant définir une démarche générale qui guidera la réflexion sur cette problématique. À cet effet, on retiendra plusieurs étapes à suivre dans le déroulement des études.

■ L'identification des causes possibles d'intumescences

Dans un premier temps, les ouvrages susceptibles de générer des intumescences seront identifiés. Devront être considérés :

- les ouvrages internes au site, tels que stations de pompage, rejets, etc.;
- les ouvrages externes relevant d'autres exploitants d'ouvrages hydrauliques : autres stations de pompage, usine hydroélectriques, etc. Dans ce deuxième cas, on se souviendra qu'une intumescence peut se propager sur de longues distances, sans amortissement notable. Il conviendra de ne pas écarter sans analyse plus poussée les ouvrages éloignés du site en cours d'étude.

■ L'identification des conditions initiales

Les niveaux atteints suite à une variation brusque du débit, sont étroitement liés aux niveaux d'eau et aux débits initiaux.

Le plus souvent, le cas le plus critique est obtenu lors de la coupure totale d'un débit égal au débit d'équipement de l'ouvrage. Cette situation ne correspond pas forcément à celle de la ligne d'eau la plus haute.

Dans tous les cas, il convient donc de rechercher le cas de figure le plus pénalisant, compte tenu notamment des consignes d'exploitation des ouvrages.

■ Le calcul de l'évolution de l'onde principale

La détermination de l'onde principale peut être relativement simple, et selon les cas, une estimation faite par une formulation du type de celle présentée précédemment ($h=cV/g$) peut suffire pour évaluer un ordre de grandeur.

L'application de modèles mathématiques (1D ou 2D) tels que ceux utilisés pour le calcul de la propagation des crues (voir chapitre dédié) peut aussi donner de bonnes estimations.

Il convient cependant de vérifier l'adéquation entre les équations utilisées et le phénomène calculé. Par exemple, si les calculs doivent être menés sur la base des équations de Saint-Venant, il conviendra de vérifier que toutes les hypothèses de base de ces équations sont respectées, notamment celles d'une courbure faible de la ligne d'eau et d'une accélération verticale négligeable.

Compte tenu de la complexité des phénomènes, la modélisation sur modèle réduit physique est une alternative qu'il ne faut pas écarter.

■ Le calcul des effets accompagnant l'onde principale

Compte tenu de leurs caractères tridimensionnels, la prise en compte des phénomènes accompagnant l'onde principale, dont il ne faut pas négliger l'importance, peut être plus délicate et nécessitera l'utilisation d'outils spécifiques.

En particulier, la résolution des équations de Saint-Venant classiques permet d'évaluer la hauteur de l'onde d'intumescence principale mais ne permet pas de simuler les ondes secondaires. Par contre, si ce type de modèle est utilisé pour le calcul de l'onde principale, les résultats des calculs permettent de donner des indices précieux :

- on voit sur les évolutions des niveaux d'eau en différents points si le front se raidit ou non ;
- les lignes d'eau à différents temps donnent une idée de la raideur du front.

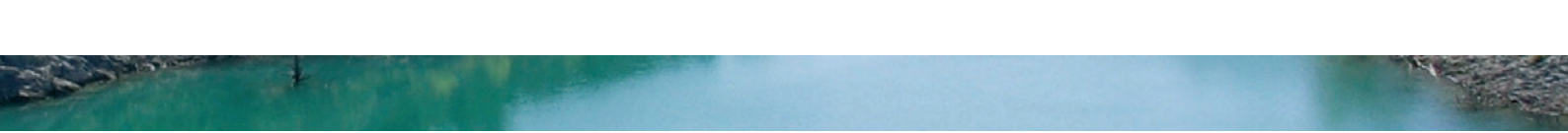
L'utilisation d'abaque disponibles dans la littérature ou des considérations sur les caractéristiques des écoulements (nombre de Froude de l'onde) permettent également d'estimer les risques de formation d'ondes de Favre et le risque de déferlement.

Enfin, si une modélisation mathématique est jugée nécessaire, il est alors conseillé d'utiliser un module particulier (équations de Boussinesq), incluant la prise en compte d'une composante d'accélération verticale.

■ L'évolution des niveaux par stockage (ou vidange) du bief

Suite à une variation brusque de débit, si celui-ci n'est pas rétabli rapidement, l'écart entre les débits entrant et les débits sortant d'un bief peut provoquer des phénomènes de stockage ou de vidange.

Il est donc important de vérifier les modalités de reprise des débits.



Lorsque les dispositifs mis en place sont passifs (seuils déversant, etc.) la vérification de leur dimensionnement vis-à-vis de la situation la plus critique est suffisant.

Par contre, lorsque le débit est repris par des ouvrages actifs tels que des vannes, on prendra soin également d'analyser le degré de fiabilité des organes à manœuvrer.

■ L'analyse des effets potentiels sur le site

Les conséquences des variations de niveaux et d'un éventuel débordement sont liées à la configuration du site, et la nature des installations.

Il convient de caractériser l'aléa intumescences suivant les deux composantes et de mener l'analyse en conséquence :

- l'intensité de l'aléa : le débit maximal de déversement, hauteur d'eau maximale correspondante sur le site, volume déversé ;
- la durée de l'aléa : dynamique rapide pour les ondes secondaires, plus lente pour les ondes principales ou les phénomènes de stockage.

Une liste non exhaustive des risques liés aux intumescences est présentée au chapitre suivant. On prendra soin de ne pas limiter l'analyse des risques aux seuls risques de débordement.

6. LES RISQUES LIÉS AUX INTUMESCENCES

Une intumescence provoque une surélévation ou un abaissement rapide des niveaux d'eau. Parmi les risques qui y sont liés, on peut citer :

- une mise en danger des biens et des personnes qui se trouvent en bordure des rivières et canaux concernés. La présence de déferlement, et la rapidité de la montée de l'eau sont alors des facteurs déterminants ;
- l'arrivée d'un certain volume d'eau sur un site, par franchissement des protections. Les conséquences sont alors étroitement liées à l'intensité de l'aléa et à sa durée ;
- la surverse par-dessus les digues. Lorsqu'il s'agit d'un canal surélevé par rapport au terrain naturel, une telle surverse, si rien n'est prévu, peut entraîner une rupture des digues bordant le canal. Les effets potentiels sont à différencier suivant les ondes regardées (rupture possible pour une onde primaire, très peu probable liée à la présence d'ondes secondaires) ;
- la déstabilisation des berges (selon la nature des revêtements des berges) lors d'une intumescence négative, due à l'abaissement rapide et durable du niveau d'eau ;
- le dysfonctionnement des prises d'eau : par défaut d'alimentation en cas de niveau trop bas, par atteinte des butées de protection hautes ou basses sur des prises d'eau équipées de pompes, etc. ;
- la destruction des protections des berges, notamment en cas de déferlement de l'onde ;
- l'impact sur la navigation (tirant d'eau trop faible lors d'ondes négatives, tirant d'air insuffisant sous les obstacles lors d'ondes positives, etc.) ;
- etc.

7. LES MESURES PRÉVENTIVES

Les intumescences sont des phénomènes pouvant être dimensionnants.

De manière générale, la totalité des équipements et des ouvrages doit être étudiée et dimensionnée pour supporter sans dommage les fonctionnements transitoires normaux et exceptionnels pouvant survenir en exploitation normale : démarrage, arrêt, délestage, déclenchement quelle que soit la charge.

On peut distinguer trois catégories de mesures visant à se protéger contre les risques liés aux déclenchements. Même si toutes ces mesures ne s'appliquent pas forcément en premier lieu à l'exploitant nucléaire, elles peuvent cependant être à considérer dans certains cas particuliers.

- Le renforcement et/ou surdimensionnement des ouvrages pour résister aux conséquences des intumescences
 - l'augmentation des revanches des digues pour éviter les surverses ;
 - le renforcement des protections des berges ;
 - la prise en compte des variations rapide de niveau dans les calculs de stabilité et adaptation des profils des berges en conséquence ;
 - etc.
- Les mesures constructives visant à limiter l'importance des intumescences
 - la construction de dispositifs de reprise du débit (déchargeurs) à ouverture rapide en parallèle des usines hydroélectriques ou proche des stations de pompage, afin de rétablir le débit dans des délais courts ;
 - la construction de seuils déversant visant à écrêter les intumescences ;
 - la construction de bassins de compensation ;
 - etc.
- Les mesures d'exploitation
 - le cas échéant, prise en compte de ce risque dans les systèmes d'alerte éventuellement en place sur les installations sur lesquelles pèse le risque ;
 - la réduction du débit turbiné ou pompé dans certaines conditions particulières, afin de réduire l'amplitude d'une éventuelle onde de déclenchement. Ce peut être le cas lors d'une indisponibilité des dispositifs de reprise du débit, ou en cas de niveaux hauts (crue, etc.) rendant le dimensionnement des ouvrages temporairement incompatibles avec le risque d'intumescence ;
 - la reprise sur des ouvrages à dynamique lente (barrage) pour vidanger ;
 - etc.

8. LES FACTEURS D'INFLUENCE À SURVEILLER

Comme facteur d'influence à surveiller, le groupe de travail identifie :

- la construction ou la modification d'un équipement/ouvrage susceptible de générer une intumescence.

