




ANNEXE 6

Rapport phase 2 *Caractérisation des aléas*

Date d'approbation : 25 AOUT 2016

Signature :

Préfet de la région Bretagne,
Préfet d'Ille-et-Vilaine


Christophe MIRMAND



Liberté • Égalité • Fraternité
REPUBLIQUE FRANÇAISE

PREFET D'ILLE-ET-VILAINE

Direction Départementale
des Territoires, du Climat et de la Mer
d'Ille-et-Vilaine

PLAN DE PREVENTION DES RISQUES LITTORAUX PPRL MARAIS DE DOL

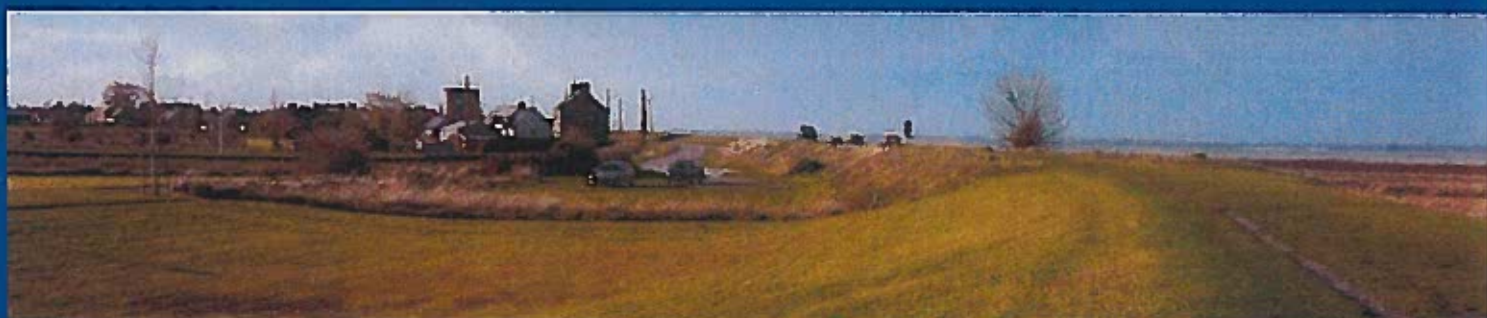


Photo : Geos AEL ©



hydratec
groupe setec

ASCÖNIT
CONSULTANTS



Phase 2 : caractérisation de l'aléa

Version du 28 octobre 2014



SOMMAIRE

1	OBJET	3
2	CARACTERISATION DE L'ALEA SUBMERSION MARINE	5
2.1	DEFINITION DE LA SUBMERSION	5
2.2	DEFINITION DE L'EVENEMENT DE REFERENCE	5
2.2.1	<i>Préambule</i>	5
2.2.2	<i>Niveau marin extrême centennal</i>	6
2.2.3	<i>Houle du large</i>	7
2.3	QUALIFICATION DE L'ALEA DE SUBMERSION MARINE.....	10
2.3.1	<i>Méthodologie</i>	10
2.3.2	<i>Logiciel utilisé : Hydrariv</i>	10
2.3.3	<i>Scénarios étudiés</i>	12
2.3.4	<i>Définition de la condition aux limites marines</i>	18
2.4	RESULTATS DU MODELE	19
2.4.1	<i>Scénario 1 : Evénement de référence actuel, en l'absence d'ouvrages</i>	19
2.4.2	<i>Scénario 2 : Evénement de référence actuel avec les hypothèses de brèches</i>	20
2.4.3	<i>Scénario 3 : Evénement de référence à horizon 2100 avec les hypothèses de brèches</i>	21
2.5	CARACTERISATION DE L'ALEA.....	23
ANNEXE 1		
1.1	CALCUL DES SURCOTE DE PLEIN MER.....	27
1.2	ANALYSE PAR LA METHODE POT	36
1.3	CONVOLUTION SURCOTE/MAREE	40
ANNEXE 2		
2.1	PRESENTATION GENERALE.....	45
2.1.1	<i>Présentation générale</i>	45
2.1.2	<i>Architecture du logiciel</i>	46
2.1.3	<i>Flexibilité d'utilisation</i>	47
2.1.4	<i>Découpage en sous-modèles</i>	49
2.2	LE MODULE HYDRAULIQUE.....	49
2.2.1	<i>Le domaine filaire (ou multifilaire selon les cas)</i>	49
2.2.2	<i>Le domaine casier</i>	51
2.2.3	<i>Le domaine bidimensionnel (2D)</i>	51
2.2.4	<i>Prise en compte des singularités</i>	51
2.2.5	<i>Les liaisons latérales</i>	51
2.2.6	<i>Couplage 1D-2D</i>	52
2.2.7	<i>Le domaine Zone Urbaine Inondable (ZUI)</i>	53
2.3	MODULE HYDRAULIQUE : FORMULATIONS MISES EN OEUVRE.....	54
2.3.1	<i>Tronçon de vallée en représentation filaire</i>	54
2.3.2	<i>Tronçon de collecteur</i>	59
2.3.3	<i>Les singularités en ligne</i>	61
2.3.4	<i>Domaine casier</i>	62
2.3.5	<i>Liaisons latérales</i>	63
2.3.6	<i>Domaine 2D</i>	64
2.3.7	<i>Discussion</i>	69
2.3.8	<i>Le module hydrosédimentaire</i>	70
2.3.9	<i>Cartographie des zones inondables</i>	70



1 OBJET

La vulnérabilité d'une grande partie du littoral français s'illustre à travers des phénomènes tels que le recul du trait de côte, la submersion marine ou l'érosion des dunes. Ces processus directement liés à l'action marine peuvent être aggravés par les activités humaines.

Le littoral constitue également une zone de forte fréquentation, ce qui se traduit par une urbanisation intensive de plus en plus proche de la mer et donc de plus en plus vulnérable aux aléas liés à la mer.

Afin de limiter la vulnérabilité des biens et des personnes, des plans de prévention des risques littoraux (PPRL) sont élaborés.

L'élaboration des Plans de Prévention des Risques «littoraux» sur différentes communes du département d'Ille-et-Vilaine ont été prescrits suite à la circulaire « XYNTHIA » du 7 avril 2010.

Dans ce contexte, c'est en association avec **Asconit Consultants** et **Géos-AEL** que la société **Hydratec** a réalisé l'étude nécessaire à l'élaboration du Plan de Prévention des Risques Littoraux du Marais de Dol pour le compte de la DDTM d'Ille-et-Vilaine.

Les Plans de préventions des risques naturels prévisibles sont régis par les articles L 562-1 à L562-9 du Code de l'environnement. Le décret n°95 1089, modifié par les décrets n°2005-3 du 4 janvier 2005, n°2007-1467 du 16 octobre 2007 et la loi n°2010-788 du 12 juillet 2010, précise les procédures et dispositions relatives à l'élaboration des plans de préventions des risques naturels prévisibles

La méthodologie suivie pour l'étude repose également sur les recommandations et directives décrites dans la circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques naturels littoraux et sur le guide méthodologique relatif au Plan de prévention des risques littoraux (actualisé en mai 2014) réalisé sous maîtrise d'ouvrage de la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR) du Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie (MEDDE).

La réalisation de cette étude comprend **5 phases** :

- **Phase 1** : analyse préalable du site
- **Phase 2** : Caractérisation de l'aléa
- **Phase 3** : Définition des enjeux
- **Phase 4** : Cartographie de zonage réglementaire
- **Phase 5** : Assistance à la maîtrise d'ouvrage pour l'enquête publique

La phase 1 a permis d'apporter des éléments nécessaires aux choix de l'événement naturel de référence, de la méthodologie de caractérisation et des différentes hypothèses.

La caractérisation des aléas site se décompose en trois étapes :

- Détermination des scénarios étudiés et de leurs caractéristiques
- Choix de la méthode de caractérisation des aléas
- Qualification de l'aléa submersion marine



Ce rapport présente les résultats de la caractérisation de l'aléa de submersion marine sur le marais de Dol.

La submersion tant par franchissement que par rupture est simulée à l'aide du logiciel de modélisation hydraulique HydraRiv V6.0, logiciel sous licence Hydratec.

2 CARACTERISATION DE L'ALEA SUBMERSION MARINE

2.1 DEFINITION DE LA SUBMERSION

La submersion marine se différencie des inondations de plaine par le caractère brutal du phénomène. Elle résulte de la concomitance de phénomènes complexes qui se cumulent et prennent part à l'élévation de la mer. La marée, la surcote atmosphérique et l'influence des houles sont les principaux paramètres à court terme. Les tendances à long terme seront prises en compte pour faire des propositions de projection du niveau marin de référence à l'horizon 2100.

La caractérisation de l'aléa de submersion marine consiste à déterminer les hauteurs d'eau et la dynamique de submersion dans le marais de Dol. Trois modes de submersion marine sont distingués :

- submersion par débordement,
- submersion par franchissements de paquets de mer liés aux vagues,
- submersion par rupture du système de protection.

La caractérisation de l'aléa de submersion marine se base sur l'analyse des conséquences d'un événement de référence, élément fondateur du PPR. Cet événement correspond soit à l'évènement centennal ou l'évènement historique de plus fort connu dès lors que celui-ci est supérieur à l'évènement centennal.

2.2 DEFINITION DE L'EVENEMENT DE REFERENCE

2.2.1 Préambule

Comme le rappelle le guide méthodologique de la DPGR, « le choix de l'évènement naturel de référence est réalisé indépendamment du choix des caractéristiques des structures de protection et du choix des hypothèses concernant leur comportement face à un tel évènement. »

Un événement de tempête résulte de la combinaison de plusieurs caractéristiques (niveau marin, hauteur de houle, intensité du vent, etc.) rendant compte des différents phénomènes météo-marins. Il sera caractérisé par deux paramètres au minimum, le niveau marin à la côte et la hauteur significative de la houle, conditionnant les volumes d'eau entrants.

Le niveau marin de référence comprendra les paramètres suivant :

- le niveau marin Z intégrant la surcote liée à la houle ;
- une marge de sécurité permettant de prendre en compte les incertitudes ;
- une augmentation du niveau marin de 20 cm correspondant à une première prise en compte immédiate de l'élévation du niveau moyen de la mer liée au changement climatique (Circulaire du 27 juillet 2011).

Pour définir les conditions océano-météorologiques combinées caractérisant un événement d'occurrence centennal, il sera nécessaire d'appliquer une analyse statistique des paramètres croisés. Les méthodes simplifiées d'analyse des concomitances (CIRIA, CUR, CETMEF, 2009 ; DEFRA, 2005) permettent de définir les caractéristiques de l'évènement centennal combinant un niveau d'eau extrême et une hauteur de houle exceptionnelle au large. La

définition de l'événement centennale revient donc à définir un couple de niveau de mer / houle du large.

2.2.2 Niveau marin extrême centennial

Comme signalé en phase 1, les phénomènes de marée et de surcote sont bien connus et mesurés à Saint-Malo et les études de « statistiques des niveaux marins extrême le long des côtes de France » fournit les courbes des périodes de retour des hauteurs d'eau au port de Saint-Malo. L'absence de point secondaire dans la baie du Mont-Saint-Michel pour l'interpolation de ces cartes fait que les résultats dans la baie ne sont pas fiables et ne peuvent être directement exploités.

Disposant de mesures au niveau du Mont-Saint-Michel, une approche indirecte de la détermination de ce niveau d'eau a été réalisée en combinant les résultats de l'analyse de la marée et de la surcote de pleine mer. Le détail de cette analyse est fourni en annexe.

Calcul des surcote de plein mer

Les valeurs de surcotes maximales annuelles observées sur les mesures de 1997 à 2002 puis de 2011 à 2012 sont les suivantes :

Date (UT)	Surcote de PM estimée au Mont-Saint-Michel (marée SHOM)	Surcote observée à Saint-Malo
13/02/1997 10:00	82. cm	20. cm
24/02/1997 19h30	76. cm	41. cm
02/01/1998 08 :20	93. cm	62. cm
02/01/1999 18 :20	65. cm	29. cm
30/10/2000 07 :30	181. cm	110. cm
08/02/2001 06 :10	71. cm	31. cm
26/01/2001 19 :30	80. cm	35. cm
26/02/2002 05:20	75. cm	56. cm
17/06/2011 19:10	68. cm	39. cm
24/01/2012 19:10	53. cm	12. cm
09/04/2012 20 :10	45. cm	26. cm

Les surcotes exprimées ici sont des surcotes de pleine mer à la chapelle Saint-Aubert, correspondant à la différence entre le niveau maximum mesuré et la pleine mer de la marée prédite par le SHOM au Mont-Saint-Michel.

La surcote maximale de pleine mer mesurée est de 1,81 m (1,10 m à Saint-Malo) lors de la tempête du 30 octobre 2000 qui a touché la Vendée, la Bretagne et le Cotentin, ainsi que l'Île-de-France, le Cambrésis et l'Alsace (source Prim.net).

Comme préconisé par le CETMEF, nous avons ajusté une loi de probabilité paramétrique aux valeurs extrêmes des surcotes par la méthode POT (Peak Over Threshold). Le détail des calculs est fourni en annexe 1. La surcote de période de retour centennale ainsi obtenue

à une valeur de 1,44 m avec un intervalle de confiance à 95% de - 0,31 m en borne inférieure et + 0,90 m en borne supérieure.

A partir de la densité de probabilité des hauteurs de marée de pleine mer et de la fonction de répartition des surcotes de pleine mer, on a utilisé la méthode dite de « convolution » pour obtenir la période de retour d'un niveau centennal.

Ainsi, par exemple, le niveau 8,53 m peut être atteint par les combinaisons surcote + marée (SHOM) suivantes :

- 0,50 + 8,03 : période de retour = 1998 ans
- 0,52 + 8,01 : période de retour = 1056 ans
- 0,54 + 7,99 : période de retour = 2295 ans
- 0,64 + 7,96 : période de retour = 2721 ans
- ...

La période de retour résultante est alors de 90 ans

En considérant ici, les surcotes de pleine mer et les hauteurs de marée de pleine mer comme dé-corrélées, on obtient le tableau suivant :

Période de retour	90	100	150	200	300
Niveau extrême	8.53	8.55	8.60	8.64	8.69
Intervalle de confiance à 95 %	8.29	8.31	8.36	8.40	8.45
	8.77	8.79	8.84	8.90	8.96
Intervalle de confiance à 70 %	8.31	8.33	8.38	8.42	8.47
	8.75	8.77	8.82	8.87	8.92

En conclusion, compte tenu des différentes sources d'information à notre disposition, il ne semble pas opportun d'avoir recours à une modélisation hydrodynamique de la marée et des surcotes de tempêtes. Nous proposons de retenir l'hypothèse d'un niveau marin extrême centennal de 8,55 m (IGN 69).

2.2.3 Houle du large

Les données des houles du large ont été obtenues à partir de la base de données CANDHIS du CETMEF et des données numériques d'ANEMOC (cf. Rapport de phase 1).

Pour définir les conditions océano-météorologiques combinées caractérisant un événement d'occurrence centennal, il est nécessaire d'appliquer une analyse statistique des paramètres croisés. Selon le guide méthodologique relatif au Plan de prévention des risques littoraux de la DPGR, la valeur de facteur de dépendance recommandée pour la Mer du Nord, la Manche et l'Atlantique est de 25 (faible dépendance), on obtient alors les couples de période de retour niveau d'eau / vague à prendre en compte suivant :

$T_e = 100$ ans - Facteur de dépendance : 25 – Faible dépendance (706 valeurs par an)

Tn	100	50	20	10	5	3,5	2	1,8	1	0,7	0,4	0,2	0,07	0,04
Tv	0,04	0,07	0,2	0,4	0,7	1	1,8	2	3,5	5	10	20	50	100

Avec Tn la période de retour du niveau d'eau et Tv la période de retour des vagues.

Ainsi pour un niveau marin de période de retour centennale, la houle associée a une période de retour de 0,04 ans. Selon la méthode préconisée, si pour les périodes de retour très faibles (inférieures à 0,5 an), les valeurs ne sont pas connues, on prend la première valeur connue supérieure. Ainsi, en se référant aux niveaux extrêmes estimés au Mont-Saint-Michel et le diagramme de niveau de retour au point ANEMOC COAST_2646, on obtiendrait les couples niveau d'eau / vague suivant :

Niveau marin (m IGN 69) au Mont-Saint-Michel	8,55	8,37	8,26	8,19
Houle au large (Hm0 en m)	3,25	3,25	3,25	3,6

Ce tableau montre que compte tenu de l'hypothèse retenue pour les périodes de retour très faibles dont les valeurs ne sont pas connues, le couple $N_{\text{marin}} = 8,55 \text{ m} / H_{m0} = 3,25 \text{ m}$ sera vraisemblablement la valeur la plus critique pour le site.

Set-up lié à la houle

Les données recueillies en phase 1 ont montrées que les houles atteignant le rivage du marais de Dol sont largement diffractées et atténuées par les hauts-fonds et des îles Anglo-Normandes avant de s'épanouir dans la baie du Mont Saint-Michel qui constitue une large zone d'expansion des houles du large.

En appliquant la formule empirique de Stockdon et al. (2006) pour l'estimation du set-up à notre site, nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- Pente moyenne avant la plage : de 14 à 0 m de profondeur sur 4 km soit 0,35% ;
- Correction de propagation des vagues du large à la côte de 0,25¹ ;

Tn	100	50	20	10
Niveau marin (m IGN 69) au Mont-Saint-Michel	8.55	8.37	8.26	8.19

Tv	0,2	0,2	0,2	0,4
Houle au large (Hm0 en m)	3.25	3.25	3.25	3.6
LS = Hs/0,05	65	65	65	72
K : coefficient de propagation	0.25	0.25	0.25	0.25
Es : nombre d'Iribaren	0.03	0.03	0.03	0.03

Set-up (m) Zs (Stockdon 2006)	0.12	0.12	0.12	0.13
Run-up (m) (Stockdon 2006)	0.31	0.31	0.31	0.35
Z _{marin} (m)	8.67	8.49	8.38	8.32

¹ Au niveau du Mont-Saint-Michel (où est faite l'estimation du niveau marin extrême) l'étude de propagation menée par le CETMEF (octobre 1999), dans le cadre du projet de « rétablissement du caractère maritime du Mont-Saint-Michel », donne une estimation du coefficient d'amortissement de 70-80%, entre l'entrée de la grande baie et le nord du Mont-Saint-Michel. C'est pourquoi le coefficient de propagation K retenu est 0.25.



A noter que prendre plus de deux chiffres derrière la virgule n'a pas grand sens avec les incertitudes des hypothèses.

Le niveau marin le plus haut est donc obtenu avec un *set-up* de 12 cm pour une houle au large de 3,25 m (H_{m0} issu de la base de données CANDHIS) corrélée à un niveau de pleine mer à 8,55 m (IGN 69) au Mont-Saint-Michel (cf. § précédent).

On considère donc, en première approximation, que le niveau marin centennal Z peut atteindre 8.67 m (IGN69).

Mouvements verticaux terrestres (surrection/subsidence)

Les recherches de données menées en phase 1 n'ont pas permis de récolter d'éléments explicites sur les mouvements verticaux terrestres au niveau du Mont-Saint-Michel, ni auprès du BRGM, ni du CETMEF. Cependant la question a été évoquée en 1998 lors d'une commission scientifique pour la question hydrosédimentaire dans le cadre du projet de « rétablissement du caractère maritime du Mont-Saint-Michel », que le Finistère se relèverait d'environ 0,5 mm/an alors que l'Ille-et-Vilaine s'enfonçait. Cependant M. Levasseur n'a pas précisé de combien lors de son intervention.

Nous proposons de retenir une valeur de surrection/subsidence nulle.

Prise en compte des incertitudes

Conformément au guide de la DPGR, « Premiers éléments méthodologiques pour l'élaboration des PPRL », les phénomènes non pris en compte dans la méthode retenue et les incertitudes liées à la mise en œuvre de cette méthode seront à prendre en compte dans l'estimation du niveau marin de référence.

Nous retiendrons qu'une marge forfaitaire de 25 cm sera rajoutée au niveau marin de référence.

Prise en compte du changement climatique

Une augmentation du niveau marin de 20 cm correspondant à une première prise en compte immédiate de l'élévation du niveau moyen de la mer liée au changement climatique sera rajoutée, en plus de la marge de prise en compte des incertitudes, au niveau marin de référence. (Circulaire du 27 juillet 2011).

Proposition de niveau marin pour définir l'événement de référence

Le niveau marin de référence retenu pour la caractérisation de l'aléa submersion marine se décompose comme suit :

- un niveau marin Z de 8,67 m (IGN69) intégrant la surcote liée à la houle ;
- aucuns mouvements verticaux terrestres : **surrection/subsidence nulle** ;
- une marge de sécurité de 25 cm permettant de prendre en compte les incertitudes ;
- une augmentation du niveau marin de 20 cm correspondant à une première prise en compte immédiate de l'élévation du niveau moyen de la mer liée au changement climatique.

Le niveau marin de référence retenu est de 9,12 m (IGN 69)

Ce niveau s'avère cohérent avec l'altitude moyenne de la crête de la digue située à +9,3 m (IGN 69). En effet l'analyse historique menée en phase 1 a confirmé que la digue de la Duchesse Anne a rarement été surversée par le passé, justifiant ainsi que le niveau qui la surverse est un niveau rare.

2.3 QUALIFICATION DE L'ALEA DE SUBMERSION MARINE

2.3.1 Méthodologie

La méthode de caractérisation est la méthode mise en œuvre pour connaître les caractéristiques de la submersion à terre : hauteurs, vitesse d'écoulement, vitesse de montée des eaux...

Le choix de la méthode dépend principalement des caractéristiques du site et des données disponibles.

Compte tenu de l'étendue de la zone d'étude et des données topographiques disponibles (MNT LIDAR 2012), nous préconisons l'utilisation d'un modèle numérique pour calculer l'enveloppe de la submersion marine.

L'étude de submersion s'appuie sur une modélisation des écoulements mise en œuvre avec le logiciel HYDRARIV, développé par Hydratec. Les conditions aux limites définies par les conditions en mer (définies ci-dessus) et des débits des cours d'eau, sous formes de débits d'injection.

2.3.2 Logiciel utilisé : Hydrariv

L'étude de submersion s'appuie sur une modélisation des écoulements mise en œuvre avec le logiciel HydraRiv, développé et commercialisé par hydratec.

Hydrariv est un progiciel de modélisation hydrologique et hydraulique bidimensionnel adapté aux cours d'eau et estuaires ainsi qu'aux vallées et plaines inondables. Il est conçu pour intégrer dans un même modèle des schémas de représentation contrastés, tels que la schématisation filaire, les casiers et les maillages bidimensionnels. Cette souplesse permet d'adapter au mieux la modélisation à la spécificité des configurations rencontrées dans les domaines fluvial et estuarien et aux objectifs de modélisation poursuivis.

Le logiciel assure la résolution complète des équations de Barré-St-Venant, prenant notamment en compte les effets de remous aval, et de mises en charge des ouvrages. Il permet la représentation de tous les types de singularités rencontrés classiquement dans les systèmes fluviaux : ponts, digues, barrages et chaussées, vannages. Il prend en compte les effets du vent.

Une présentation d'HYDRARIV est annexée au rapport. Les notices détaillées peuvent être téléchargées sur le site internet <http://www.hydratec-software.com/>.

Caractéristiques du modèle

Un modèle d'écoulement bidimensionnel a été mis en œuvre sur l'ensemble du marais de Dol. Il est défini par les éléments suivants :

- Les données topographiques issues du LIDAR (2012),

- Les conditions aux limites définies par les conditions en mer (définies dans la note précédente) sous formes de débits d'injection pour les canaux et par une loi cote en fonction du temps (loi $Z(t)$) pour la limite maritime,
- Une distribution du coefficient de rugosité définie en fonction de l'occupation des sols.

L'ensemble du domaine d'étude (prairies, champs cultivé, zone urbaine, ...) est défini par un maillage 2D à maille fine : 13 800 mailles de l'ordre de 100 m, parfois moins, dont la précision est fonction de la topographie. Le maillage s'appuie sur les singularités formé par les remblais, les routes et les chenaux (à noter la particularité du système de casiers (44) en zone de marais des Polders de l'Ouest). Les biez et canaux sont pris en compte par un modèle filaire 1D et sont définis à l'aide de profils en travers.

Pour représenter certaines singularités urbaines, le modèle a été affiné sur une partie des bours de Saint-Benoît, du Vivier et de Cherrueix.

Le calage consiste à ajuster les paramètres du modèle, en particulier les coefficients de Strickler caractérisant les rugosités des lits mineurs et lits majeurs, de sorte à retrouver par le calcul les niveaux de submersion observés. Ici l'absence d'événement récent observé et quantifié a conduit à retenir conventionnellement les coefficients de Strickler K_s suivant :

- Casiers agricoles : 15
- Biefs 2D Surfaces agricoles : 15
- Biefs 2D Surfaces urbanisées : 7
- Biefs 1D Canaux : 35

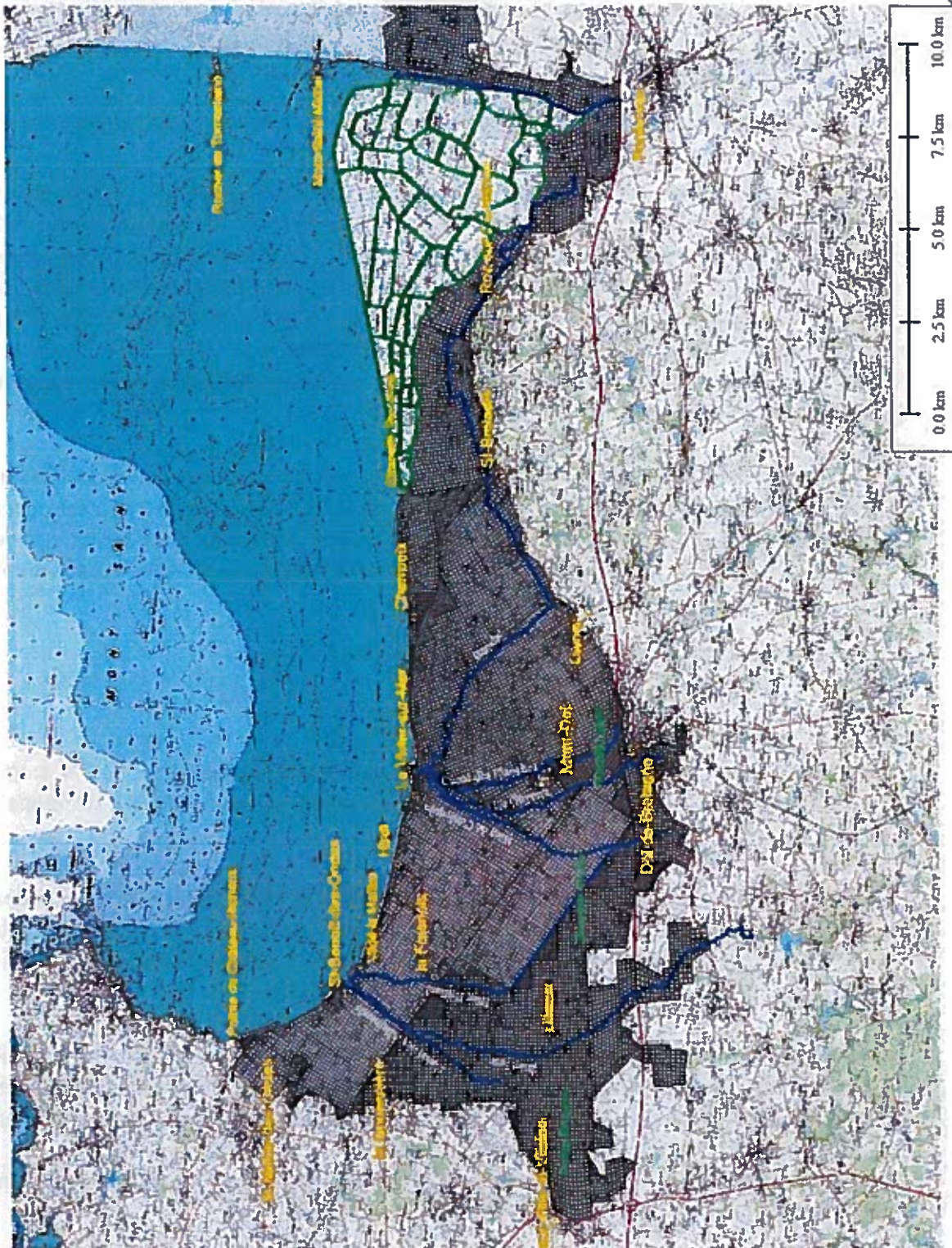
Le paramètre de la hauteur d'eau minimale dans le modèle du marais de Dol a été fixé à 5cm. C'est-à-dire qu'en deçà de cette valeur, les mailles ou les casiers du modèle sont considérés mis au sec.

Les brèches sont gérées par des liaisons spécifiques gérant une loi de seuil, dont la condition limite aval est la variation du niveau de la mer, qui alimente le casier ou le bief 2D si la mer est plus haute que le seuil, ou qui vidange le casier ou le bief 2D dans le cas contraire.

Les débits des cours d'eau entrant dans le marais ont été fixés au débit journalier décennal lorsque l'information existe, c'est-à-dire au Canal des Allemands ($8,4 \text{ m}^3/\text{s}$) et le Guyoult ($5,2 \text{ m}^3/\text{s}$). On rappellera que ce dernier n'a aucune connexion fonctionnelle avec le marais de Dol, qu'il ne fait que traverser via un chenal aménagé.

Lorsqu'aucune donnée n'était disponible le débit a conventionnellement été pris à $1 \text{ m}^3/\text{s}$: le Biez Jean, le Cardequin, le Canal des Planches et la Banche.

La figure page suivante montre une vue en plan du modèle :



2.3.3 Scénarios étudiés

Prise en compte des systèmes de protection

Le choix du scénario de défaillance de l'ouvrage a été réalisé en se basant sur les résultats du diagnostic de la digue de la Duchesse Anne réalisé dans le cadre de l'étude de danger (SAFEGE, 2013), à partir du levé LIDAR et des préconisations du rapport d'expertise



Forray/Marbouty. Par ailleurs, la méthode préconisée par la circulaire du 27 juillet 2011, peut se résumer ainsi :

- Ruine généralisée des ouvrages surversés par plus de 20cm ;
- Brèche forfaitaire par tronçon d'ouvrage homogène et au droit des espaces urbanisés, fonction de la dimension des ouvrages et de leur état.