9. LES RÉFÉRENCES

- [1] CARLIER M., 1972, *Hydraulique Générale et Appliquée*, Ed. Eyrolles, § XII.2.8.
- [2] GEMAEHLING Cl., 1962, *Quelques aspects des études hydrauliques des aménagements du bas Rhône*, La Houille Blanche, n° spécial B, 889-902.
- [3] ROUX S., 2003, *Essais de disjonction in situ d'une station de pompage et interprétation des résultats*, CNR, DIT-LMC 03-1192.
- [4] SOARES FRAZÃO S. and ZECH Y., 2002, *Ondes de Favre – Undular bores and secondary waves- Experiments and hybrid finite volume modelling*, Journal of Hydraulic Research, 40 (1), 33-43.
- [5] SCHÖDEL F., 1999, *Surge formation in open channels in relation to the duration of gate operations*, institute für Wasserbau, Innsbruck University.
- [6] PRÜSER H.H. and ZIELKE W., 1994, *Undular bores (Favres Waves) in Open Channels – Theory and Numerical Simulation*, Journal of Hydraulic Research, 32 (3), 337-354.



- [7] TRESKE A., 1994, *Undular bores (Favres Waves) in Open Channels – Experimental studies*, Journal of Hydraulic Research, 32 (3), 355-370.
- [8] BENET F. et CUNGE J.A., 1971, *Analyse d'expériences sur les ondulations secondaires dues aux intumescences dans les canaux trapézoïdaux*, Journal of Hydraulic Research, 9, 11-33.
- [9] PREISSMANN et CUNGE, 1967, *Le ressaut ondulé de faible amplitude dans les canaux trapézoïdaux*, Journal of Hydraulic Research, 5, 263-279.
- [10] DAUBERT et MARVAUD, 1965, *Etude de la formation d'ondes secondaires par une méthode d'intégration numérique*, Association international de recherches hydrauliques – Onzième congrès international – Leningrad.
- [11] SANDOVER J.A. and TAYLOR C., 1962, *Cnoidal waves and bores*, La Houille Blanche, Juillet Aout 1962 n°3, 443-465.
- [12] LEMOINE R., 1948, *Notules hydrauliques – sur les ondes positives de translation dans les canaux et sur le ressaut ondulé de faible amplitude*, La Houille Blanche, Mars-Avril 1948, 183-185.
- [13] FAVRE H., 1935, *Ondes de translation dans les canaux découverts*, Dunod, Paris.
- [14] VEN TE CHOW, 1981, *Open-Channel Hydraulics*, Ed McGRAW-HILL international student editions. Référence au chapitre "Rapidly varied unsteady flow".

LES PHÉNOMÈNES POUVANT AFFECTER TOUS LES TYPES DE SITES

I. LES PLUIES ET LE RUISSELLEMENT INDUIT SUR LE SITE

II. L'ÉTUDE DES CONSÉQUENCES D'UNE LAME D'EAU OU D'UN VOLUME DÉVERSÉ SUR UN SITE

III. LES REMONTÉES DE NAPPES D'EAU SOUTERRAINE

IV. LES DÉGRADATIONS OU DYSFONCTIONNEMENTS D'OUVRAGES, DE CIRCUITS OU D'ÉQUIPEMENTS

V. LE DYSFONCTIONNEMENT D'OUVRAGES HYDRAULIQUES ET LES INTUMESCENCES

VI. LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES



LES FRANCHISSEMENTS LIÉS AUX VAGUES

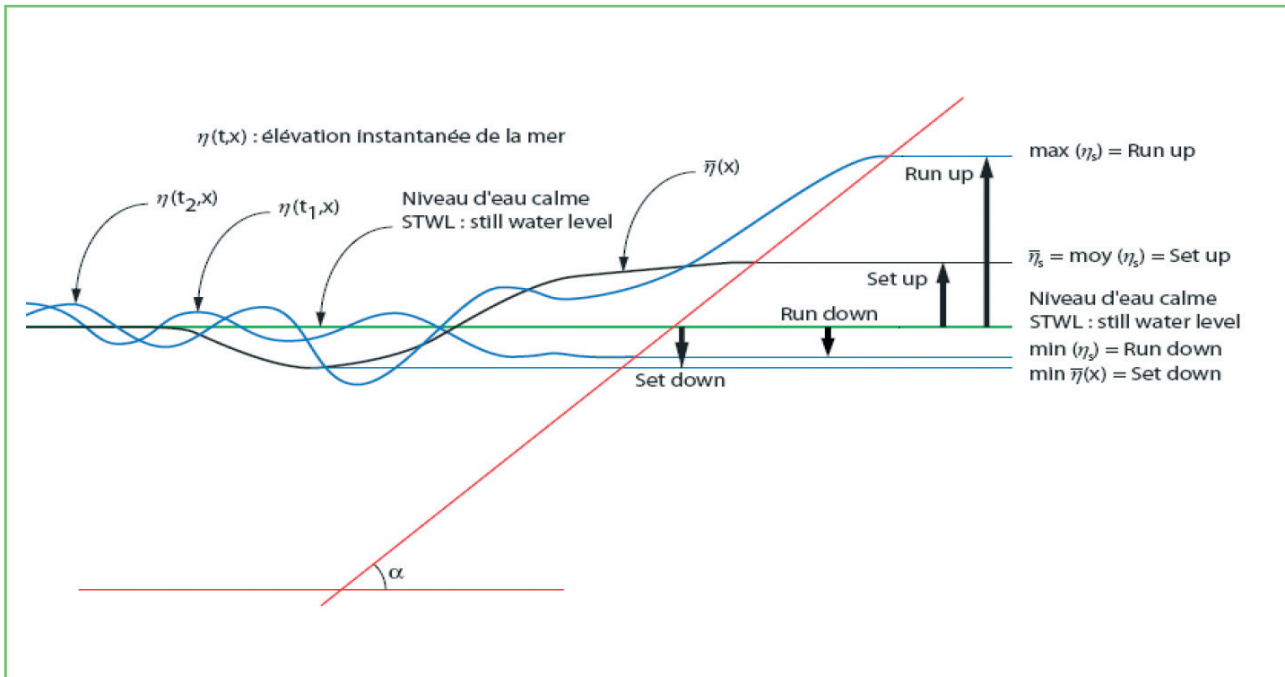
Auteur principal

J. L'Her (CETMEF)

Contributeurs

M. Benoit (EDF R&D - LNHE), C.-M. Duluc (IRSN), C. Perherin (CETMEF), V. Rebour (IRSN)

1. LES DÉFINITIONS ET LES PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT	270
1.1. LE RUN-UP	270
1.2. LE RUN-DOWN	271
1.3. LE SET-UP	271
1.4. LA HAUTEUR DE SWASH	271
1.5. LE PARAMÈTRE DE DÉFERLEMENT	271
1.6. LES FRANCHISSEMENTS	271
2. LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT	272
2.1. LE CALCUL DU RUN-UP	272
2.2. LE CALCUL DU DÉBIT FRANCHISSANT	272
2.3. L'INFLUENCE DU VENT SUR LES FRANCHISSEMENTS	273
3. LES RÉFÉRENCES	273



Pour évaluer les franchissements, il est nécessaire de tenir compte des phénomènes dynamiques générés par les états de mer lorsqu'ils atteignent le rivage.

1. LES DÉFINITIONS ET LES PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT

1.1. LE RUN-UP

Par définition, le **run-up**, R_u est la hauteur maximale, comptée à partir du niveau d'eau au repos, atteinte par une vague sur une pente.

Pour un échantillon de mesures de run-up, plusieurs grandeurs sont définies à partir de la méthode d'analyse « vague à vague » :

R_{max} : hauteur du run-up maximal de l'échantillon ;

$R_{moy} = \bar{R}$: hauteur moyenne de l'échantillon ;

$R_{1/3}$: hauteur moyenne de l'échantillon constitué du tiers des plus grandes valeurs de l'échantillon initial ;

$R_{1/10}$: hauteur moyenne de l'échantillon constitué du dixième des plus grandes valeurs de l'échantillon initial ;

$R_{2\%}$: hauteur dépassée par 2 % des valeurs de l'échantillon.

Le run-up est souvent donné sous forme adimensionnelle en divisant la valeur du run-up par la hauteur significative de la houle à l'ouvrage, par exemple $\frac{R_{2\%}}{H_s}$.

1.2. LE RUN-DOWN

Par définition, le **run-down** R_d est la hauteur minimale, comptée à partir du niveau d'eau au repos, atteinte par le retrait d'une vague sur une pente.

Pour un échantillon de mesure de run-down, on définit le même type de grandeurs par l'analyse « vague à vague » que pour le run-up.

1.3. LE SET-UP

Pour un plan d'eau soumis à agitation, on désigne communément par $\eta(x,t)$ l'élévation de la surface libre, comptée à partir du niveau d'eau au repos.

Quelquefois, le set-up est pris comme la moyenne temporelle de l'élévation dans la zone de déferlement : $\overline{\eta(x)}$.

Il s'agit dans ce cas d'une fonction de la position par rapport au rivage.

Pour nous, par définition le **set-up** est la valeur moyenne temporelle de l'élévation à la ligne rivage : $\overline{\eta_s}$.

La hauteur d'eau au rivage $\eta_s(t)$ oscille autour de cette valeur moyenne. Pour une vague donnée, $\eta_s(t)$ passe par un maximum donné par le run-up R_u et un minimum donné par le run-down R_d .

1.4. LA HAUTEUR DE SWASH

La **hauteur de swash** S_v est la hauteur donnée par $S_v = R - R_d$.

1.5. LE PARAMÈTRE DE DÉFERLEMENT

Le paramètre le plus utile pour décrire le phénomène est le paramètre de déferlement, ξ , également connu sous le nom de **nombre d'Iribarren**, défini par :

$$\xi = \frac{tg\alpha}{\sqrt{\gamma_0}} \quad (1)$$

Dans cette formule :

α : angle de la pente ;

γ_0 : cambrure nominale de la houle :

$$\gamma_0 = \frac{H}{L_0} = \frac{2\pi H}{gT^2} \quad (2)$$

H : hauteur de la houle locale ;

L_0 : longueur d'onde théorique de la houle au large ;

T : période de la houle.