Nous rappelons ci-dessous les recommandations et préconisations suivies par hydratec pour l'élaboration des scénarios suite à la mission de l'expertise du projet de plan de prévention des risques de submersion marine des marais de Dol relatifs à la modélisation de l'aléa.

La doctrine de non fiabilité des digues est pertinente même si l'énergie des vagues à la côte est faible à modérée (pour les grosses surcotes, où la profondeur d'eau est plus importante) dans la zone étudiée.

Le scénario modélisé est une combinaison d'événements susceptibles d'avoir lieu simultanément. Ainsi, il a été retenu des apports décennaux liés aux pluies depuis le bassin versant du marais. Il est posé également que les portes à la mer sont anormalement restées ouvertes, du fait d'encombres par exemple. Cet aspect n'a guère d'impact sur l'inondation de la zone côtière.

Pour les brèches, il convient à la fois de considérer qu'elles n'auront pas toutes lieu en même temps, mais que leur localisation précise sur les tronçons identifiés n'est pas connue à l'avance. Aussi, le modèle est-il relancé plusieurs fois pour modéliser des brèches placées différemment, avec une distance suffisante entre elles à chaque modélisation pour que deux brèches simultanées n'interfèrent pas hydrauliquement entre elles.

Pour les brèches, il est recommandé de passer d'une formation linéaire à une ouverture lente, s'accéléralant après un quart d'heure. La mission préconise de déclencher la brèche à la marée haute.

L'état de la digue telle que connu aujourd'hui, défauts ponctuels du perré, affaissements limités, rainures de batardage manquantes ou dégradées n'est pas pris en compte dans les éléments de scénario, leur développement ne mettant pas la digue en péril au regard de la durée des petites réparations à entreprendre. Il n'en est pas de même là où le diagnostic a montré l'absence de perré, dans des secteurs présentant par ailleurs d'autres défauts.

La ruine complète dès lors que le niveau de l'eau dépasse de 20 cm la crête de la digue est confirmée, même si la durée de celui-ci est assez faible. Le film d'une rupture de digue sous une surverse centimétrique présenté le 16 mars illustre bien de ce scénario. L'existence de la route en appui de la digue n'est pas suffisante pour protéger l'ouvrage. Elle sera arrachée, et ruinée dans son tracé en zone rurale.

Dans les secteurs urbains, la hauteur d'eau est plus modeste. Les conditions topographiques sont prises en compte : enrochement massif vers le large (Le Vivier, Saint-Benoît), largeur du tertre, front bâti quasi-continu. Elles conduisent à des surverses sans brèche. Les rues menant vers l'intérieur du marais seront parcourues par de l'eau mise en vitesse pendant une durée limitée, le revêtement routier sera peut-être arraché, mais sans que l'érosion



puisse rejoindre l'avant de la digue, et provoquer une brèche. La rue de la cale à Cherrueix est également concernée.

Les secteurs où la digue est la face avant d'une butte large, probablement des bancs coquilliers datant d'avant le XI^e siècle, sont considérés comme des tertres, sans rupture. Les cales, dotées ou non de batardeaux sont des points de fragilité, et leur adaptation, voire un réaménagement complet (Cherrueix) lors des travaux est recommandée. En l'absence de brèche, les bandes de précaution seront supprimées dans le zonage du PPR.

A Vildé, dès que l'eau surversera l'enrochement des parcs conchylicoles, elle pourra passer par la brèche existante dans la digue, qui s'agrandira jusqu'à 50 m.

La définition des critères de rupture internes est le point délicat, en l'état de la très médiocre connaissance de la géotechnique de la digue. Le CEREMA a accepté de procéder à quelques calculs simples en utilisant les règles de Blight et Lane, et en considérant deux types de matériaux, des sables très fins et des sables fins. La géométrie de différents tronçons de digues a été utilisée pour procéder à des calculs, avec des cheminements de l'eau plus ou moins longs. Les situations les plus critiques sont celles où la différence de niveau entre la mer et le terrain naturel au revers de digue est la plus importante pour une distance aussi courte que possible.

Après examen de différents cas, une règle simple compatible avec les résultats obtenus, pour la topographie des terrains rencontrés, consiste à considérer que les largeurs de digue supérieures à 30 m à la cote 8 m NGF sont stables, et assimilées, en baie, à des tertres. Pour les secteurs ne satisfaisant pas à ce critère, la largeur de la brèche - 50 ou 100 m - est fonction de la géométrie de la digue. Pour une largeur de digue comprise entre 20 et 30 m à 8 m NGF, la brèche fera forfaitairement 50 m. Pour une largeur plus faible au même niveau, la brèche fera 100 m. Ces situations correspondent à une largeur en crête faible, moins de 5 m à 9,12 m NGF, et à un terrain naturel atteignant rapidement 7, voire 6,5 m NGF.

Le tableau suivant synthétise l'analyse par tronçon des différents paramètres retenus pour estimer la probabilité d'apparition d'une brèche sur la digue de la Duchesse Anne. Ces critères sont la cote de crête moyenne du tronçon, l'état du péret, la ligne de rivage, la largeur de la digue et la hauteur en pied de digue potentiellement soumis à l'assaut des vagues.

Lieu dit	Tronçon EDD	Cote de crête (moyenne)	Batarde aux	Altérations du périmètre	Ligne de rivage 21/02/15 **	Cote de pied estimée côté mer	Largeur mesurée à 8 m NGF	Largeur mesurée à 9.12 m NGF	Scénario	
Chapelle Ste Anne	1	9,28 / 9,50		vides	1 et 2	7,8	28	14	B 50	
	2	9,60 / 10,40	C		1 et 3	7,8	17	7		
Le Han	3	9,5 / 10,	O		1 et 2	7,9	15	8		
	4m	9 / 9,7		arbres	3 et 2		150	25		
	5	9 / 9,25					100	31		
Chemais	6	8,5 / 9	O			7,5 à 7,9	50	-	Surverse par la rue de la cale	
	7	9,1 / 9,25			1 et 2		80	-		
	8	8,9 / 9,2	O		1 et 2	7,8	82	5	Surverse ponctuelle	
	9	9,2 / 9,3			1 et 2	7,8	68	32		
	10	8,8 / 9,2			2	7,7 à 7,3	90	4/7		
	11	8,5 / 9,3				7,3	44	8	Surverses locales	
	12	9 / 9,3		affaissements	3	7,7	48	34/3		
	13	9,15 / 9,25			3	7,8	18	4		
	14	8,75 / 9,20	O				17	4		
	15 et 16 E	9,4 / 9,5					15	3		
	La Lampionnière	16 O	9,25 / 9,55	B				30	5	
		17	9,47 / 9,55			3	8,3 à 7,8	40/30	7	
		18 O	8,90 / 9			3	8	15	-	Surverse sans effacement 300 m
18 E et 19		9,29 / 9,8		Abriant	3	8	18	-	Effacement 180 m	
Port du Vivier	19	8,25 / 8,55 / 9				4,2 à 7	120/300	-	Surverse sans effacement	
Le Vivier / la Grève le gros Orme	20	9,1* / 9,35	2B_1C			7,2 à 7,6	130	7		
	21	9,18 / 9,25			2		93	8		
	22	9,16 / 9,4					25	4		
	23	9,3 / 9,5			3		29	4	B 50	
	24	9,55 / 9,8			3	7,8	18	5		
Hirel bourg	25	9,4 / 9,55				7,5 à 8	62	7		
Bel air	26 + 27 E	9,5 / 9,9			3 et 4		55	25		
	27 O	9,82 / 10					22	12	B 50	
La Quesmère	28	10/10,3			3	7,8	30	24		
	29 + 30 E	9,5 / 10,3		Absences de pentes + vides	1,2,3 et 4		45	24/17	B 50	
	30 + 31	9,28 / 9,55			1 et 2		40	15		
	31 O + 32 E						20	7	B 50	
Vidé bourg	32 O	9,06 / 9,4	O		3		20	5	B 50	
Bassins Vidé	33	8,30 / 9,4			1 et 4	Enrochement avant 8,25	20	3	B 50 et enrochement non possible	
biez / St Benoit	33	8,90 / 9,2				P	Min 40 à 150	-	Surverse sans effacement	
	34	9,12 / 9,30	D		2 et 4	7,2	45 / +150	1		
	35	9,10 / 9,40	B		2	7,2	30	1		
	36	8,35 / 8,65	O				18	-	Effacement 9,50 m	
Nelles	37	8,3 / 8,45				7,6	15	-	Effacement 9,20 m	
Bassins Nelles	38	7,85 / 8,4				Enrochement avant 8,25	22	-	Effacement 9,30 m	
	39	8,15 / 8,75		vides	1 et 4	7,2 à 7,4		-	Effacement 2,70 m	

* cote du profil en long, corrigée sur les cales par le MNT

** Ligne de rivage le 21/02/2015

- 1 mer séparée de la digue par un herbu ou banc coquillier large, supérieur à 20m au moins souvent plus
- 2 mer ayant contourné un banc coquillier, ou une ligne d'herbu et proche de la digue
- 3 haut de plage étroit, inférieur à 20 m par rapport à la digue
- 4 mer à la digue, pas de hauteur d'eau ni de vagues
- 5 mer s'élevant contre la digue, vagues et jets de vague

Figure 1 : Critères de brèche retenue sur la digue de la Duchesse Anne

La carte suivante positionne les limites des tronçons homogènes identifiés :

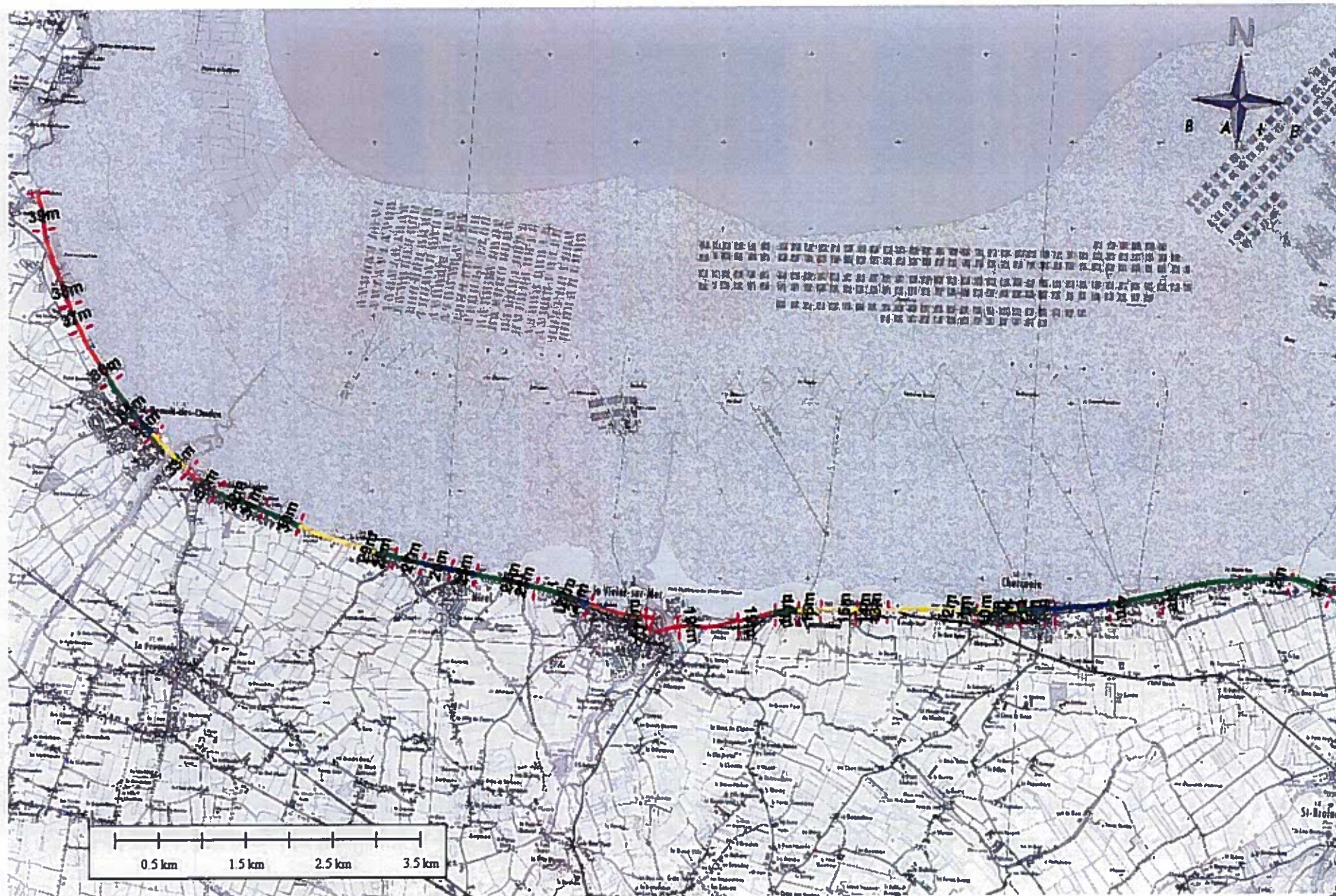


Figure 2 : Carte des tronçons homogènes de la digue de la Duchesse Anne



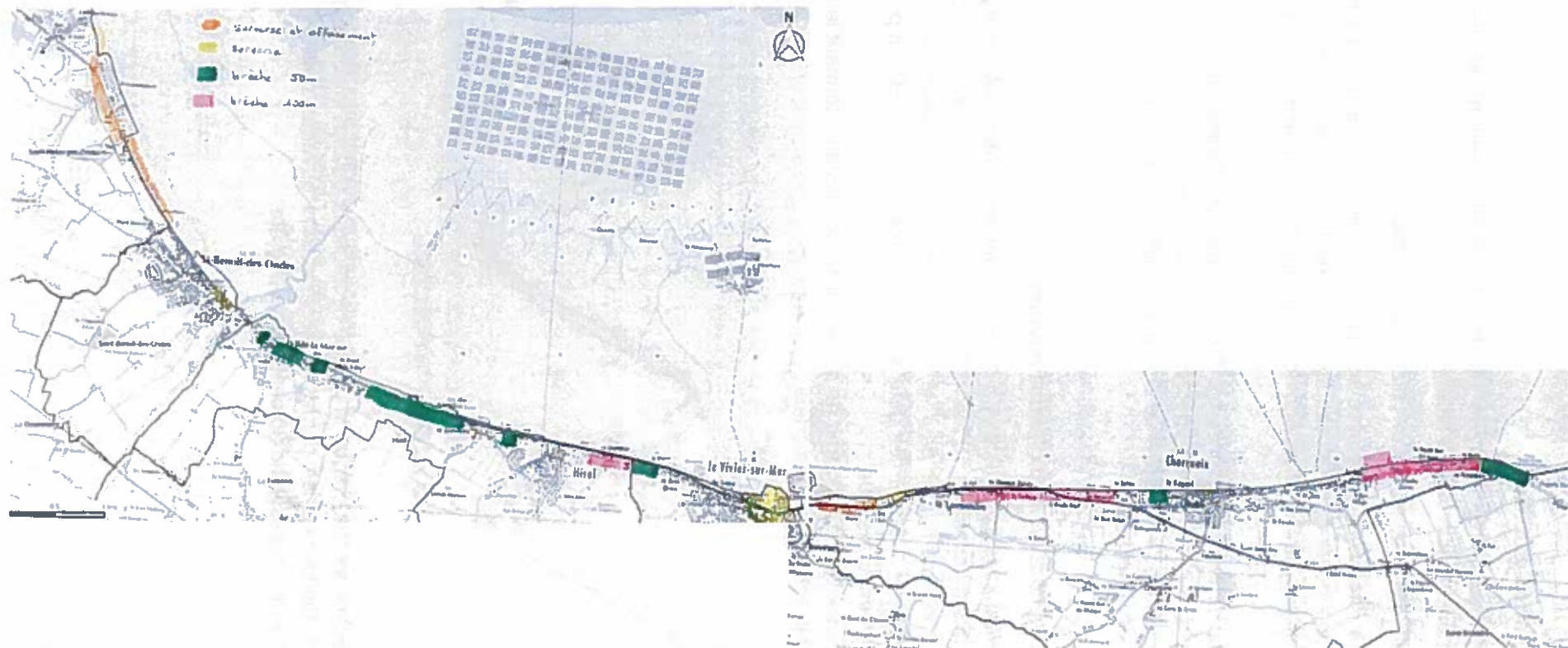


Figure 3 : Carte des scénarios retenus

Proposition de scénarios étudiés

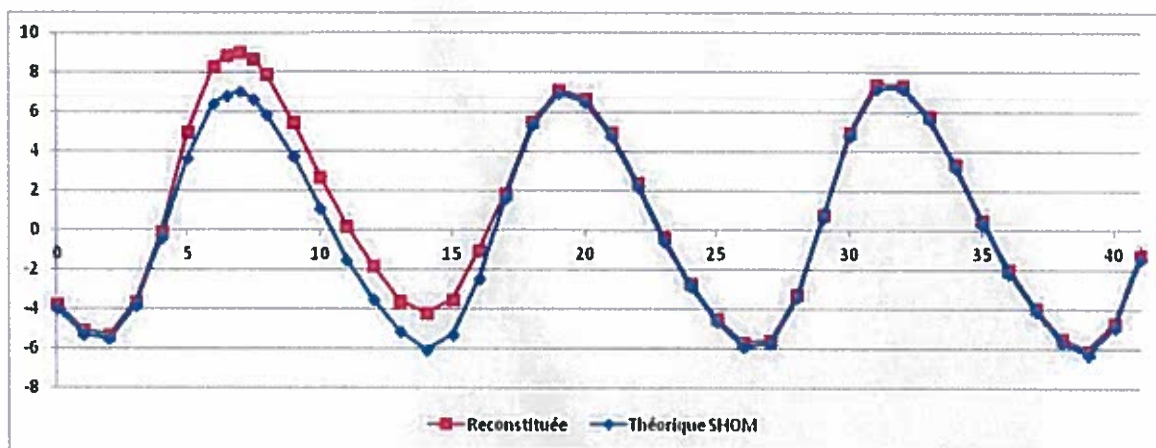
Compte tenu des éléments précités et de l'analyse du fonctionnement du site réalisé en phase1, les 3 scénarios suivants ont été étudiés :

1. Evénement de référence actuel, en l'absence d'ouvrages ;
2. Evénement de référence actuel avec les hypothèses de brèches sur les structures de protection, ruine généralisée localement et un dysfonctionnement des vannes des exutoires du marais de Dol, mais également sur un dysfonctionnement du barrage du Couesnon ;
3. Evénement de référence à horizon 2100 avec les hypothèses de brèches sur les structures de protection, ruine généralisée localement et un dysfonctionnement des vannes des exutoires du marais de Dol, mais également sur un dysfonctionnement du barrage du Couesnon ;

2.3.4 Définition de la condition aux limites marines

Une chronique de niveaux marins à la côte (3 cycles de marées) a reconstituée, à partir de la marée théorique prédite à cancale le 19 février 2011, en prenant le niveau marin extrême de pleine mer calculer précédemment pour le premier cycle et un niveau de pleine mer correspondant à coefficient 115 pour les deux suivantes, augmenter de 20 cm pour la prise en compte du changement climatique.

Le graphique ci-dessous illustre la courbe de marée ainsi reconstituée donnant la côte d'eau en fonction du temps injectée dans le modèle :

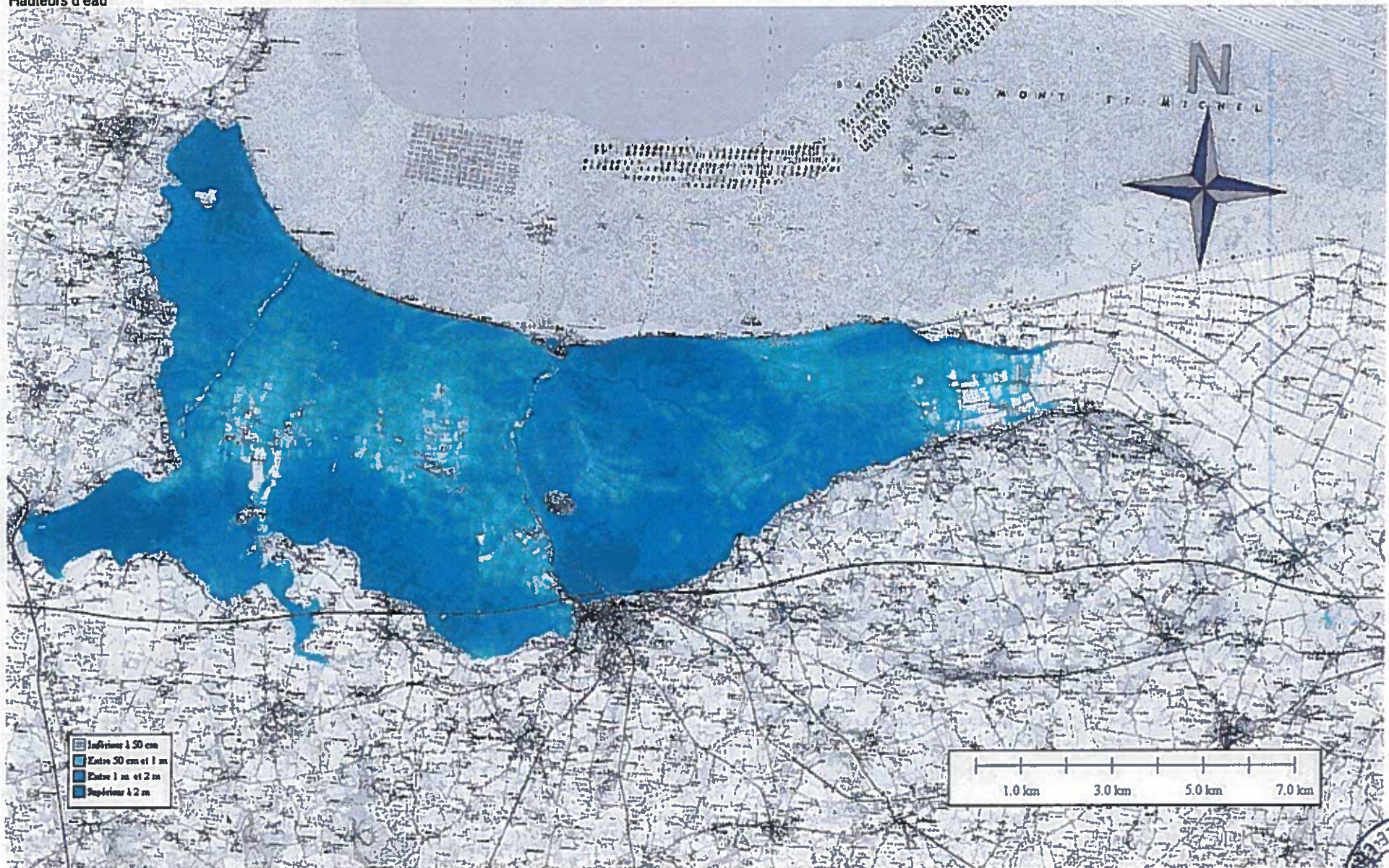


La formation des brèches se fait lorsque la charge hydraulique devient importante avec une cinétique de 30 min, tandis que les parties surversées sont ouvertes dans la simulation lorsque le niveau de la mer dépasse de 20 centimètres la crête.

2.4 RESULTATS DU MODELE

2.4.1 Scénario 1 : Evénement de référence actuel, en l'absence d'ouvrages

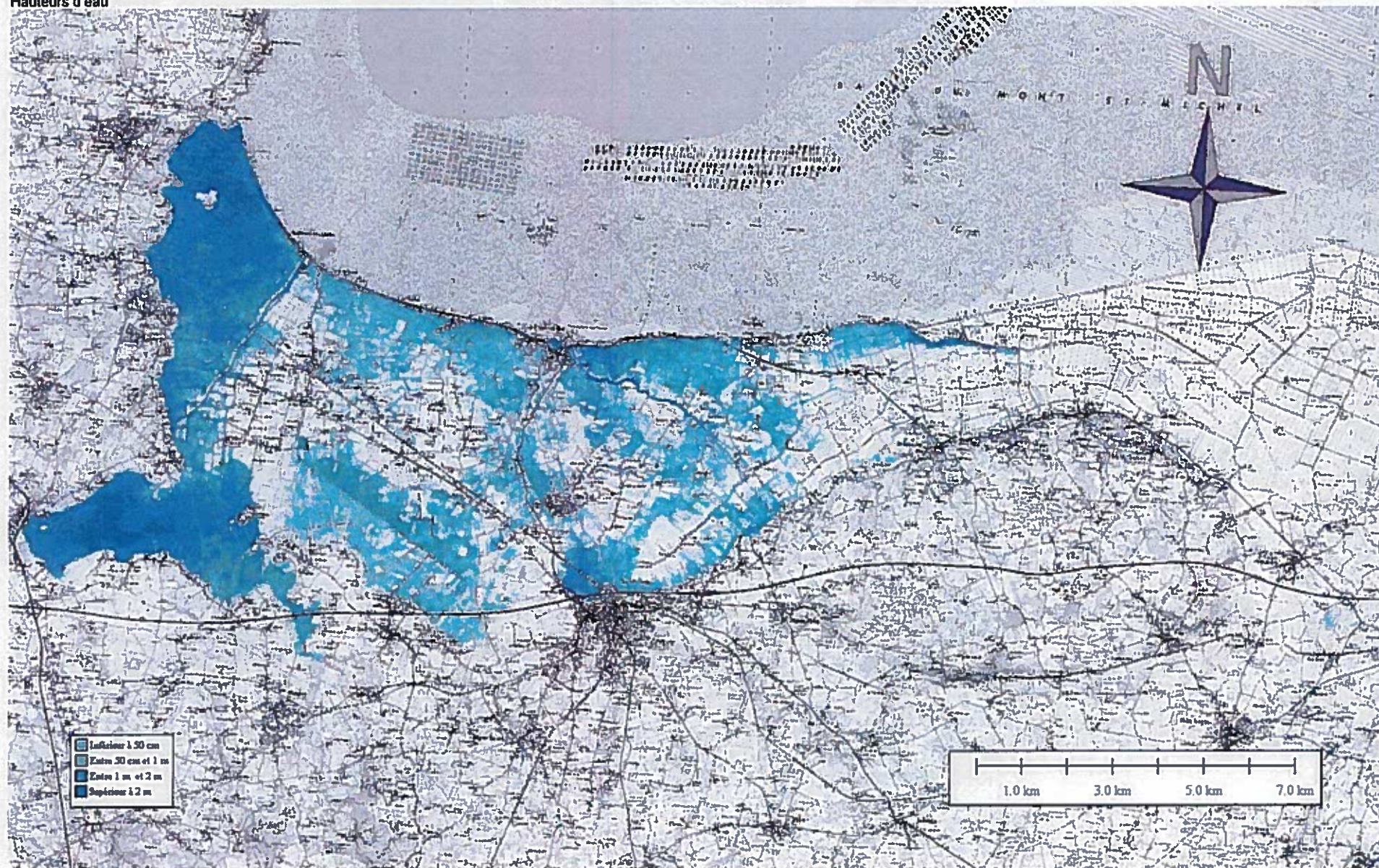
Hauteurs d'eau



2.4.2 Scénario 2 : Evénement de référence actuel avec les hypothèses de brèches

sur les structures de protection, ruine généralisée localement et un dysfonctionnement des vannes des exutoires du marais de Dol, mais également sur un dysfonctionnement du barrage du Couesnon

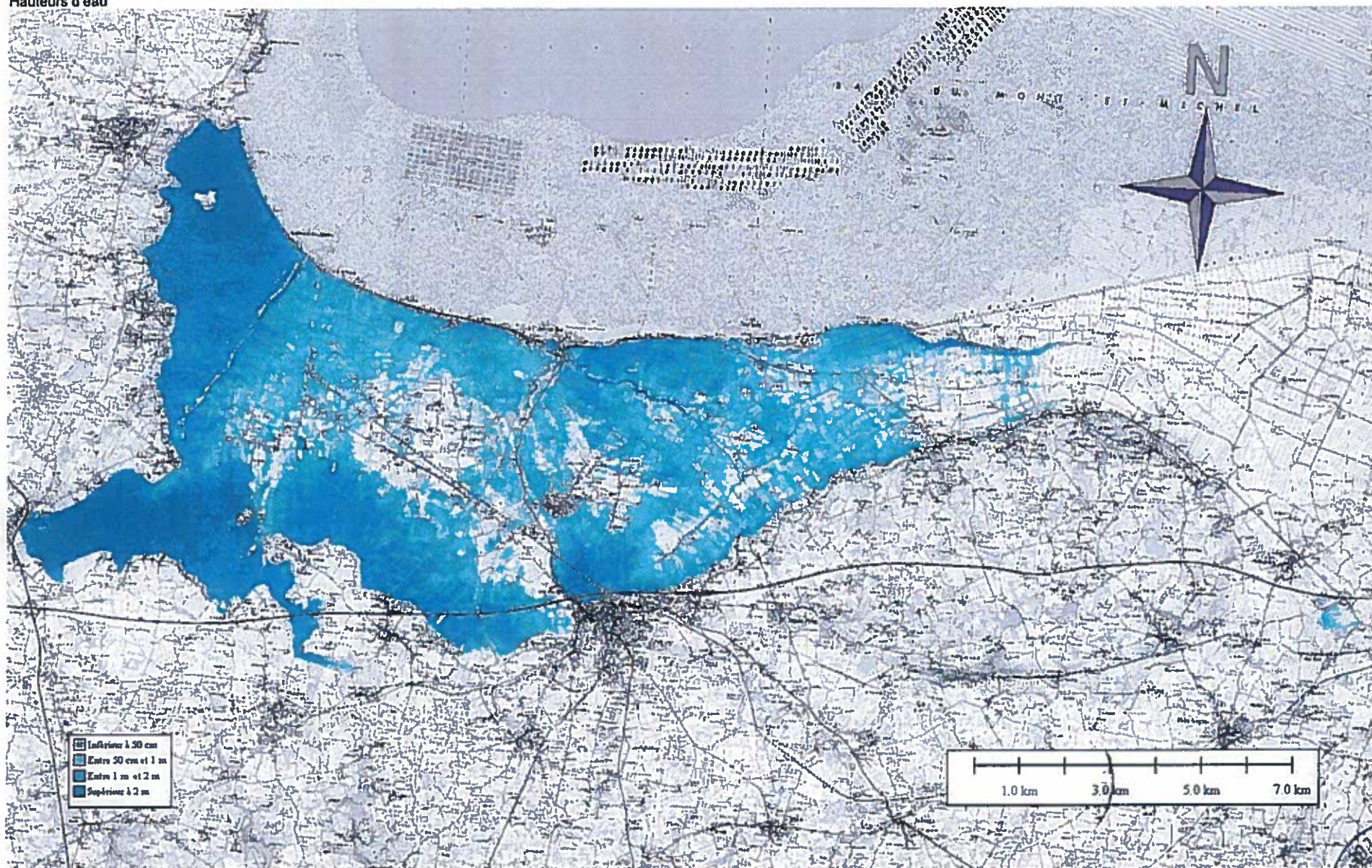
Hauteurs d'eau



2.4.3 Scénario 3 : Evènement de référence à horizon 2100 avec les hypothèses de brèches

sur les structures de protection et un disfonctionnement des vannes des exutoires du marais de Dol et également sur un dysfonctionnement du barrage du Couesnon

Hauteurs d'eau



2.5 CARACTERISATION DE L'ALEA

Le niveau de l'aléa submersion marine est zoné en 4 classes (faible, moyen, fort, très fort) par croisement des paramètres suivants :

- la hauteur d'eau maximale durant l'évènement (m),
- la vitesse d'écoulement (m/s),
- la rapidité de submersion ou vitesse verticale de montée des eaux (m/h).