1.6. LES FRANCHISSEMENTS

Si les niveaux *extremums* de run-up dépassent le niveau de crête, l'ouvrage va être franchi. Ceci peut se produire pour un nombre relativement faible de vagues pendant la tempête de dimensionnement et un faible taux de franchissement peut souvent être accepté sans que cela n'entraîne de graves conséquences pour l'ouvrage ou pour la zone protégée.

Classiquement, en conception d'ouvrage, on cherche à garantir que le **débit franchissant moyen spécifique** q (m^3/s par mètre linéaire de crête) reste inférieur à des limites acceptables dans les conditions de dimensionnement. On utilise également souvent le **volume franchissant maximum**, V_{max} (m^3/s par mètre linéaire de crête), comme paramètre de dimensionnement.

2. LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

2.1. LE CALCUL DU RUN-UP

Pour les digues à talus, la plupart des approches actuelles pour le calcul du run-up consistent en une formule de base qui est une fonction linéaire plutôt simple du paramètre de déferlement, ξ , du type :

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = A\xi + B$$

L'EurOtop Manual (2007) fournit les formules adaptées pour les talus lisses et pour les talus rugueux. Des coefficients correctifs sont à prendre en compte pour les cas particuliers (houle oblique, eau peu profonde, présence d'une berme). Ces formules s'écrivent :

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = c_1 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$$

avec :

c_1 : coefficient empirique ;

γ_b : coefficient fonction de la berme ;

γ_f : coefficient fonction de la rugosité ;

γ_β : coefficient fonction de l'angle d'attaque

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_{m-1,0}}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{m0}}{L_{m-1,0}}}}$$

2.2. LE CALCUL DU DÉBIT FRANCHISSANT

Pour les digues à talus, l'EurOtop Manual fournit les méthodes de calcul du débit franchissant qui reposent sur des formules du type :

$$q = A \exp(B.R_c)$$

avec :

R_c : revanche de la crête qui est par définition la crête au-dessus du niveau de l'eau au repos.

À titre d'exemple, la formulation de Hebsgaard retenue par EDF dans ses études est la suivante :

$$Q^* = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = k_1 \ln \left(\frac{H_s}{L_0} \right) \exp \left(\frac{k_2 a^{0,3} (2R_c + 0,35B)}{r H_s} \right)$$

avec :

q (en $m^3/s/m$) : débit de franchissement par unité de longueur ;

$a = \cot \theta$: inverse de la pente du talus ;

B (en m) : largeur de berme ;

k_1, k_2, r : paramètres dépendant du type de carapace et de la forme du couronnement (cf. [tableau 1](#)).

Type de digue	k_1	k_2	r
Parement lisse sans mur de couronnement	- 0,3	- 1,6	0,95
Enrochements sans mur de couronnement	- 0,3	- 1,6	0,65
Enrochements avec mur de couronnement	- 0,01	- 1,0	0,65

Tableau 1

2.3. L'INFLUENCE DU VENT SUR LES FRANCHISSEMENTS

L'influence d'un vent local sur les processus de franchissement est extrêmement difficile à décrire précisément. Différentes méthodologies peuvent être employées pour prendre en compte l'influence de ce vent. À titre d'exemple, une correction d'un facteur 2 sur le débit de franchissement estimé par la formule de Hebsgaard a été retenue dans les études EDF.

3. LES RÉFÉRENCES

■ EurOtop (2007) - Wave overtopping of sea defences and related structures: assessment manual, www.overtopping-manual.com

LES THÈMES TRANSVERSES

I. LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE DES PHÉNOMÈNES EXTRÊMES

II. LES SYSTÈMES D'ALERTE DES PLUIES ET DES DÉBITS



LA CARACTÉRISATION PROBABILISTE DES PHÉNOMÈNES EXTRÊMES

Auteur principal

R. Garçon (EDF/DTG)

1. L'APPROCHE PROBABILISTE	276
1.1. LES PROBABILITÉS DANS LA CONCEPTION DES PROTECTIONS VIS-À-VIS DES EXTRÊMES	276
1.2. LES PÉRIODES DE RETOUR	276
2. L'ÉCHANTILLONNAGE	277
2.1. LES MAXIMA ANNUELS	277
2.2. LES VALEURS SUPÉRIEURES À UN SEUIL	278
2.3. LES DONNÉES CENTRÉES OU NON-CENTRÉES	278
3. LES LOIS DE PROBABILITÉ	279
3.1. LE RECOURS NÉCESSAIRE AUX LOIS DE PROBABILITÉ	279
3.2. QUELLES LOIS UTILISER ?	279
4. L'EXTRAPOLATION VERS LES VALEURS TRÈS RARES	279
4.1. L'AJUSTEMENT DES LOIS AUX ÉCHANTILLONS	280
4.2. LES INTERVALLES DE « CONFIANCE »	280
4.3. LES TESTS D'ADÉQUATION	280
4.4. LA PRÉSENCE DE HORSAINS	281
4.5. L'EXTRAPOLATION VERS LES VALEURS EXTRÊMES	281
4.6. LES POINTS D'APPUI COMPLÉMENTAIRES AU TRAITEMENT STATISTIQUE LOCAL	282

1. L'APPROCHE PROBABILISTE

1.1. LES PROBABILITÉS DANS LA CONCEPTION DES PROTECTIONS VIS-À-VIS DES EXTRÊMES

La conception des dispositifs de protection des biens ou des personnes contre les conséquences de phénomènes naturels repose généralement sur l'adoption de valeurs dimensionnantes des phénomènes considérés. Le choix de telles valeurs de référence est, implicitement au moins, un compromis entre le coût des mesures de protection et celui des dommages encourus en cas d'insuffisance de ces mesures.

Lorsque le coût des dommages potentiels est très important, il serait tentant de retenir des valeurs de référence offrant une sécurité absolue. Il suffirait en théorie de s'appuyer sur un majorant du phénomène, une valeur impossible à dépasser. Mais pour certains aléas naturels – et c'est le cas des précipitations, des débits des cours d'eau et des surcotes marines notamment – la science ne permet pas de calculer avec rigueur la borne supérieure des valeurs envisageables. Au contraire, la différence est telle entre ce qui pourrait tenir lieu de « vrai » majorant (une valeur sur laquelle les experts exprimeraient une certitude unanime) et des valeurs beaucoup plus basses qui seraient encore qualifiées de « quasi-invraisemblables » et il existe, par conséquent, un tel écart entre les coûts des protections correspondantes, que l'on convient généralement qu'un dimensionnement rationnel laissera subsister un risque, si infime soit-il.

Le niveau de risque correspondra à la conjonction de la vulnérabilité au dépassement de la valeur retenue et du degré de vraisemblance d'un tel dépassement. La décision s'apparentera donc de fait à un pari dont la pertinence reposera sur la qualité de l'appréciation du « degré de vraisemblance ».

On ne saurait se satisfaire, dans des processus décisionnels concernant des enjeux importants motivant en conséquence une recherche collective de rationalité et de cohérence, d'une prise de pari intuitive fondée sur une appréhension floue et totalement subjective du niveau de vraisemblance. Cet écueil est particulièrement menaçant pour ce qui concerne des décisions répondant à des risques liés à des phénomènes peu à très peu vraisemblables. Faute de points de repère évidents fournis par l'observation de tels événements, l'appréciation intuitive de la vraisemblance pourrait varier énormément en fonction de l'interlocuteur et mener à des décisions incohérentes.

Pour contourner cet obstacle, il est nécessaire de recourir aux outils scientifiques de quantification des incertitudes que sont les probabilités. Cette démarche consiste en premier lieu à considérer le phénomène physique d'intérêt comme une variable aléatoire théorique. Les réalisations de cette variable aléatoire sont supposées régies par sa fonction de répartition. Les quantiles définis par cette fonction – valeurs correspondant à une probabilité de non-dépassement donnée – fourniront au décideur les points de repère objectifs pour le choix des valeurs dimensionnantes.

Ce recours à la démarche probabiliste ne doit pourtant donner à personne l'illusion que la connaissance produite par la science vient à bout de l'incertitude. Il s'agit uniquement de formaliser la quantification du degré de vraisemblance d'événements réputés incertains. Toute probabilité différente de zéro ou un est un pur concept, invérifiable dans l'absolu, l'expression-même d'une incertitude, et ne doit donc pas être considérée comme la vérité, ni-même comme une approximation de cette vérité moyennant une nouvelle incertitude. Les deux seules vérités concrètes envisageables sont : « la valeur x sera dépassée durant la période considérée » ou bien « la valeur x ne sera pas dépassée ».

Faute d'être en état de prévoir avec exactitude les événements futurs et d'être affirmatif sur une des deux propositions précédentes, le recours à une probabilité conceptuelle est le meilleur moyen d'optimiser la rationalité du processus décisionnel. La probabilité transmise dans cette optique au décideur doit synthétiser parfaitement l'avis de l'expert, une fois que ce dernier a tenu compte de l'ensemble de ses incertitudes. Toute autre pratique, telle la communication au décideur d'une incertitude sur la probabilité ou sur un quantile, est déjà, en ce sens, une dégradation de la clarté du processus décisionnel.

1.2. LES PÉRIODES DE RETOUR

Compte tenu des niveaux de protection attendus, les probabilités sont le plus souvent converties en « périodes de retour ». Cette habitude évite de manipuler des quantiles correspondant généralement à des probabilités comprises entre 0,99 et 1, souvent plus proches de 1. Un événement de « période de retour » 100 ans, dit aussi événement centennal, est un événement qui reviendrait *en moyenne* tous les 100 ans.