La cartographie réalisée à partir des scénarii retenus a été réalisée en s'appuyant sur le croisement de ces paramètres définit dans le tableau suivant :

Vitesse (courant) Hauteur (H)	faibles $V < 0,25$ m/s	moyennes $0,25 \leq V < 0,5$ m/s	fortes $V \geq 0,5$ m/s	Très fortes $V \geq 1,25$ m/s
faible - $H < 0,5$ m	faible	moyen	fort	très fort
moyenne - $0,5 \leq H < 1$ m	moyen	moyen	fort	très fort
forte - $1 \leq H < 2$ m	fort	fort	très fort	très fort
très forte - $H \geq 2$ m	très fort	très fort	très fort	très fort

De plus si la hauteur de submersion est supérieure à 0.5m et si la rapidité de submersion est supérieure à 1,5 m/h, alors l'indice d'aléa trouvé pour le couple (H, V) est incrémenté d'une unité.



ANNEXE 1

ANALYSE STATISTIQUES DES HAUTEURS D'EAU EXTREMES
AU MONT-SAINT-MICHEL

1.1 CALCUL DES SURCOTE DE PLEIN MER

Afin de s'affranchir des dérives temporelles du signal mesuré et donc du déphasage entre les hauteurs prédites et observées, nous avons travaillé sur la notion de surcote de pleine mer qui correspond à la différence entre le niveau d'eau maximum observé au voisinage de la pleine mer et le niveau de pleine mer prédit. Compte tenu du dispositif de mesure, ces surcotes n'ont été évaluées que pour des niveaux marins supérieurs à 5,5 m IGN 69.

En analysant les données, pour les mesures des années 2003 à 2004 et 2008 à 2010, aucune décote de pleine mer n'a été observée (?) et la surcote moyenne de pleine mer observée est comprise entre 0.36 et 0.58m, contre 0.16m en moyenne pour les autres années. Il est donc fortement probable qu'une dérive de l'appareil est à l'origine de ces écarts. Ne connaissant pas la valeur corrective éventuelle à appliquer, celle-ci étant probablement variable du fait de la dérive progressive de la sonde en absence de relevé régulier, ces mesures ont été exclues de l'analyse.

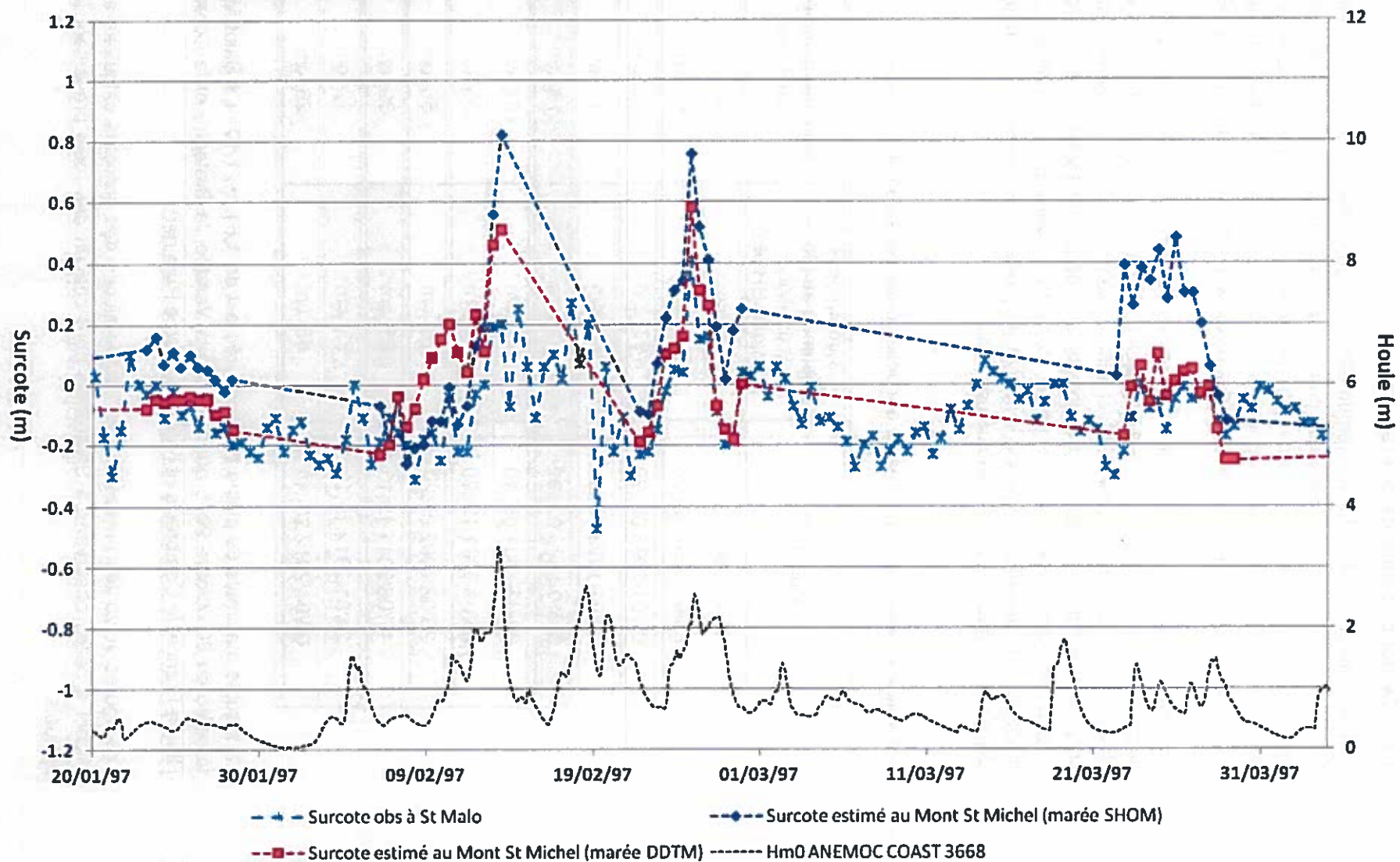
Les valeurs de surcotes maximales annuelles observées sont les suivantes :

Date (UT)	Surcote de PM estimée au Mont-Saint-Michel (marée SHOM)	Surcote observée à Saint-Malo
13/02/1997 10:00	82. cm	20. cm
24/02/1997 19h30	76. cm	41. cm
02/01/1998 08 :20	93. cm	62. cm
02/01/1999 18 :20	65. cm	29. cm
30/10/2000 07 :30	181. cm	110. cm
08/02/2001 06 :10	71. cm	31. cm
26/01/2001 19 :30	80. cm	35. cm
26/02/2002 05:20	75. cm	56. cm
17/06/2011 19:10	68. cm	39. cm
24/01/2012 19:10	53. cm	12. cm
09/04/2012 20 :10	45. cm	26. cm

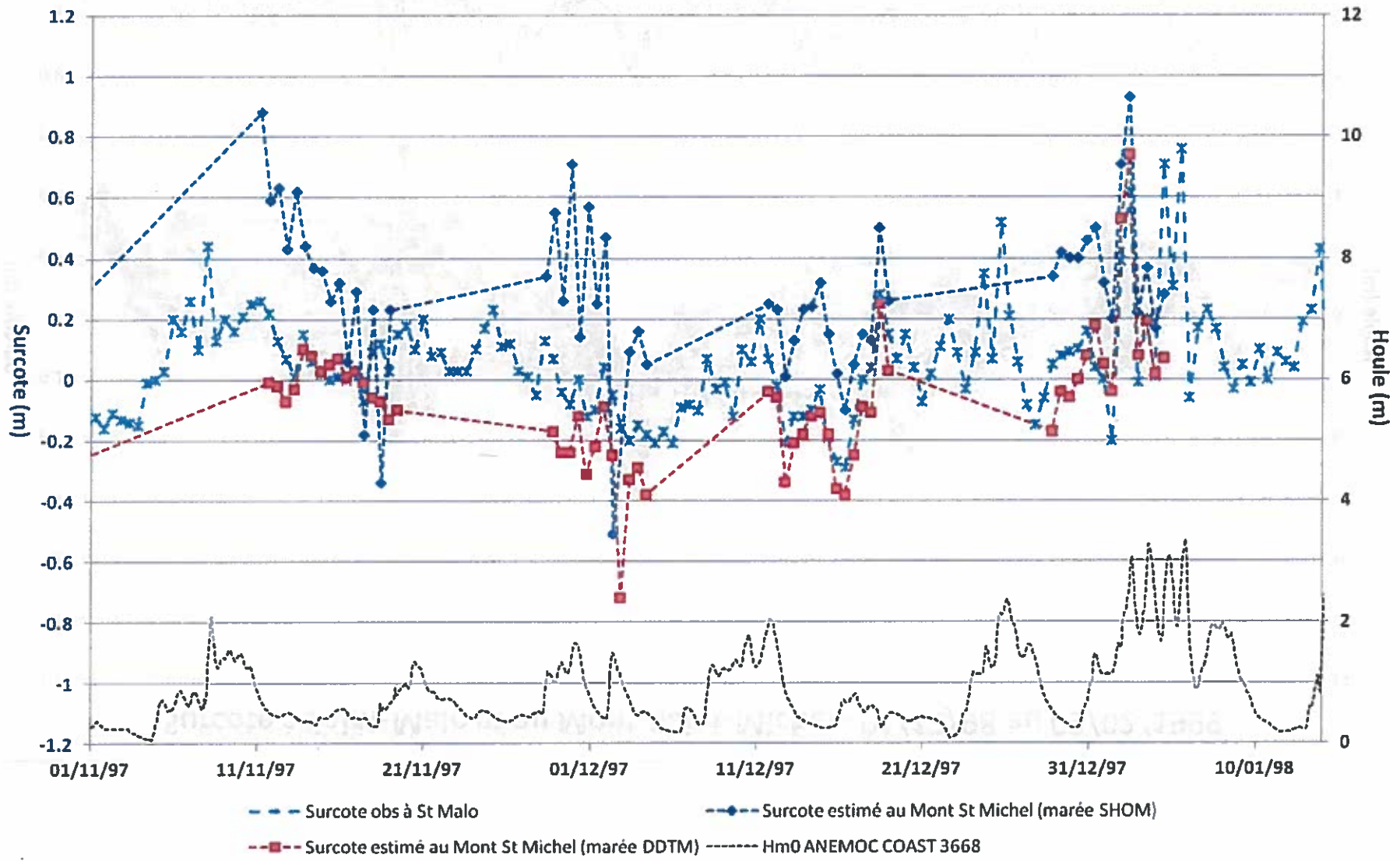
La surcote maximale de pleine mer mesurée est de 1,81 m (1,10 m à Saint-Malo) lors de la tempête du 30 octobre 2000 qui a touché la Vendée, la Bretagne et le Cotentin, ainsi que l'Ile-de-France, le Cambrésis et l'Alsace (source Prim.net).

Les figures suivantes présentent les comparaisons des surcotes calculées au Mont-Saint-Michel à celles observées à Saint-Malo pour chacun des mois présentant les maximums annuels :

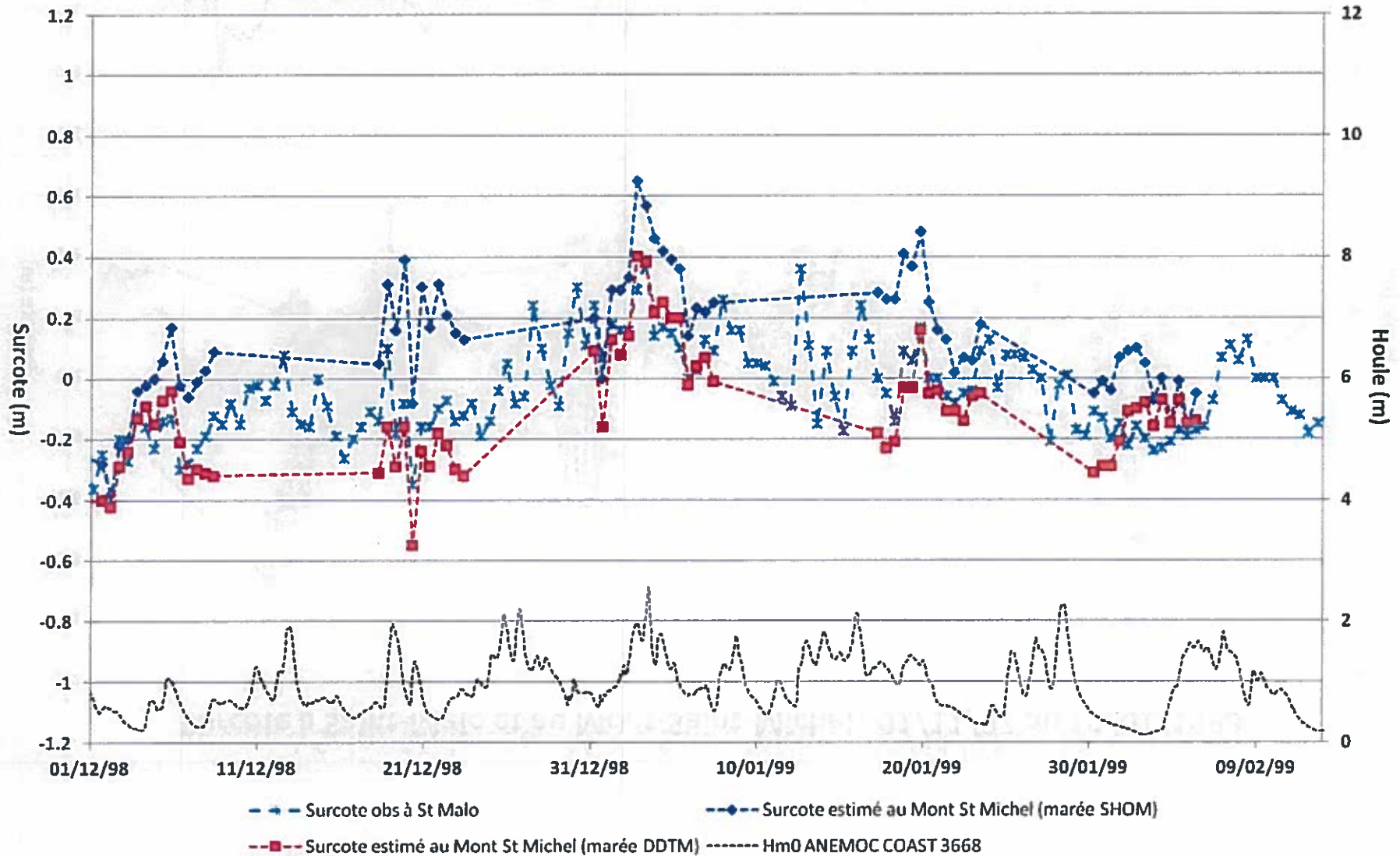
Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 20/01/97 au 31/03/1997



Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 01/11/97 au 10/01/1998

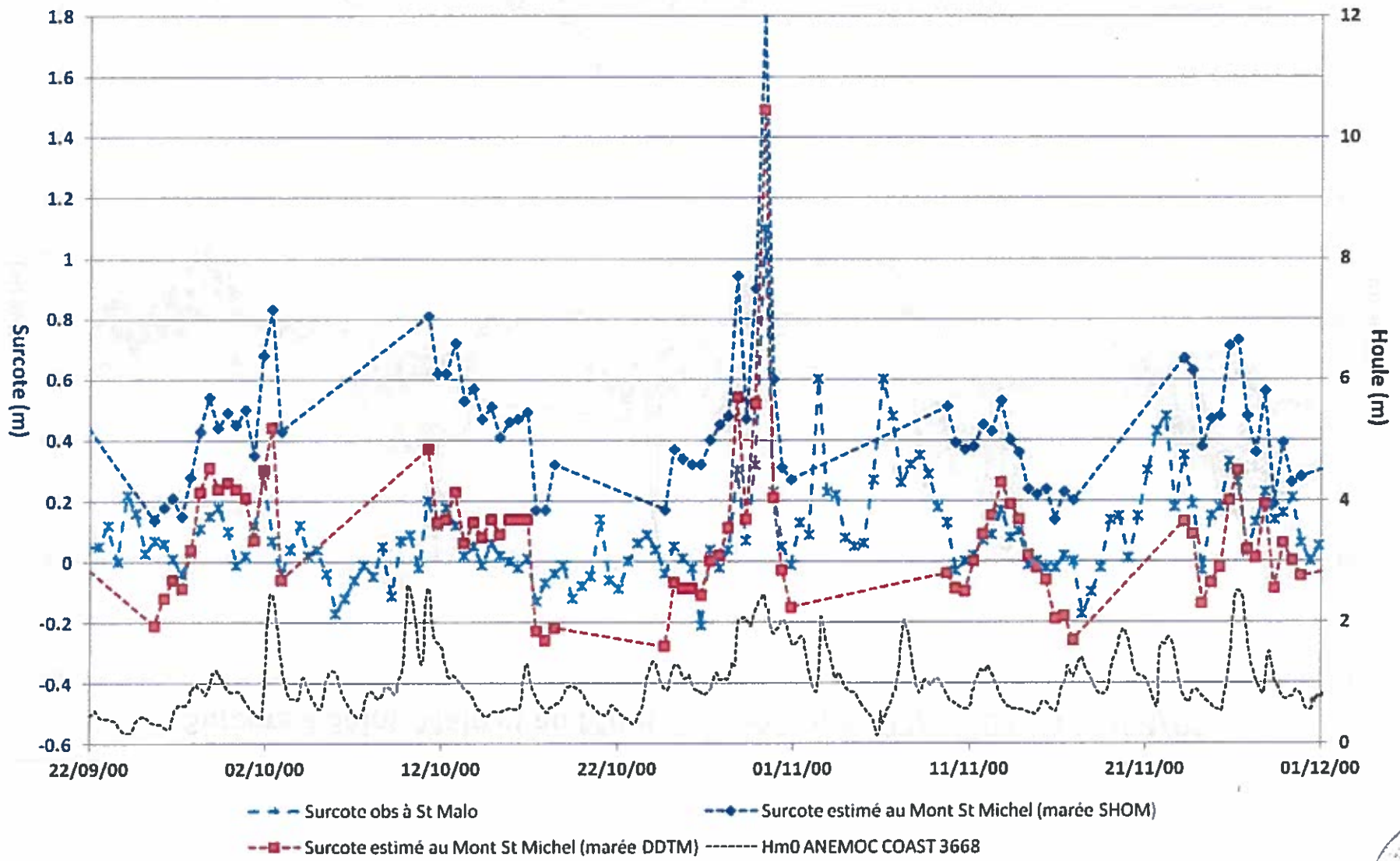


Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 01/12/98 au 09/02/1999

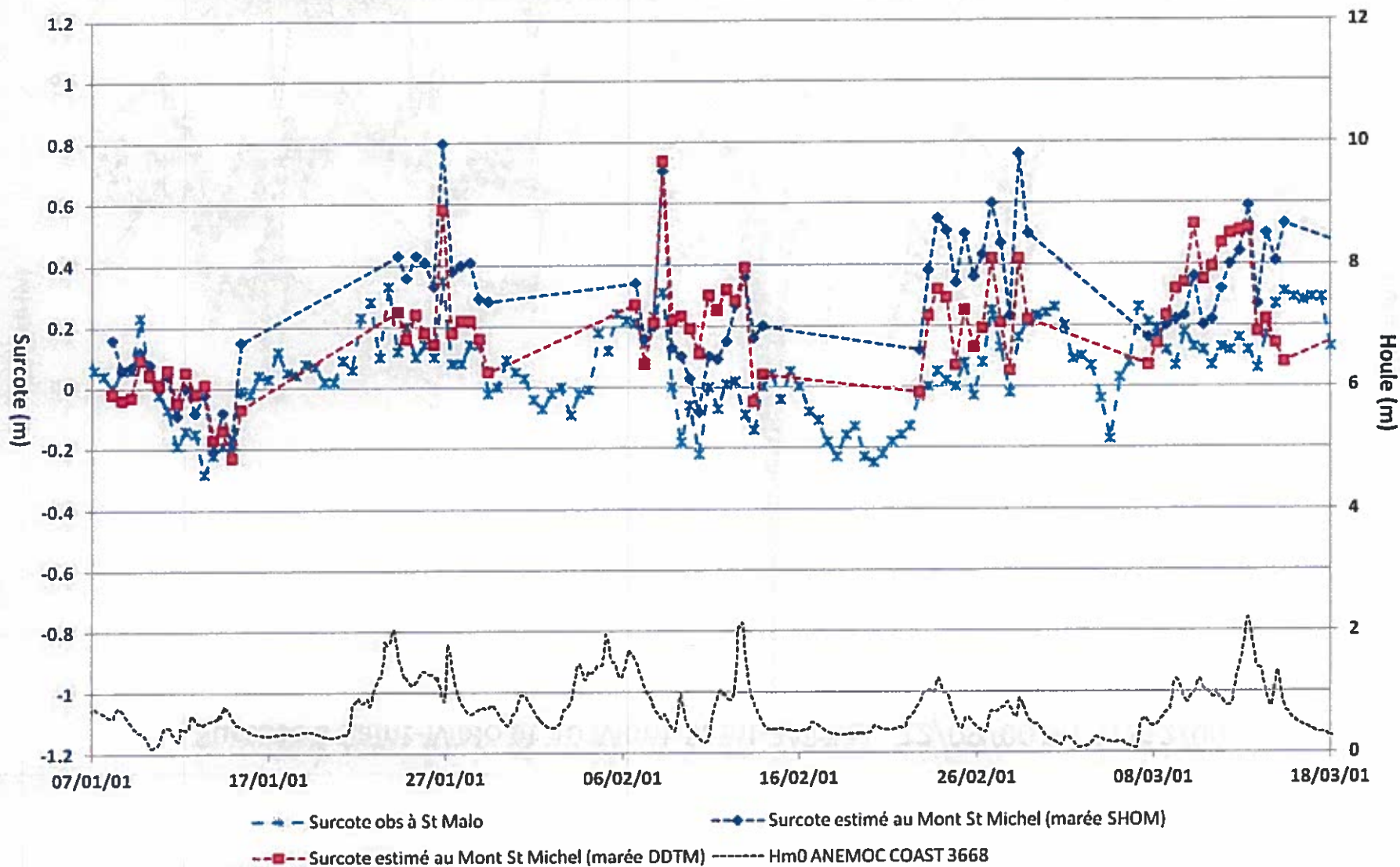




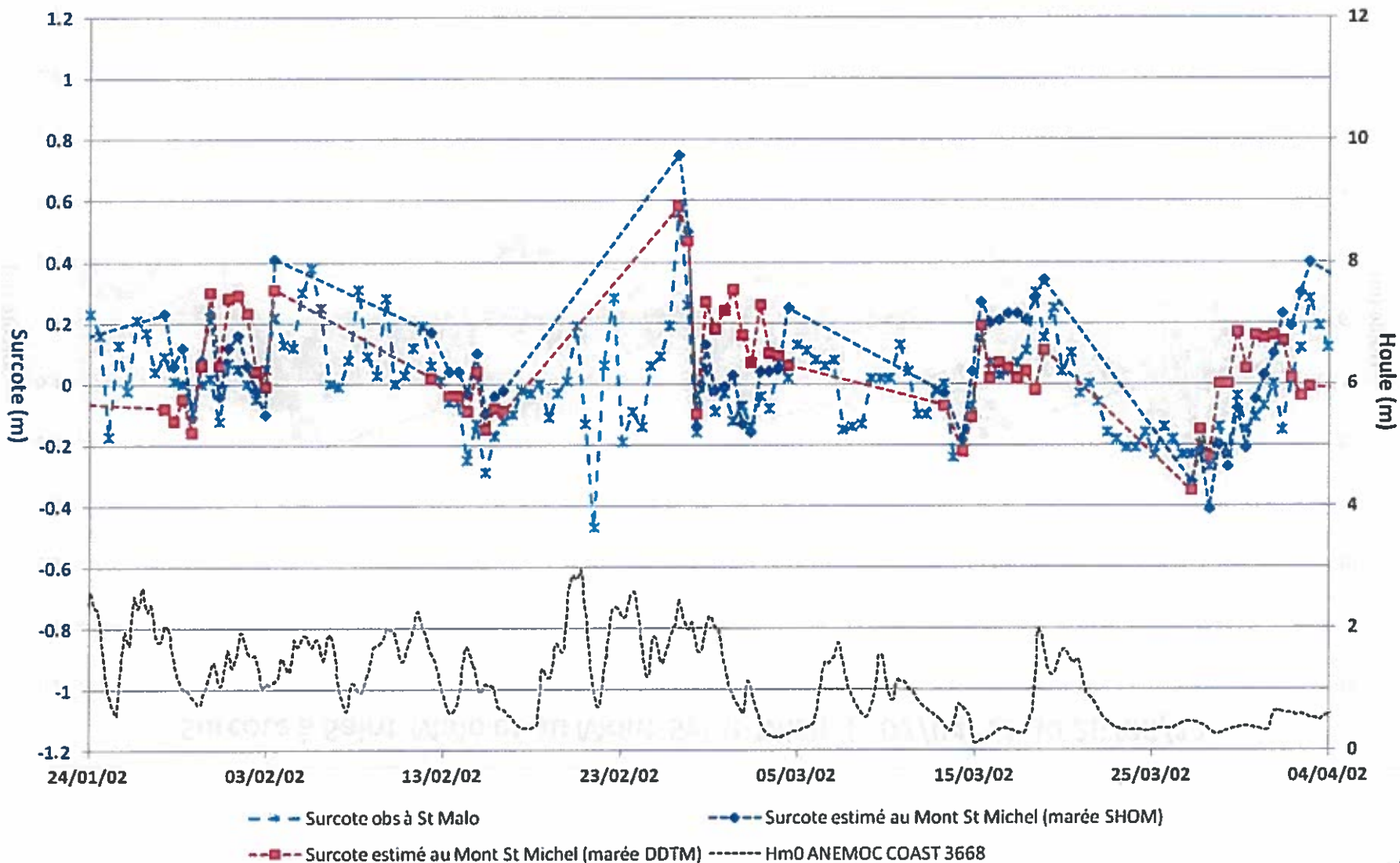
Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 22/09/00 au 01/12/00



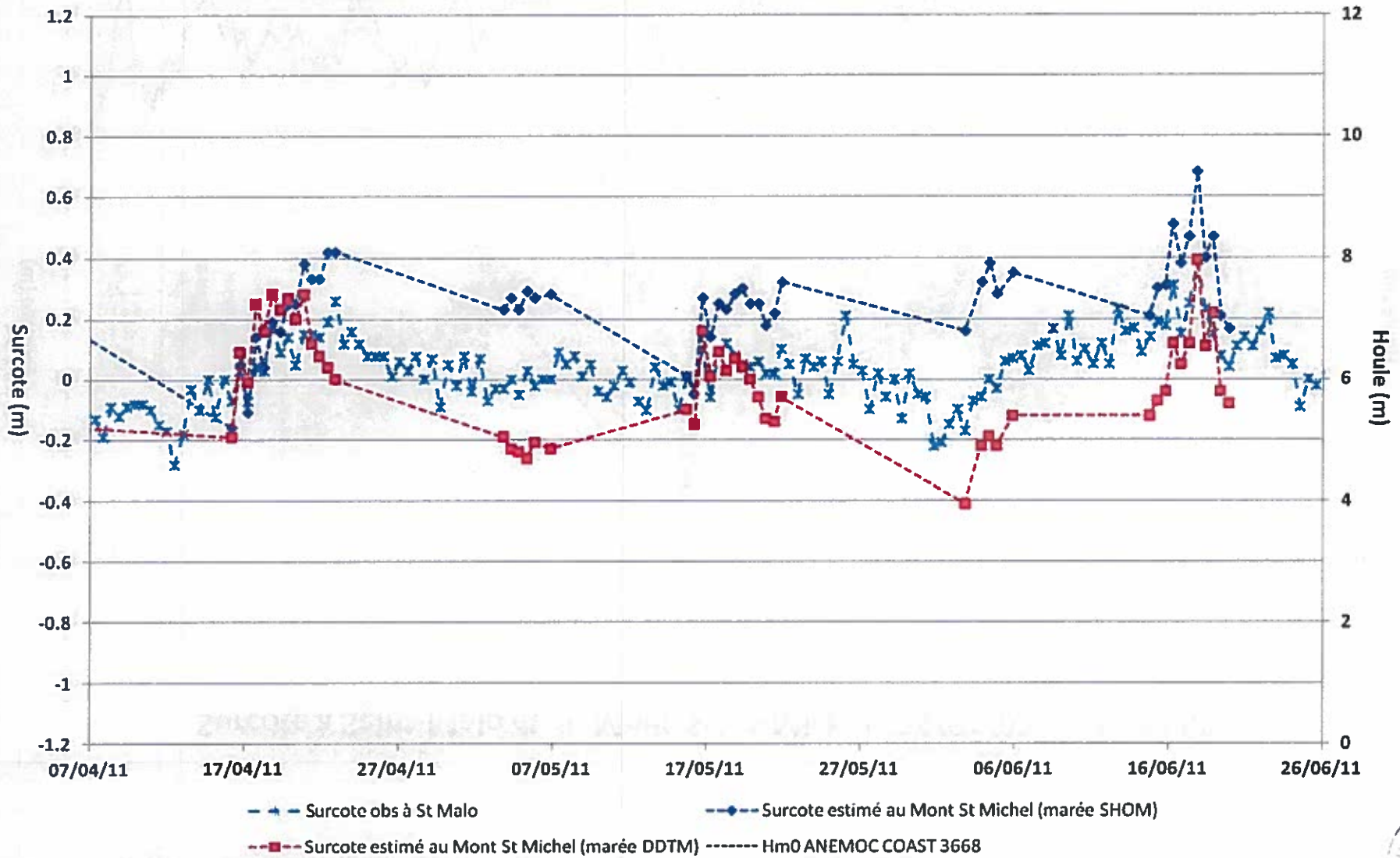
Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 07/01/01 au 18/03/01