Cette habitude a aussi ses défauts. D'abord, le mot « période », le terme centennal, suggèrent à un grand nombre de personnes insuffisamment initiées et qui négligeraient le « *en moyenne* » qu'un cours d'eau aurait nécessairement une et une seule crue centennale par siècle, voire qu'elle arriverait pour l'anniversaire de la précédente ; alors que, pour les spécialistes, il y a plus d'une chance sur huit de n'observer aucune crue centennale en 200 ans avec les hypothèses les plus couramment utilisées de stationnarité et d'indépendance (cf. [tableau 1](#)).

Durée de la période	1 an	5 ans	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	300 ans	500 ans
Probabilité d'absence	99,0 %	95,1 %	81,8 %	60,5 %	36,6 %	13,4 %	4,9 %	0,7 %
Probabilité d'apparition	1,0 %	4,9 %	18,2 %	39,5 %	63,4 %	86,6 %	95,1 %	99,3 %

Tableau 1 Probabilité d'observer au moins un événement centennal en fonction de la période d'observation.

Par ailleurs, lorsqu'on se réfère à des durées de retour encore plus élevées, 10 000 ans par exemple, l'approximation de la stationnarité du climat sur de telles durées devient très contestable et, plutôt que de penser en termes de fréquences d'observation, il vaut mieux avoir en tête la signification probabiliste du qualificatif décennal en regard de périodes plus courtes.

2. L'ÉCHANTILLONNAGE

L'approche classique de l'étude probabiliste d'un phénomène naturel (météorologique ou hydrologique, houle ou surcote, etc.) consiste à exploiter une chronique de données produites par la mesure de ce phénomène, si possible à proximité du site d'intérêt. L'exploitation de cette chronique reposera, explicitement ou non, sur une hypothèse de stationnarité : les valeurs observées dans le passé sont réputées donner une information non biaisée sur celles qui pourront se produire dans l'avenir incertain que l'on tente de modéliser. La chronique considérée fournit, au pas de temps archivé le plus pertinent – de la valeur instantanée à la valeur moyenne journalière – vis-à-vis du risque étudié, un échantillon d'une première population statistique.

Mais cette population n'est généralement pas celle qui se prête le plus à une modélisation probabiliste des très fortes valeurs de la variable. En premier lieu, à un faible pas de temps, les données de ces chroniques ne possèdent pas, les unes par rapport aux autres, l'indépendance statistique facilitant leur exploitation. De plus, l'ensemble exhaustif des observations de la variable contient une grande majorité de données résultant de conditions naturelles très éloignées de celles qui pourraient générer des valeurs rares ou extrêmes de la variable. Dès lors, on peut redouter que les propriétés de la sous-population pertinente ne soient masquées par celles du reste de la population, qu'en conséquence un modèle probabiliste ajusté sur la totalité des données disponibles ne souffre de l'hétérogénéité physique – et donc statistique – de l'échantillon.

Les efforts vont donc tendre à extraire la « sous-population pertinente ». Cette démarche relève de ce qu'il est courant de nommer « les techniques d'échantillonnage ». La plupart des méthodes utilisées pour la probabilisation des valeurs extrêmes peuvent être rattachées à deux grandes familles.

2.1. LES MAXIMA ANNUELS

Cette première pratique, la plus ancienne sans doute, consiste à découper la chronique en périodes de mêmes durées et à ne conserver que la valeur de l'observation la plus grande (on suppose qu'on s'intéresse aux extrêmes hauts ; si on souhaitait probabiliser les valeurs faibles, on retiendrait évidemment la valeur minimale).

La durée de la période de recherche du maximum la plus souvent choisie est l'année. Ce choix est intéressant pour deux raisons :

- pour des événements météorologiques ou « météo-dépendants », des maxima sur des périodes infra-annuelles ne pourraient prétendre, du fait de la saisonnalité des phénomènes, à former globalement une population de variables aléatoires identiquement distribuées. Si on veut se restreindre à la saison d'occurrence du phénomène étudié pour vérifier au mieux l'hypothèse d'équi-distribution, il convient alors de ne conserver que les valeurs des saisons visées, quitte à recomposer les risques saisonniers ultérieurement en cas de besoin ;
- la taille des échantillons de maxima annuels semble un compromis acceptable pour travailler sur des événements représentatifs des phénomènes extrêmes tout en ne sacrifiant pas totalement la robustesse de la modélisation probabiliste.

L'année civile n'est pas forcément l'unité idéale pour rechercher le maximum. Le meilleur choix est de borner l'année de référence au milieu de la saison à moindre risque de valeurs extrêmes. Ce faisant, on minimise la corrélation entre observations successives.

Cet échantillonnage par maxima annuels fournit une première définition précise de la période de retour. Celle-ci correspond à l'inverse de la probabilité de dépassement par un maximum annuel quelconque. Ainsi, le quantile 0,999 de la population des maxima annuels est la valeur de durée de retour 1 000 ans.

Comme évoqué précédemment, dans le but de travailler sur des populations plus homogènes, on peut recourir à un échantillonnage par maxima saisonniers. Des « saisons » à risque homogène sont formées et les populations des maxima de chaque saison sont modélisées une à une. En s'appuyant sur l'hypothèse d'indépendance, il est alors facile de recomposer, en multipliant les différentes fonctions de répartition saisonnières, la fonction de répartition du maximum annuel.

2.2. LES VALEURS SUPÉRIEURES À UN SEUIL

L'échantillonnage par maxima annuels présente quelques inconvénients. En premier lieu, il est regrettable que des événements intéressants, susceptibles de renforcer la robustesse du processus de modélisation probabiliste, soient exclus de la population étudiée du fait de la présence d'une observation plus forte durant la même année. Par contre, certaines années sans phénomène vraiment représentatif des événements extrêmes fourniront un maximum affectant l'homogénéité de la population.

La solution qui s'impose à ceux qui souhaitent éviter ces problèmes est de travailler sur la population des valeurs dépassant un certain seuil choisi pour réaliser le meilleur compromis entre homogénéité de la population et robustesse de la modélisation. Il est par exemple possible de définir un seuil qui fournira un échantillon plus volumineux que celui des maxima annuels tout en présentant beaucoup moins de valeurs « faibles ».

Ce nouveau type d'échantillonnage semble donc séduisant mais il introduit une part d'arbitraire dans le choix du seuil difficile à objectiver totalement. Par ailleurs, il est un peu plus difficile à mettre en œuvre que le précédent. En effet, pour éviter la dépendance statistique des dépassements de seuils successifs, il est obligatoire de définir des règles de rejet (intervalle de temps minimal entre deux pics, redescende au-dessous d'un seuil, parfois différent, etc.). D'autre part, la modélisation de la population ainsi formée ne donne qu'une probabilité relative : sachant qu'on observe un pic, la probabilité qu'il dépasse telle valeur est p . Mais cela ne conduit à une probabilité absolue (la probabilité d'observer une valeur durant un laps de temps donné) qu'après avoir modélisé également le processus d'occurrence, en fournissant par exemple, la probabilité d'avoir un, deux ou x dépassements de seuil dans l'année.

Le choix du seuil, plus ou moins arbitraire, pèse sur le résultat. Mais il serait paradoxal que cette possibilité de régler au mieux le compromis entre robustesse d'estimation (échantillon assez long) et homogénéité de la population, soit vue non pas comme un avantage mais uniquement comme un souci supplémentaire relatif à la possible subjectivité du choix. Pour éviter ce paradoxe, il est nécessaire de rendre l'arbitraire acceptable. Ceci ne peut être fait qu'au prix du partage des éléments motivant le choix du seuil par le responsable de l'étude. Il semble incontournable que ce dernier soit totalement transparent au travers de la présentation d'une étude de sensibilité complète et de l'argumentaire sur son choix final.

Enfin, il faut noter que cet échantillonnage conduit à une autre définition de la période de retour, plus naturelle, vue comme la durée moyenne séparant deux dépassements indépendants de la valeur considérée. Cette période de retour diffère de celle obtenue par l'étude des maxima annuels qui, par exemple, ne permet pas, par construction, de parler d'événements de durées de retour inférieures à l'année. Fort heureusement, les deux définitions de la « période de retour » convergent pour les événements extrêmes auxquels nous nous intéressons ici.

2.3. LES DONNÉES CENTRÉES OU NON-CENTRÉES

Il est fréquent que, du fait notamment du processus météorologique, on soit conduit à travailler sur des données dites « non-centrées » qui entraînent, si l'on n'y prend garde, une sous-estimation des probabilités de valeurs extrêmes. Ceci se produit si la vulnérabilité envisagée est relative à l'intégration temporelle de la variable considérée et si le pas de temps d'observation ou d'archivage est trop grossier pour assimiler le maximum enregistré au maximum réel.

On peut citer à ce titre l'exemple des données pluviométriques présenté dans la contribution pluies.

3. LES LOIS DE PROBABILITÉ

3.1. LE RECOURS NÉCESSAIRE AUX LOIS DE PROBABILITÉ

Pour des échantillons assez longs, on sait que les fréquences observées, ou fréquences empiriques, convergent vers les probabilités théoriques valables pour l'ensemble de la population. Cette propriété, qui permet de connaître avec une bonne précision les quantiles courants, ne suffit hélas pas à appréhender directement les valeurs auxquelles on s'intéresse pour des problématiques de sûreté à partir des chroniques habituellement disponibles. Par exemple, une chronique de 100 ans peut contenir par chance 10 observations décennales, mais, en théorie, dans plus d'un cas sur 4, elle en contiendra moins de 7 ou plus de 13. Evidemment, si l'on s'intéresse à des valeurs centennales ou supérieures, il n'est plus possible d'avoir, à partir de cette chronique pourtant respectable, un encadrement des quantiles considérés sans faire d'hypothèses supplémentaires.

Pour extrapoler les fréquences empiriques disponibles jusqu'aux valeurs recherchées, on va devoir faire l'hypothèse que la variable aléatoire considérée suit une loi donnée.

3.2. QUELLES LOIS UTILISER ?

La communauté des hydro-climatologues a été très prolifique dans la proposition de lois adaptées à la modélisation probabiliste des valeurs extrêmes et on ne cherchera pas ici à les citer toutes. On pourrait se satisfaire d'en éliminer certaines, telles la loi normale qui est réputée beaucoup trop optimiste pour les pluies ou débits extrêmes, mais un simple changement de variable a en fait permis de l'utiliser abondamment. Considérer que la variable étudiée suit la loi de Galton, ou loi log-normale, revient en effet à faire l'hypothèse que le logarithme de la variable suit une loi normale.

Les travaux mathématiques sur les valeurs extrêmes montrent que, sous certaines hypothèses, les populations de valeurs extrêmes tendent asymptotiquement vers certaines familles de lois. À défaut de considérer ces lois comme les seules utilisables (les résultats ne valent qu'asymptotiquement), force est de reconnaître que la théorie sous-jacente fait de ces familles de lois des points de repère intéressants.

Les lois choisies pour les populations de maxima annuels ou saisonniers gagneront donc à être comparées aux lois de la famille GEV (*Generalized Extreme Value*) tandis que celles retenues pour les populations des « pics au-dessus d'un seuil » devraient être comparées à la loi de Pareto généralisée. Ces deux familles de lois ne sont pas antagonistes et prolongent au contraire la même théorie en l'adaptant à des modes d'échantillonnage différents. En conséquence, elles produisent des résultats convergents si elles sont appliquées dans des cas favorables (respect des hypothèses dans la formation de l'échantillon et taille de l'échantillon assez grande).

Ces lois peuvent avoir des comportements asymptotiques très différents en fonction de leur paramètre de forme, positif, négatif ou nul. On note que les formes « intermédiaires » de ces lois (coefficient de forme nul) correspondent respectivement à la loi de Gumbel et à la loi exponentielle qui ont été abondamment utilisées pour modéliser les variables hydro-météorologiques ou des transformées de ces variables (les racines carrées par exemple) par le passé. Mais la théorie des valeurs extrêmes ne fait de ces deux lois que des cas particuliers d'une loi généralisée comptant donc un paramètre supplémentaire.

Toutes ces raisons font que, comme pour le choix du seuil évoqué au paragraphe 2.2, la sélection d'une loi doit être argumentée de manière totalement transparente.

4. L'EXTRAPOLATION VERS LES VALEURS TRÈS RARES

Le choix d'un type de loi ne donne pas immédiatement la solution de l'affectation d'une probabilité à une valeur extrême. On vient en effet de rappeler l'existence de paramètres attachés à ces lois. La loi GEV en compte par exemple 3, alors que la loi de Gumbel, qui en fixe un *a priori*, n'en compte que 2. Pour aller plus loin, ces paramètres doivent être estimés par ajustement de la loi à l'échantillon disponible.

4.1. L'AJUSTEMENT DES LOIS AUX ÉCHANTILLONS

Plusieurs méthodes sont utilisées pour ajuster des lois de probabilités aux échantillons disponibles. On peut citer en premier lieu la méthode des moments qui consiste à trouver la combinaison des p paramètres qui permet d'obtenir des moments théoriques d'ordre 1 à p de la loi ajustée correspondant aux moments empiriques de l'échantillon. Cette méthode a fait l'objet de variantes plus ou moins sophistiquées (L-moments ou moments pondérés notamment). Les paramètres peuvent être également calés par la méthode du maximum de vraisemblance qui consiste à choisir le jeu de paramètres qui maximise la vraisemblance de l'échantillon.

Il est évident que l'on ne citerait pas toutes ces méthodes si elles donnaient des résultats identiques ou si l'une d'entre elles était parfaite. Il est facile de se convaincre qu'aucune ne l'est en générant aléatoirement des échantillons à partir d'une loi et en comparant les paramètres estimés d'après ces échantillons aux paramètres ayant servi à leur génération. L'erreur commise (dispersion d'échantillonnage) est un problème récurrent dans le cadre des études de valeurs extrêmes car elle influe particulièrement sur le résultat final.

4.2. LES INTERVALLES DE « CONFIANCE »

On utilise couramment une telle mesure de cette dispersion d'échantillonnage, pour apprécier, en partie au moins, l'ampleur de l'incertitude associée à ce processus d'estimation. La manière la plus courante consiste à appliquer, par simulation ou par calcul analytique, la méthode précédente et à définir ce que serait la distribution statistique de l'estimation d'un paramètre ou d'un quantile de la loi considérée, estimation réalisée sur des échantillons – de mêmes tailles que l'échantillon initial – prélevés aléatoirement dans la population correspondant aux paramètres estimés. Cette distribution est généralement résumée à la donnée de l'intervalle formé par deux quantiles symétriques : on obtient par exemple l'intervalle de « confiance » à 90 % sur un paramètre ou un quantile en utilisant les quantiles 5 % et 95 % de la distribution considérée.

Il faut noter que cet intervalle de confiance, contrairement à une idée répandue, n'est pas la réponse à ce que l'on cherche le plus souvent : il donne la distribution de ce que l'on estimerait à partir d'une valeur considérée comme vraie, alors qu'il serait plus utile d'appréhender, à l'inverse, la probabilité de la « vraie » valeur à partir de ce que l'on a estimé. La réponse à cette dernière question peut être apportée par « l'intervalle de crédibilité » fourni par l'approche bayésienne. Mais cette démarche nécessite de définir une distribution *a priori* des paramètres de la loi, distribution plus ou moins arbitraire qui influe sur le résultat.

Quel que soit l'intervalle calculé, de confiance ou de crédibilité, le nombre de paramètres de la loi conditionne la précision de l'estimation. Pour une même loi, l'ajustement sera toujours d'autant plus robuste que le nombre de valeurs sur lequel il porte est élevé. Mais on considère généralement que l'ajustement d'une loi à 3 paramètres à un échantillon de quelques dizaines de valeurs donne des résultats très aléatoires et on conseille vivement un minimum de 60 observations pour cette opération.

4.3. LES TESTS D'ADÉQUATION

Non seulement, comme on vient de le voir, le fait d'avoir appliqué avec succès une méthode d'estimation de paramètres ne signifie pas qu'ils ont été estimés avec précision, mais il faut aussi se souvenir que la loi elle-même résulte d'un choix du modélisateur, une hypothèse qui n'échappe pas au doute scientifique. L'adéquation de la loi ajustée à l'échantillon doit donc être vérifiée. Des tests statistiques sont possibles (Chi 2, Kolmogorov-Smirnoff) mais un contrôle visuel apporte l'essentiel de l'information. Il suffit de comparer la fonction de répartition théorique ajustée aux observations associées à leurs fréquences empiriques.

Notons à cet égard qu'il existe divers systèmes d'affectation de fréquences empiriques. Le seul qui soit non-biaisé en probabilités consiste à associer à l'observation de rang i (après classement d'un échantillon de n valeurs dans l'ordre croissant) la fréquence $i/(n+1)$.

Si cette fréquence $i/(n+1)$ correspond *a priori* en moyenne à la « vraie » probabilité de non-dépassement, on doit se rappeler que l'absence de biais ne signifie pas absence de dispersion et que, même sous les hypothèses de stationnarité et d'indépendance temporelle, la « vraie » probabilité de dépassement du maximum observé dépend énormément du hasard lié au prélèvement de l'échantillon.

La **figure 1** montre ce que l'on devrait systématiquement avoir en tête durant l'examen visuel d'une fonction de répartition empirique : la position *a priori* du dernier point sur l'échelle des probabilités est très imprécise. La durée de retour de 81 ans est d'ailleurs ici certainement très surestimée au vu des débits observés sur la Loire durant les années 1846, 1856, 1866 et 1872 (respectivement 6 300 m³/s, 6 300 m³/s, 6 000 m³/s, et 4 500 m³/s). L'intervalle à 95 % représenté sur cette figure laisse deviner l'imprécision dans l'ajustement d'une loi à 3 paramètres, même avec 80 observations.