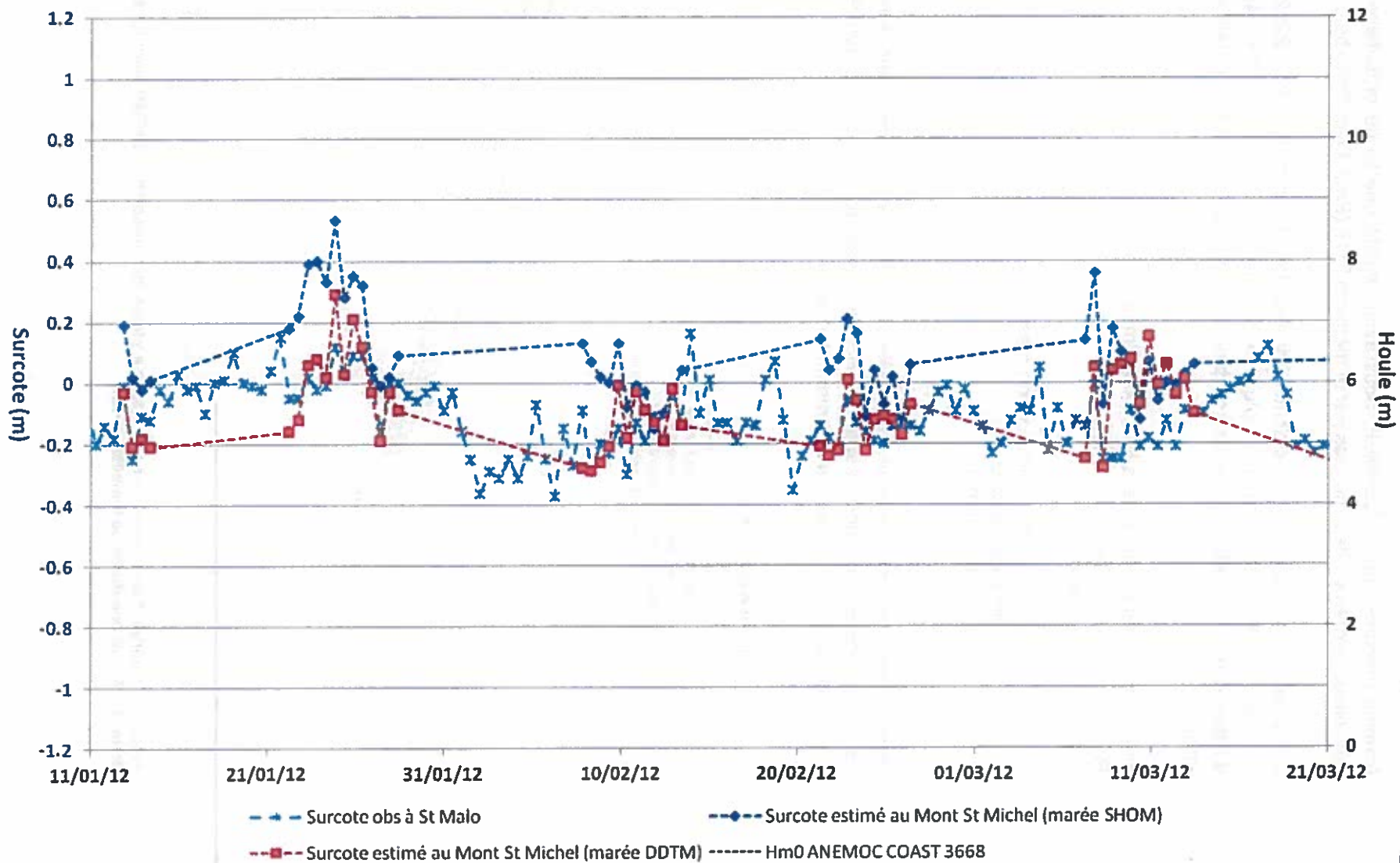
Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 24/01/02 au 04/04/02



Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 07/04/11 au 26/06/11



Surcote à Saint-Malo et au Mont-Saint-Michel - 11/01/12 au 21/03/12



1.2 ANALYSE PAR LA METHODE POT

Comme préconisé par le CETMEF, nous avons ajusté une loi de probabilité paramétrique aux valeurs extrêmes des surcotes par la méthode POT (Peak Over Threshold).

L'analyse POT sur les surcotes a donc portée sur les mesures de 1997 à 2002 puis de 2011 à 2012. Soit 1286 pleine mer de plus de 5.5 m IGN, c'est-à-dire $1286/245 = 5.25$ ans d'observation, 245 étant le nombre de pleine par an supérieur à 5.5 m IGN au Mont-Saint-Michel.

L'ajustement des surcotes se fait avec la formule :

$$Pr(S > s \mid s+u > n_0 \ \& \ S > s_0) = (1 - F(s))$$

avec

- s : surcote
- u : marée
- n_0 : niveau d'eau minimum de mesure
- s_0 : seuil de tempête
- F(.) : loi d'ajustement

Dans un premier temps, le seuil de tempête a été défini à 0.5 m pour une durée de tempête de 72h. La population étudiée est alors de 36 tempêtes, soit près de 6.86 tempêtes par an. On obtient alors les courbes d'ajustements suivantes :

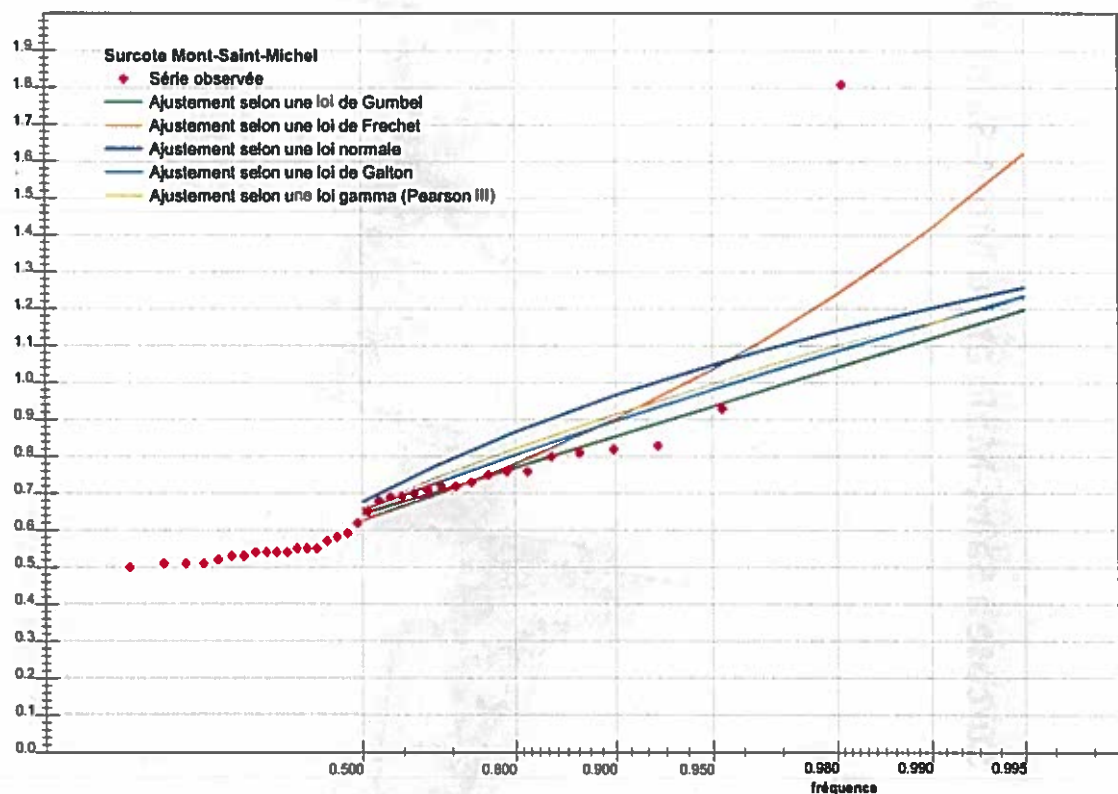


Figure 4 : Courbe d'ajustement des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h

Les tests de normalité donnent les résultats suivants :

	Gumbel	Frechet	Normale	Galton	Pearson
Test de: Anderson-Darling - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 2.4986					
Statistique	1.1510	0.8750	3.0815	1.3905	1.6326
Test de: Cramer-Von-Mises - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 0.2186					
Statistique	0.1666	0.1228	0.4647	0.1809	0.2391
Test de: Kolmogorov-Smirnov - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 0.2214					
Statistique	0.1784	0.1321	0.2181	0.1436	0.1611

Dans un second temps, le seuil de tempête a été défini à 0.6 m pour une durée de tempête de 72h. La population étudiée est alors de 19 tempêtes, soit près de 3.62 tempêtes par an. On obtient alors les courbes d'ajustements suivantes :

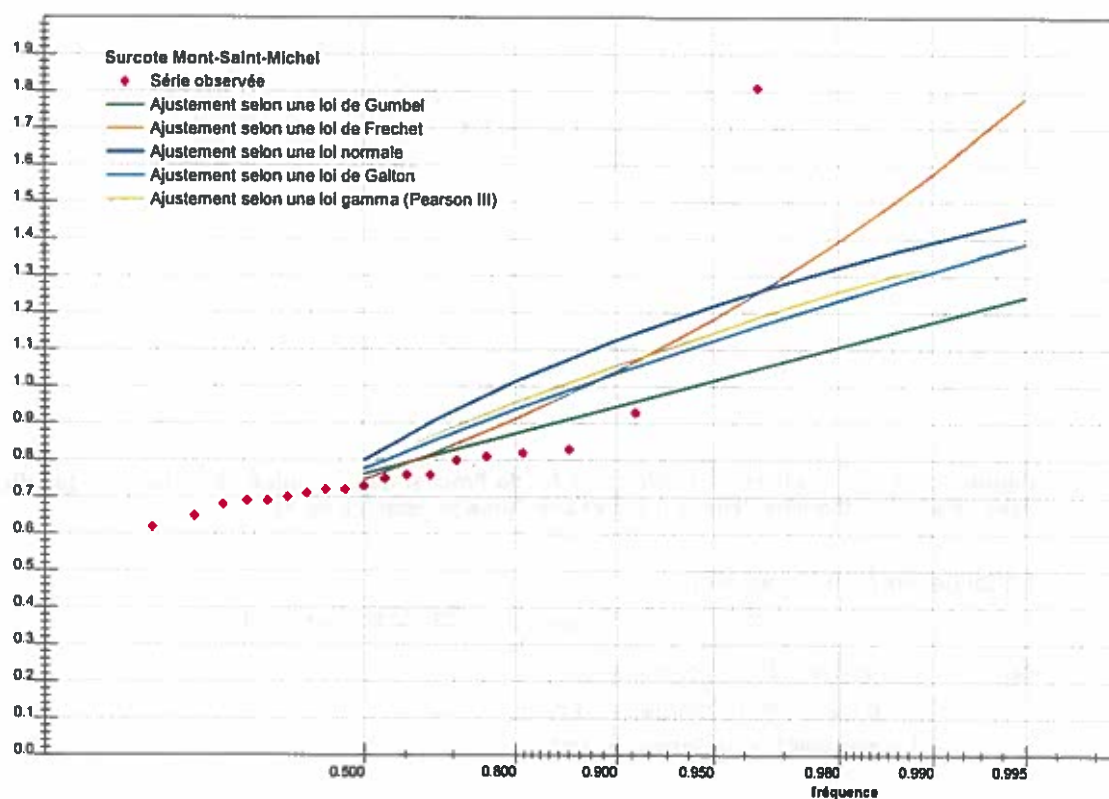


Figure 5 : Courbe d'ajustement des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.6 m et une durée de tempête de 72h

Les tests de normalité donnent les résultats suivants :

	Gumbel	Frechet	Normale	Galton	Pearson
Test de: Anderson-Darling - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 2.4986					
Statistique	1.1059	1.3476	3.3346	2.1207	2.3419
Test de: Cramer-Von-Mises - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 0.2170					
Statistique	0.1518	0.2251	0.6092	0.3568	0.4317
Test de: Kolmogorov-Smirnov - Niveau de signification: 5 % - Valeur critique: 0.3014					
Statistique	0.1888	0.2115	0.3463	0.2758	0.3005

Au vu des résultats précédents, l'ajustement selon une Loi de Fréchet, paramètres estimés selon la méthode des moments, est la plus pertinente appliquée à un échantillon avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h. La courbe suivante représente cet ajustement avec les intervalles de confiance à 95 % et 70% :

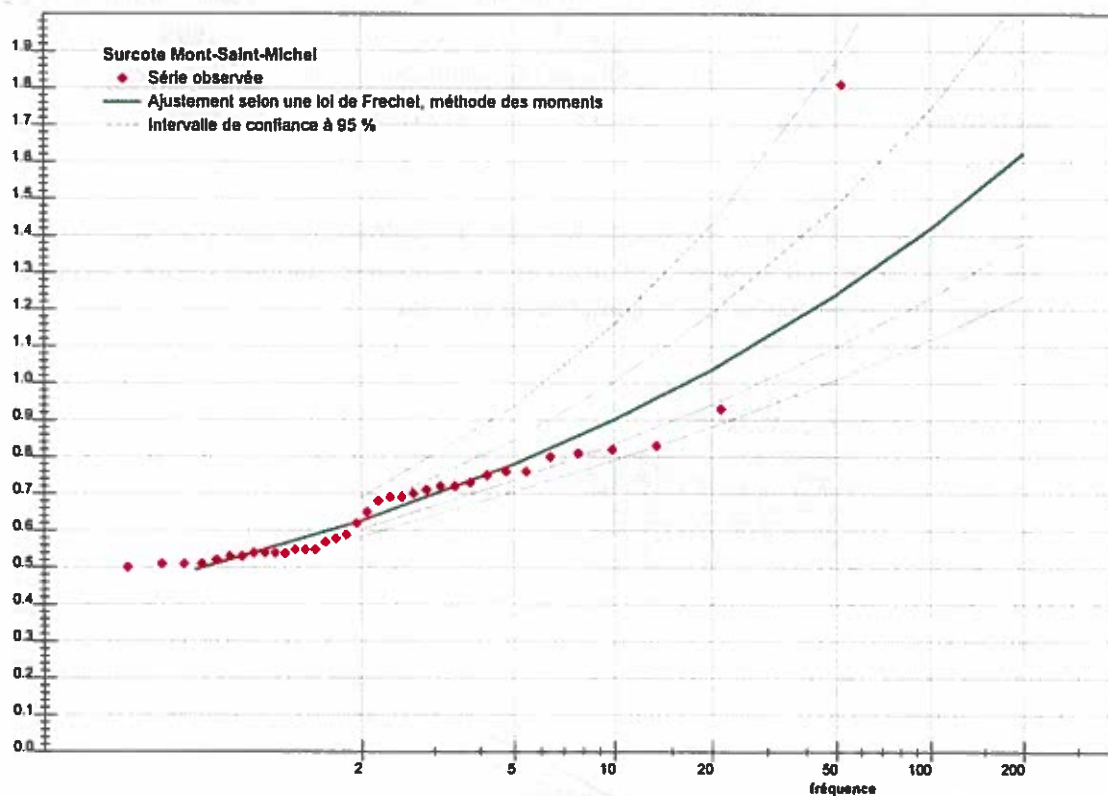


Figure 6 : Courbe d'ajustement selon une loi de Fréchet des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h

La loi de Fréchet s'écrit alors :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \text{ avec } u = \frac{\log(x-x_0)-s}{\delta} \text{ et } x \in]x_0, +\infty[$$

- ou x_0 = paramètre d'origine = 0.0
 s = paramètre d'échelle = -0,539
 δ = paramètre de forme = 0.19

Les valeurs associées sont résumées dans le tableau suivant :

Période de retour	5	10	20	50	100	200
surcote (m)	1.15	1.31	1.49	1.77	2.04	2.43
Intervalle de confiance à 95 %	0.96	1.05	1.16	1.32	1.47	1.67
	1.67	2.05	2.49	3.22	3.99	5.13
Intervalle de confiance à 70 %	1.03	1.15	1.29	1.48	1.67	1.95
	1.35	1.59	1.86	2.29	2.72	3.33

Ainsi pour un ajustement selon une loi de Fréchet des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h, la surcote de période de retour centennale à une valeur de 2,04 m avec un intervalle de confiance à

95% de - 0,57 m en borne inférieur et + 1,95 m en borne supérieur et de respectivement 0,37 m et + 0,67 m pour un intervalle de confiance à 70%.