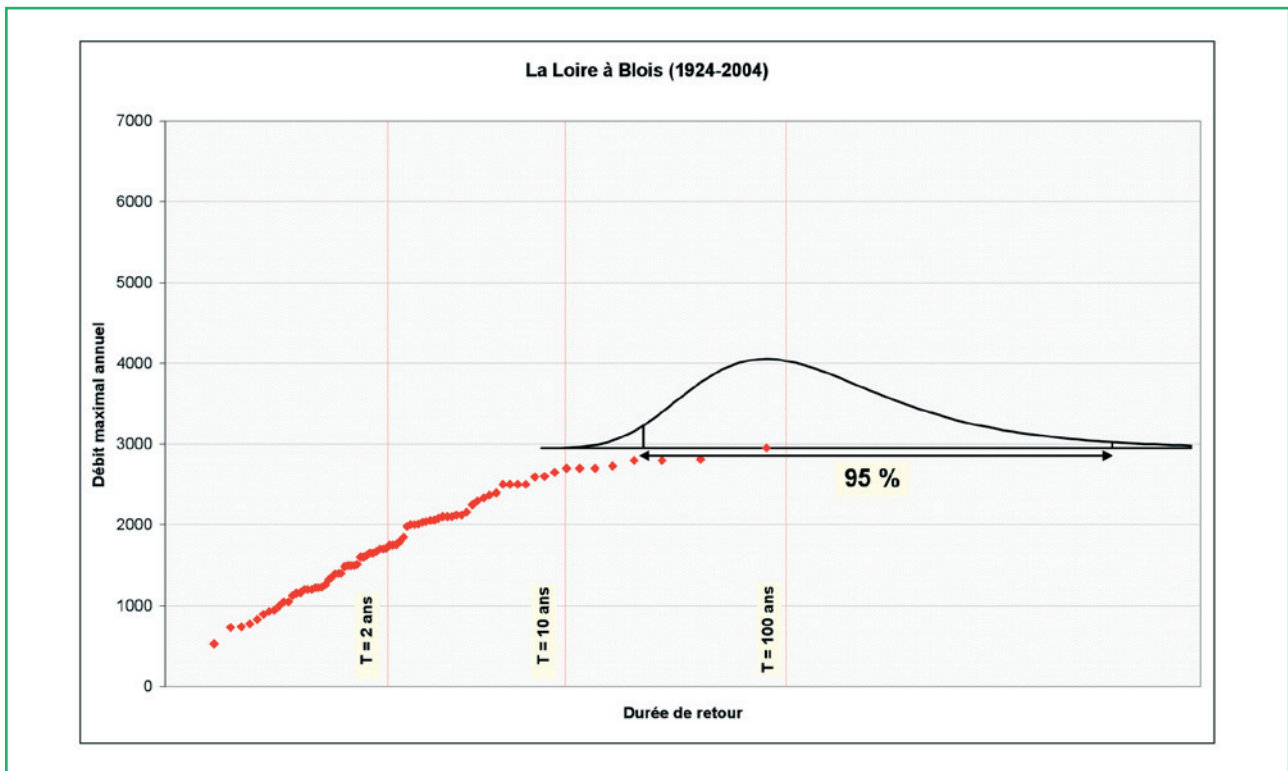


Figure 1 Distribution empirique d'une série de débits annuels de la Loire à Blois.

4.4. LA PRÉSENCE DE HORSAINS

Étymologiquement, un horsain est un individu étranger au groupe. Dans la pratique statistique, on parle de horsain lorsqu'un échantillon contient une observation « anormalement » élevée pour la longueur de l'échantillon ou, plus objectivement, une observation dont la probabilité empirique de dépassement serait bien supérieure à sa probabilité modélisée. Dans les études de dimensionnement face aux valeurs extrêmes, il serait évidemment paradoxal de rejeter un tel horsain du champ de l'étude, à moins d'avoir pu démontrer qu'il était un simple artefact produit, par exemple, par une défaillance météorologique. L'argument selon lequel ces horsains suivraient une autre loi conduirait plutôt, si l'on ne devait y sacrifier toute robustesse, à éliminer les autres observations avant l'ajustement d'une loi modélisant l'apparition de valeurs extrêmes.

C'est souvent la présence d'un horsain dans un échantillon qui amène à se poser des questions sur la robustesse de l'estimation et à redouter une sous-estimation des probabilités de valeurs extrêmes. Pourtant, en toute logique, s'il y a sous-estimation, celle-ci serait encore plus forte sans le horsain : on devrait donc s'inquiéter davantage face à des échantillons sans horsains !

La réponse à ce problème doit être globale : la **figure 1** du paragraphe 4.3 montre que la rationalité du dimensionnement serait en échec s'il dépendait trop du maximum observé sur une période limitée. Envisager un traitement particulier en présence de horsain trahirait la vulnérabilité de la méthode (que se serait-il passé si on n'avait pas eu la « chance » d'observer ce horsain ?). Comme on le verra au paragraphe 4.6, la bonne solution se situe en amont du traitement statistique de l'échantillon dans une recherche plus large de horsains menant au juste choix de la loi et, éventuellement, du mode d'estimation de ses paramètres.

4.5. L'EXTRAPOLATION VERS LES VALEURS EXTRÊMES

En théorie, après l'ajustement des paramètres, il n'y a plus aucune difficulté pour calculer les quantiles recherchés de la variable aléatoire. Mais le résultat de ce dernier calcul est parfois présenté rapidement (« la valeur millénaire vaut x »). On devrait toujours se forcer à rappeler : « sous l'hypothèse que le phénomène considéré se comporte comme une variable aléatoire gouvernée par la loi L, que le phénomène puisse être considéré comme stationnaire, que l'échantillon de valeurs disponibles ne soit pas biaisé et qu'en particulier la période d'observation soit statistiquement représentative et permette donc une estimation correcte des paramètres de la loi L, alors ... ». En effet, même dans le référentiel théorique, les quantiles calculés ainsi ne sont que des estimations.

En fait, compte tenu des erreurs possibles et de leurs conséquences importantes au niveau des quantiles élevés, il serait sage d'envisager d'autres possibilités avant d'affecter une probabilité à une valeur quelconque. La conclusion de cet exercice n'a pas forcément à déboucher sur la donnée d'une incertitude liée à un quantile, présentation qui ne facilite pas l'action du décideur comme on l'a vu plus haut. Elle gagnerait par contre à présenter une probabilité synthétique, d'après tous les cas crédibles *a posteriori*. Les outils qui se sont développés pour mettre les ressources du calcul automatique au service des méthodes bayésiennes rendent envisageables de tels résultats.

4.6. LES POINTS D'APPUI COMPLÉMENTAIRES AU TRAITEMENT STATISTIQUE LOCAL

Les paragraphes précédents font ressortir la fragilité potentielle de l'estimation statistique locale d'un phénomène de durée de retour élevée. Une série locale d'observations, fût-elle centenaire, peut, on l'a vu plus haut dans le cas des débits de la Loire, être totalement trompeuse sur le comportement asymptotique du phénomène. Cette fragilité exige donc des points de repère complémentaires qui peuvent être recherchés dans plusieurs directions.

Dans le prolongement du traitement statistique local classique d'une série de mesures, il faut inventorier les moyens de remonter le passé au-delà de l'observation régulière fournie par la série. Il est en effet possible que des traces subsistent d'événements exceptionnels précédant l'apparition des mesures « modernes ». Dans le cas des débits, les niveaux des plus fortes crues des siècles antérieurs ont par exemple souvent été exploités, le « renouvellement » apportant un cadre méthodologique rigoureux à l'exploitation de ces témoignages du passé.

Lorsque les témoignages humains font défaut, il arrive encore que des « proxy-data » apportent indirectement une information sur le phénomène étudié. On peut penser à l'analyse et la datation des dépôts laissés par les crues dans leur champ d'expansion. Les études rétrospectives du climat, des carottes de glace aux examens des foraminifères, fournissent de très bons exemples de reconstitution d'information par des voies détournées. Mais, dans notre cas, on doit veiller en remontant ainsi le passé à tenir compte des non-stationnarités possibles : les crues glaciaires des millénaires précédents sont de peu d'intérêt pour le dimensionnement d'installations modernes, enfin, espérons-le !

Lorsque l'extension temporelle d'une série échoue à apporter la robustesse supplémentaire dont on a besoin, on peut se rabattre sur le foisonnement spatial de l'information pour pallier l'insuffisance temporelle. On peut, par exemple, penser qu'un orage particulièrement intense ayant affecté une localité aurait tout aussi bien pu toucher un lieu proche soumis *a priori* au même climat. Néanmoins, cet exercice demande encore plus de prudence que le précédent. L'hétérogénéité spatiale de l'aléa peut interdire l'utilisation de séries éloignées, voire proches quand la géographie locale (le relief notamment) a une forte influence sur l'aléa. Mais, à l'opposé, les séries proches peuvent souffrir d'une telle corrélation entre elles que le foisonnement espéré soit illusoire. Ce recul régional n'en reste pas moins une ressource de choix pour valider les modes de décroissance de probabilité dans le domaine des phénomènes extrêmes. L'utilisation de lois à 3 paramètres semble très périlleuse en l'absence d'un tel point d'appui.

Une réflexion sur la physique du phénomène à risque est précieuse pour guider l'extrapolation vers les extrêmes. Par exemple l'estimation des probabilités de crues sur des bassins de taille moyenne a beaucoup progressé lorsque le phénomène de saturation du bassin versant par les précipitations a été explicitement pris en compte par la méthode du Gradex, de la même manière que l'analyse de la houle ou des surcotes marines peut bénéficier de tout progrès dans la connaissance du vent ou de la pression atmosphérique.

Enfin, il est parfois possible de gagner un peu de robustesse en profitant de la connaissance de l'aléa à un pas de temps différent. Qu'il s'agisse de cumulés ou de valeurs moyennes, les quantiles des lois décrivant ces variables à des pas de temps voisins sont liés les uns aux autres par une relation qui doit posséder une certaine régularité : si le rapport de l'estimation de la pluie centennale en 2 h à celle de la pluie centennale en 1 h est nettement plus important au site A qu'au site B, cela peut signaler une sous-estimation du risque de pluie en 1 h au point A ou du risque de pluie en 2 h au point B... Le « lissage » qui peut ainsi être opéré par des méthodes « intensité-durée-fréquence » apportera par la même occasion un surcroît de robustesse aux évaluations. Ce lissage peut être implicite si l'on utilise des générateurs stochastiques modélisant la structure temporelle du phénomène (Cf. la description du modèle Shypre dans la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site »).

Face aux questions posées sur la pertinence de toute méthode d'estimation des probabilités de valeurs extrêmes, la validation pratique reste une ressource irremplaçable. En appliquant systématiquement la méthode M *a posteriori* dans tous les cas comparables, aurait-on enregistré un nombre correct de dépassements des quantiles estimés ? Les limites que l'on a vues plus haut (nombre de séries disponibles, extension temporelle, corrélation spatiale du phénomène, hétérogénéité spatiale de l'aléa, non-stationnarités) ne doivent pas dissuader de pousser l'exercice le plus loin possible.

On peut citer à ce titre les exemples de la méthode du Gradex et de la méthode Schadx, présentés dans la contribution « Les pluies et le ruissellement induit sur le site ».



LES SYSTÈMES D'ALERTE DES PLUIES ET DES DÉBITS

Auteur principal

C. Perret (EDF/DTG)

Contributeurs

C.-M. Duluc (IRSN), R. Garçon (EDF/DTG), V. Rebour (IRSN)

1. LA DÉMARCHE GÉNÉRALE	286
1.1. DÉFINIR LE RISQUE	286
1.2. METTRE EN PLACE UNE ORGANISATION	286
1.3. DÉFINIR LE DÉLAI D'INTERVENTION	287
1.4. DISPOSER D'OUTILS	287
2. LE RISQUE DE CRUE SUR LES GRANDS BASSINS VERSANTS	287
2.1. LE NIVEAU DE RISQUE	287
2.2. L'ORGANISATION	287
2.2.1. Les états de la surveillance	287
2.2.2. Les facteurs déclenchants	288
2.3. LES OUTILS	289
3. LE RISQUE DE CRUE SUR LES PETITS BASSINS VERSANTS	289
3.1. LE NIVEAU DE RISQUE	289
3.2. L'ORGANISATION	289
3.2.1. Les états de la surveillance	289
3.2.2. Les facteurs déclenchants	290
3.3. LES OUTILS	290
4. LE RISQUE DE PLUIE DIRECTE SUR LE SITE	290
4.1. LE NIVEAU DE RISQUE	290
4.2. L'ORGANISATION	290
4.3. LES OUTILS	291
5. CONCLUSION	291

1. LA DÉMARCHE GÉNÉRALE

1.1. DÉFINIR LE RISQUE

Les Installations nucléaires de base (INB) sont conçues de manière à minimiser les risques de dommages dus aux inondations consécutives à des phénomènes naturels. Toutefois, la survenance d'un événement extrême dont les conséquences ne seraient pas totalement prises en compte n'étant pas exclue, il convient de mettre en place un dispositif d'alerte qui le cas échéant, permettra aux exploitants de mettre l'installation en état sûr.

Avant d'exposer la méthodologie de conception d'un tel dispositif, il paraît utile de faire quelques rappels concernant la notion de risque.

Le risque est constitué par le croisement de deux paramètres :

- l'**aléa**, caractérisé par son intensité, sa rapidité et la probabilité d'occurrence. Dans le cas d'une inondation dont l'origine est un phénomène naturel, ce dernier correspond à un événement météorologique ;
- la **vulnérabilité** des installations qui dépend du dimensionnement des ouvrages au moment de la conception.

Pour réduire le risque, on met en œuvre des **parades**. Ces dernières consistent en général à réduire la vulnérabilité des installations en augmentant par exemple le niveau des protections. Ce type de parade trouve cependant une limite lorsque le coût de mise en œuvre devient disproportionné relativement à l'amélioration du niveau de protection. Une autre méthode consiste à améliorer la **détection** de l'aléa de manière à prendre les dispositions d'exploitation qui mettent les installations en état sûr.

La **déteçtabilité** d'une situation météorologique qui peut conduire à un événement majeur, reste un exercice difficile qui nécessite de mettre en œuvre plusieurs techniques complémentaires. On développe ci-après une méthodologie de conception d'un tel système.

Quel que soit l'aléa contre lequel on veut se prémunir, la connaissance du niveau de risque reste un préalable à toute entreprise de conception d'un système d'alerte. Cela revient à caractériser l'aléa et la vulnérabilité correspondante de l'installation.

Cette phase fait partie intégrante de la démarche de conception de l'INB. Elle en constitue finalement le point de sortie qui va conduire à la mise en place du système d'alerte qui représente la ligne ultime de défense contre l'aléa.

1.2. METTRE EN PLACE UNE ORGANISATION

Mettre en place une organisation qui prenne en compte la possibilité de survenance d'un événement exceptionnel constitue la base d'un système d'alerte. Cette organisation des conditions particulières d'exploitation ne peut dépendre que de l'organisation ordinaire choisie par l'exploitant de l'INB. Aussi, est-il impossible d'en dresser ici une description détaillée. On ne peut donner que quelques principes de base :

- l'organisation ordinaire doit inclure le souci de la survenance d'un événement climatique exceptionnel dès lors que la phase de conception a laissé paraître un risque attaché à cet événement ;
- l'organisation en conditions particulières est clairement décrite dans des procédures ;
- des exercices sont organisés pour tester la mise en œuvre des parades consécutives à la survenance de l'aléa.

La conséquence de ces principes est la définition **d'états de surveillance**. Le nombre d'états dépend de la cinétique du phénomène contre lequel on veut se prémunir et de sa prévisibilité. On aura ainsi un minimum de deux états lorsque le phénomène est très rapide et peu prévisible et on pourra aller jusqu'à quatre états lorsque le phénomène est plutôt lent et bien prévisible.

On retiendra que l'état de veille constitue l'état de base pour la surveillance d'un aléa qui peut conduire à des désordres dans une INB ce qui veut dire que le souci de la survenance reste permanent.

Le passage d'un état de surveillance à un état supérieur se fait sur le constat de **facteurs déclenchants**.

1.3. DÉFINIR LE DÉLAI D'INTERVENTION

Le délai d'intervention correspond au temps nécessaire à l'exploitant pour effectuer les actions prévues par l'état de surveillance requis par la situation.

1.4. DISPOSER D'OUTILS

L'organisation doit disposer d'outils pour mener à bien sa tâche de surveillance. Par outils, on entend des moyens mis à disposition des acteurs de l'INB leur permettant de construire et de motiver une prise de décision. Ces outils peuvent être classés en trois catégories :

- les observations des phénomènes qui sont issues de dispositifs de mesure qui peuvent être situés au droit de l'INB et placés sous la responsabilité de son personnel mais aussi des matériels situés en dehors du périmètre de l'INB mais dont la connaissance apporte un plus évident à la compréhension de l'événement ;
- les prévisions des phénomènes qui sont fournies à l'exploitant de l'INB par des organismes spécialisés, par convention ou par contrat et dont la finalité est d'améliorer le niveau de protection de l'INB relativement à l'aléa surveillé ;
- les autres informations qui peuvent être :
 - des prévisions émises par les services de l'État ou autres organismes au titre de leur mission de service public ;
 - des informations par voie de presse ;
 - des informations émanant d'autres industriels confrontés au même aléa et qui par convention ou par solidarité font jouer leur devoir d'alerte.

L'usage de ces trois types d'outils dépend de l'aléa, de sa cinétique, de sa prévisibilité ainsi que du délai d'intervention nécessaire à chaque état.

2. LE RISQUE DE CRUE SUR LES GRANDS BASSINS VERSANTS

2.1. LE NIVEAU DE RISQUE

Les études de conception de l'INB permettent de définir un niveau d'eau consécutif à une situation de crue. Dans le cadre de ce dimensionnement, il peut être nécessaire de mettre en place des parades qui améliorent la gestion de cette situation délicate. Pour anticiper leur mise en œuvre, il est indispensable de disposer d'un système d'alerte. Ce dernier consiste à surveiller et à anticiper les évolutions de débit du fleuve ou de la rivière qui génère la situation car le débit est le seul paramètre prédictible et conservatif sur le linéaire.

La vulnérabilité de l'installation doit être clairement décrite : inondation de la plate-forme de l'îlot nucléaire, isolement du site, inondation du poste d'interconnexion, inondation de la station de pompage, etc.

La suite de cette partie présente les principes de systèmes d'alerte mis en place sur les CNPE de sites fluviaux.

2.2. L'ORGANISATION

2.2.1. Les états de la surveillance

Quatre niveaux de surveillance sont définis :

- la veille qui correspond à l'état habituel de fonctionnement. Le risque inondation est toujours identifié comme potentiel et la surveillance s'exerce ;

- la vigilance lorsque certains paramètres ont été dépassés. Des dispositions préventives peuvent être enclenchées par l'exploitation de l'INB ;
- la pré-alerte lorsque le niveau du fleuve ou de la rivière atteint des valeurs qui impliquent la mise en œuvre de mesures préventives plus contraignantes ;
- l'alerte lorsque la procédure de repli doit être déclenchée pour garantir un état sûr de l'installation nucléaire.

2.2.2. Les facteurs déclenchants

Les facteurs déclenchants sont constitués par des **seuils de débit ou de gradient** de débit dont le dépassement ou la prévision de dépassement font passer à l'état de surveillance supérieur. La prévision pourra être valorisée pour relaxer un état si elle a été émise de manière formelle par l'organisme en charge de la surveillance pour le compte de l'INB.

Les seuils sont calés sur la base de :

- l'hydrogramme de référence qui constitue une représentation possible et somme toute probable de la crue millénale majorée au droit de l'INB ;
- la valeur de débit correspondant à la vulnérabilité telle qu'elle a été définie ;
- le délai d'intervention tel qu'il a été défini par l'exploitant de l'INB.

Dans la mesure du possible, le seuil de débit est calculé en retranchant au débit correspondant à la vulnérabilité (cf. figure 1), le produit du gradient maximum de l'hydrogramme de référence et de la durée du délai d'intervention (cas 1). Si le débit ainsi obtenu conduit à une entrée dans l'état supérieur trop fréquente, non compatible avec l'esprit d'un système d'alerte, pré-alerte déclarée plusieurs fois par an par exemple, le seuil est lu directement sur l'hydrogramme de référence (cas 2).

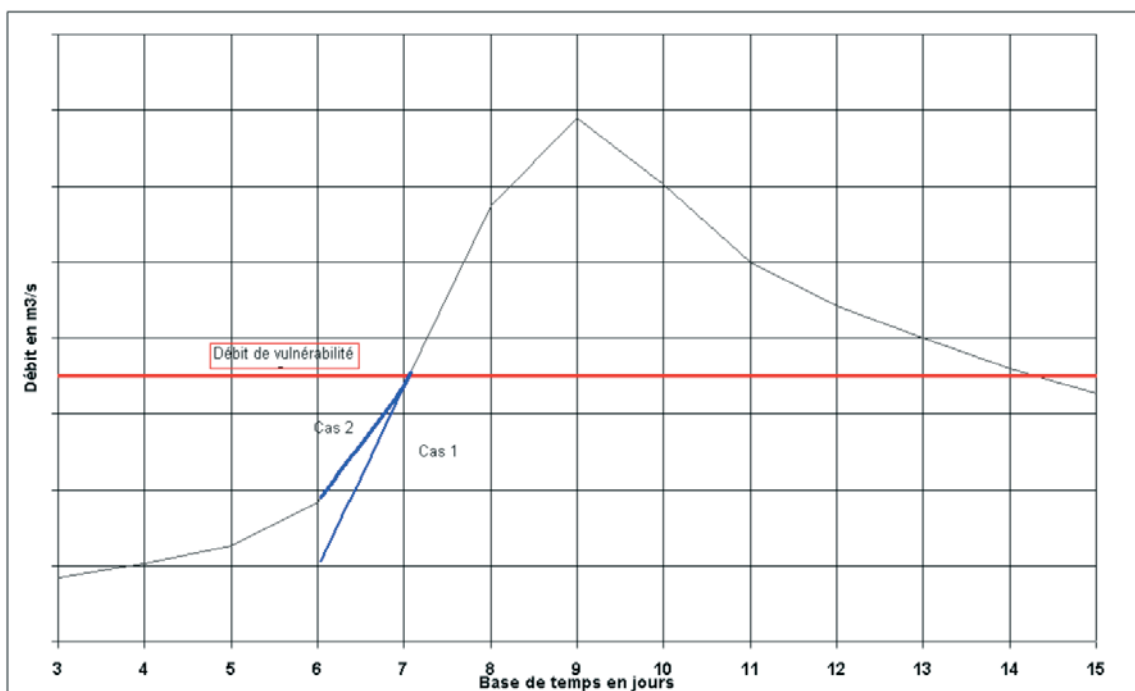


Figure 1

soit :

Q_v : le débit correspondant à la vulnérabilité de l'INB ;

G_M : le gradient maximum de l'hydrogramme de référence ;

D_i : le délai d'intervention nécessaire ;

Q_s ; le débit seuil est calculé de la manière suivante :

$$\text{Cas 1 : } Q_s = Q_v - G_M \cdot D_i$$

$$\text{Cas 2 : } Q_s = Q_{(v-D_i)}$$

où $Q_{(v-D_i)}$ est le débit lu sur l'hydrogramme de référence à un temps D_i précédent Q_v .

Le gradient est choisi quant à lui de telle sorte que la fréquence d'occurrence d'observation soit équivalente à celle du seuil de débit.

2.3. LES OUTILS

Chaque site doit disposer des trois types d'outils tels que définis ci-après :

- les observations de débit au droit du site et si possible en amont du site ;
- les prévisions de débit délivrées par un organisme spécialisé dont la prestation sera centrée sur les besoins de l'INB ;
- les autres informations telles que le site « Vigicrues » du ministère de l'écologie, la carte vigilance du site Météo-France, etc.

Les prévisions de débit sont indispensables. Elles permettent soit de dégager des marges au cas où la simple observation du débit au droit du site suffit à obtenir le délai d'intervention défini (cas 1 du § 2.2.2), soit de garantir ce délai si l'observation s'avère insuffisante (cas 2 du § 2.2.2).

3. LE RISQUE DE CRUE SUR LES PETITS BASSINS VERSANTS

3.1. LE NIVEAU DE RISQUE

Les études de conception permettent de définir un niveau d'eau qui conduit à une situation hors du dimensionnement de l'INB. Ce niveau est rattaché à un débit de la rivière qui génère la situation car le débit est le seul paramètre prédictible et conservatif sur le linéaire.

La vulnérabilité de l'installation doit être clairement décrite : inondation de la plate-forme de l'îlot nucléaire, isolement du site, inondation du poste d'interconnexion, inondation de la station de pompage, etc.

3.2. L'ORGANISATION

3.2.1. Les états de la surveillance

Deux cas sont envisagés pour tenir compte de la cinétique des bassins versants :

- les bassins à cinétique faible, qui permet de revenir au cas des grands bassins versants ;
- les bassins à forte cinétique, qui oblige à réduire le nombre de phases de la surveillance :

- la veille, qui correspond à l'état habituel de fonctionnement. Le risque inondation est toujours identifié comme potentiel et la surveillance s'exerce ;
- la vigilance, lorsqu'une situation météorologique à risque est détectée. Dans certains cas de bassins à réponse très rapide, cette détection peut suffire à déclencher l'état d'alerte ;
- l'alerte, lorsque la procédure de repli doit être déclenchée pour garantir un état sûr de l'installation nucléaire.

3.2.2. Les facteurs déclenchants

Dans le cas des petits bassins versants à forte cinétique, on ne peut pas envisager la notion de seuil comme facteur déclenchant.

On aura alors recours à la prévision de dépassement du débit de vulnérabilité et/ou à la détection d'une situation à risque sur la base d'une prévision météorologique.

3.3. LES OUTILS

Dans le cas des bassins versants à forte cinétique, l'observation des débits au droit du site reste indispensable sauf dans les cas très particuliers où le bassin versant est sec la plupart du temps et ne fonctionne que lors de situations d'orages.

Les prévisions de débit si elles sont possibles, seront délivrées par un organisme spécialisé dont la prestation sera centrée sur les besoins de l'INB.

Les prévisions météorologiques devront être centrées sur le besoin des exploitants de l'INB.

D'autres informations telles que le site Vigicrues du ministère de l'écologie, la carte vigilance du site Météo-France, pourront être mises à profit.

4. LE RISQUE DE PLUIE DIRECTE SUR LE SITE

4.1. LE NIVEAU DE RISQUE

Les études de conception des INB prennent en compte les précipitations pour le dimensionnement des réseaux d'évacuation en définissant une intensité limite de précipitation (quantité de précipitation en mm sur un laps de temps donné).

Si un risque d'inondation de parties sensibles de l'installation est identifié, on considère qu'il existe une vulnérabilité qu'il convient de traiter par système d'alerte.

L'intensité en mm/pas de temps en minutes ou en jour de la pluie définit le seuil critique de la pluviométrie à surveiller (Pc).

4.2. L'ORGANISATION

Compte tenu de la cinétique des phénomènes et des capacités de prévisions, on ne retient que deux phases pour la surveillance :

- la veille, qui correspond à l'état habituel de fonctionnement. Le risque inondation est toujours identifié comme potentiel et la surveillance s'exerce ;
- l'alerte, lorsque le risque de dépassement est détecté.

4.3. LES OUTILS

La mesure de la pluie sur une INB est utile pour le retour d'expérience et pour les modifications de dimensionnement. Elle n'a pas d'intérêt pour la surveillance des situations à risque car lorsque le phénomène est engagé, il est déjà trop tard.

La suite de cette partie présente les principes d'un système d'alerte sur les pluies mis en place sur certains CNPE.

Le système d'alerte repose alors uniquement sur les prévisions de précipitations qui ne peuvent être effectuées que par un organisme spécialisé qui dispose de l'outillage adapté à ce type de prestations : imagerie radar, modèles de prévisions météorologiques, etc.

Compte tenu de la difficulté de prévoir les précipitations à des pas de temps fins, on retient le principe de construire la surveillance sur un pas de temps de 24 heures :

L'intensité des précipitations en valeur absolue définit le seuil S minimum (mm/24 h) de la pluviométrie à surveiller. Cette disposition dégage en principe un conservatisme suffisant pour la surveillance des épisodes météorologiques bien organisés. Le seuil S pourra toutefois être réduit à partir de l'analyse qualitative de la relation entre la pluie à pas de temps fin et la pluie journalière sur le site considéré.

On retient donc : $S \leq P_c$

La surface de collecte des eaux pluviales des CNPE est telle qu'elle ne permet pas de qualifier des seuils de surveillance à partir des observations de précipitations. La notion de seuils d'anticipation n'est donc pas applicable. C'est donc sur **la prévision de dépassement du seuil** que reposera en partie le système d'alerte.

Les pluies de forte intensité pouvant survenir lors d'épisodes locaux que les modèles numériques ne détectent pas forcément bien, **il est recommandé d'associer la prévision de dépassement du seuil journalier à la prévision de risque orange.**

5. CONCLUSION

La mise en place de système d'alerte pour améliorer l'anticipation des événements de crue sur les grands bassins versants est une disposition qui ne pose pas de problème insurmontable. La complémentarité des outils qu'il est aujourd'hui possible de mettre en œuvre, permet d'accorder une bonne confiance quant à l'efficacité de ces dispositifs. Toutefois, c'est l'organisation mise en place par les exploitants des installations qui reste dans tous les cas, le facteur déterminant de l'efficacité globale du système d'alerte.

La mise en œuvre de systèmes d'alerte concernant les pluies directes sur un site ou un petit bassin versant à cinétique rapide est beaucoup plus délicate. Une surveillance fine ne peut se concevoir sans moyens très sophistiqués qui sortent du champ des limites acceptables par un opérateur industriel. Le recours à des prestations d'organismes spécialisés apparaît possible à condition d'accepter des mises en alerte nombreuses. Compte tenu de ces éléments, et des difficultés pratiques pour intervenir sur place dans des conditions de pluies extrêmes, avec un délai d'intervention court, le groupe de travail souligne les limites des systèmes d'alerte sur les pluies locales ou les crues de petits bassins versants.

Le groupe de travail considère que les systèmes d'alerte des crues de grands bassins versants peuvent avoir une bonne fiabilité, et souligne que ce niveau de fiabilité n'est pas atteint par les systèmes d'alerte actuels existants pour les pluies tombant sur site, ni pour les crues de petits bassins versants à cinétique rapide.