En faisant le même traitement sur un échantillon pour lequel la valeur de 1.81 serait traitée comme un horsain, on obtient le résultat suivant :

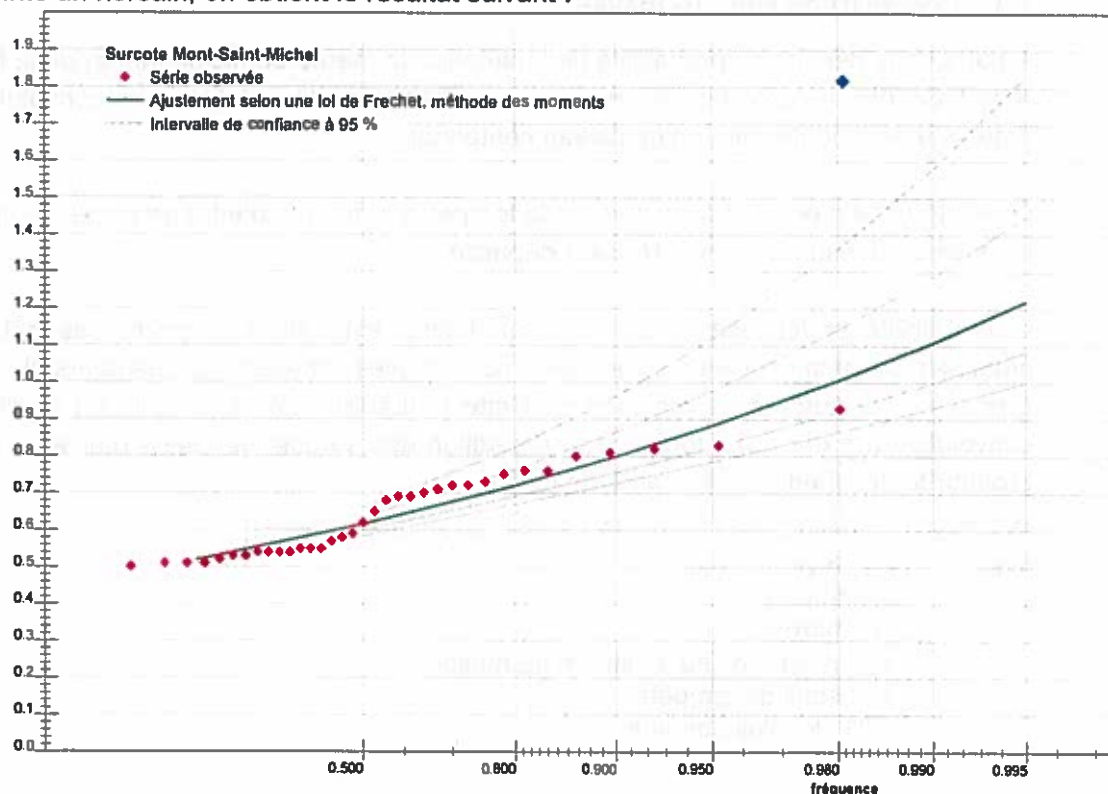


Figure 7 : Courbe d'ajustement selon une loi de Fréchet des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h et en traitant la valeur de 1,81 comme un horsain (point bleu)

La loi de Fréchet s'écrit alors :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \text{ avec } u = \frac{\log(x-x_0)-s}{\delta} \text{ et } x \in]x_0, +\infty[$$

- ou x_0 = paramètre d'origine = 0.0
- s = paramètre d'échelle = -0,536
- δ = paramètre de forme = 0.14

Les valeurs associées sont résumées dans le tableau suivant :

Période de retour	5	10	20	50	100	200
surcote (m)	0.95	1.04	1.15	1.30	1.44	1.62
Intervalle de confiance à 95 %	0.83	0.89	0.95	1.04	1.13	1.23
	1.24	1.44	1.66	2.00	2.34	2.80
Intervalle de confiance à 70 %	0.87	0.95	1.03	1.14	1.24	1.38
	1.07	1.20	1.34	1.56	1.76	2.04

Ainsi pour un ajustement selon une loi de Fréchet des surcotes de pleine mer (prédiction SHOM) avec un seuil de tempête défini à 0.5 m et une durée de tempête de 72h, la surcote de période de retour centennale à une valeur de 1,44 m avec un intervalle de confiance à



95% de - 0,31 m en borne inférieure et + 0,90 m en borne supérieure et de respectivement 0,19 m et + 0,32 m pour un intervalle de confiance à 70%.

1.3 CONVOLUTION SURCOTE/MAREE

A partir de la densité de probabilité des hauteurs de marée de pleine mer et de la fonction de répartition des surcote de pleine mer, on utilise la méthode dite de « convolution » pour obtenir la période de retour d'un niveau centennal.

On s'intéresse aux seuls événements de tempêtes correspondant à un pic de surcote et pour lesquels le niveau de 5.5m IGN69 est dépassé.

La probabilité de dépasser un niveau d'eau donnée est égale à la somme des probabilités de dépasser ce même niveau d'eau avec des couples différents de hauteurs de marée de pleine mer et surcote de pleine mer. Cette probabilité s'écrit en utilisant la méthode de convolution à partir de la fonction de répartition des surcote de pleine mer et la densité de probabilité des hauteurs de marée de pleine mer :

$$Pr(Z > z_0 | z_0 > n_0) = \sum_i Pr(U = u_i) \cdot Pr(S > s | s = z_0 - u_i \& s + u_i > n_0)$$

- avec
- z_0 : niveau d'eau
 - s : surcote
 - u : marée
 - n_0 : niveau d'eau minimum de mesure
 - s_0 : seuil de tempête
 - $F(.)$: loi d'ajustement

Les surcotes étant caractérisées seulement au-dessus du seuil de tempête s_0 , la convolution ne peut pas reproduire les niveaux inférieurs à $u_{\max} + s_0$ soit respectivement $0,5 + 8,03 = 8,53$ m avec la marée prédite par le SHOM.

Les intervalles de confiance donnés ici pour information sont ceux estimés pour le niveau des plus hautes mers sur la période de Saros auxquels ont été retranchés/ajoutés 20 cm correspondant aux incertitudes sur la marée et les surcotes qui en ont été déduites.

Ainsi, par exemple, le niveau 8,53 m peut être atteint par les combinaisons surcote + marée (SHOM) suivantes :

- 0,50 + 8,03 : T = 1998 ans
- 0,52 + 8,01 : T = 1056 ans
- 0,54 + 7,99 : T = 2295 ans
- 0,64 + 7,96 : T = 2721 ans
- ...

La période de retour résultante est alors de 90 ans



En se basant sur la seule partie paramétrique de la loi de probabilité des surcotes, on obtient les tableaux suivants :

Période de retour	90	100	150	200	300
Niveau extrême	8.53	8.55	8.60	8.64	8.69
Intervalle de confiance à 95 %	8.29	8.31	8.36	8.40	8.45
	8.77	8.79	8.84	8.90	8.96
Intervalle de confiance à 70 %	8.31	8.33	8.38	8.42	8.47
	8.75	8.77	8.82	8.87	8.92

Rappelons que le nombre de données disponibles est assez faible (5.25 années de mesures), sur lesquels on ne retient que les marées dont le niveau est supérieur à 5,5m IGN réduisant encore l'échantillon d'un tiers, ce qui rend au final l'ajustement statistique très peu fiable pour des extrapolations à 100 ans.



ANNEXE 2

PRESENTATION D'HYDRARIV



L'étude de submersion marine du marais de Dol a été réalisée à l'aide du logiciel HYDRARIV, le logiciel général de simulation dynamique des écoulements dans les cours d'eau et les vallées inondables développé depuis 30 ans par hydratec et commercialisé depuis 2005 - cf. site internet www.hydratec-software.com.

Le code de calcul est le code Hydra décrivant les écoulements en régime transitoire en résolvant les équations de Barré de St-Venant.

2.1 PRESENTATION GENERALE

2.1.1 Présentation générale

HYDRARIV est un progiciel de modélisation hydrologique et hydraulique des espaces fluviaux entièrement développé par hydratec. Il est conçu pour intégrer dans un même modèle des schémas de représentation contrastés, tels que la schématisation filaire, les casiers et les maillages bi dimensionnels. Cette souplesse permet d'adapter au mieux la modélisation à la spécificité des configurations rencontrées dans le domaine fluvial et aux objectifs de modélisation poursuivis.

HYDRARIV permet de produire les cartes d'aléa hauteur vitesse et d'analyser à l'échelle de la maille de calcul les dommages liés aux submersions.

HYDRARIV est une application totalement autonome, gérant tout à la fois la génération et l'édition des modèles via une interface graphique dédiée, le pilotage des calculs et l'exploitation des résultats. Elle est organisée autour d'un module de pilotage développé en VB6 et d'une base de données spécifique, interne à l'application : aucune licence externe n'est requise.

Le noyau de calcul est constitué par le logiciel HYDRA, développé et exploité par Hydratec depuis plus de 20 ans. Ce noyau développé en Fortran englobe des algorithmes généraux intéressant les écoulements superficiels, il est utilisé dans plusieurs domaines d'intervention, dont l'hydraulique fluviale. La chaîne de simulation HYDRA est totalement transparente à l'utilisateur car elle est pilotée par l'interface d'HYDRARIV.

Les concepts de modélisation manipulés par HYDRARIV présentent un haut niveau d'intégration avec pour avantages :

- L'ergonomie : la description d'un domaine fluvial est basée sur des schémas de modélisation diversifiés accordant une grande latitude de choix au modélisateur selon sa compréhension du fonctionnement hydraulique du système modélisé. Par ailleurs HYDRARIV est conçu pour fonctionner dans un environnement WINDOWS. Il respecte les « guides de style Windows », ainsi que les règles d'ergonomie des environnements Windows.
- La fiabilité et la robustesse : la génération d'un modèle hydraulique subit de nombreux contrôles de cohérence des données et active automatiquement les options de calcul les plus appropriées aux caractéristiques du modèle défini par l'utilisateur,
- La performance : l'organisation interne des entités de modélisation est entièrement prise en charge par des programmes de génération spécifiques. Ceux-ci sont conçus pour optimiser la taille des systèmes matriciels et donc minimiser les temps de calcul.

HYDRARIV ne dispose pas de fonctions SIG proprement dite, ces fonctions sont assurées par un logiciel d'accompagnement : HYDRAMAP, pour toutes les tâches mettant en œuvre un Modèle Numérique de Terrain en prétraitement ou post traitement. HYDRAMAP est un module applicatif de MAPINFO et fonctionne donc dans l'environnement de ce dernier. Il agit comme pré processeur d'HYDRARIV pour générer en lot certaines entités de modélisation comme le maillage et les liaisons internes d'un sous domaine bi dimensionnel et donc

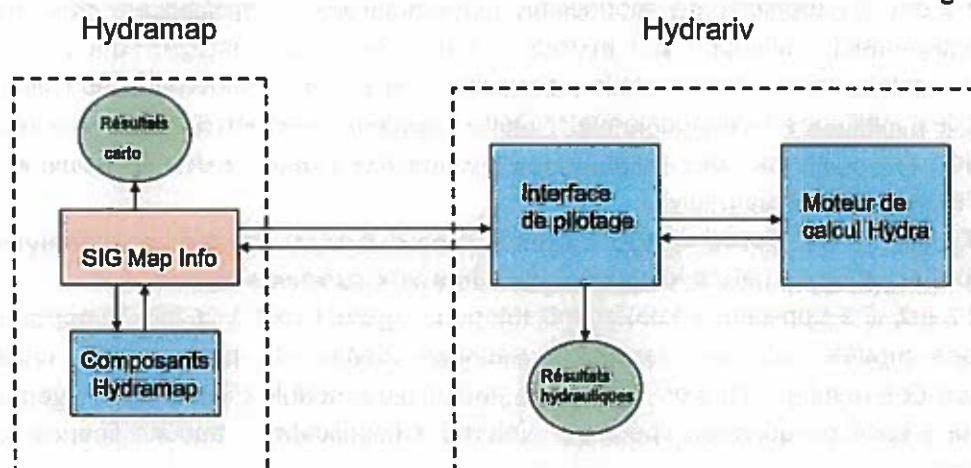
faciliter le renseignement de ces objets. Le lien entre ces deux applicatifs est assuré par des procédures d'importations et d'exportations gérées par HYDRARIV.

Cette distinction entre HYDRAMAP et HYDRARIV est voulue : elle assure une optimisation des traitements en valorisant au mieux les fonctionnalités de chaque environnement de travail selon l'étape de modélisation.

Toutes les informations complémentaires sur le logiciel HYDRARIV sont accessibles sur le site internet : <http://www.hydratec-software.com/>

2.1.2 Architecture du logiciel

HYDRARIV est articulé autour des blocs fonctionnels schématisés sur la figure ci-dessous.



Le logiciel HYDRARIV proprement dit comprend une interface de pilotage graphique et un moteur de calcul composé de la chaîne de simulation Hydra.

L'interface remplit les fonctions principales suivantes :

- importation de données externes générées par d'autres applicatifs tels que les SIG,

- génération, éditions des entités de modélisation,

- paramétrage des scénarios,

- pilotage et contrôle des calculs de simulation. Ces derniers sont réalisés en sous tâche par la chaîne de simulation Hydra et sont totalement transparents pour l'utilisation,

- Exploitation des résultats hydrauliques à partir des fichiers de résultats bruts produits par Hydra : courbes $x(t)$, profils en long, cartes bi dimensionnelles d'écoulement,

- Conditionnement et exportation de fichiers résultats au format MIF/MID en vue d'un post-traitement cartographique par un SIG, couplé à un M.N.T.

L'interface se présente comme indiqué sur la figure ci-après. Elle se compose :

- D'une barre de menus contenant toutes les fonctionnalités disponibles d'HYDRARIV,

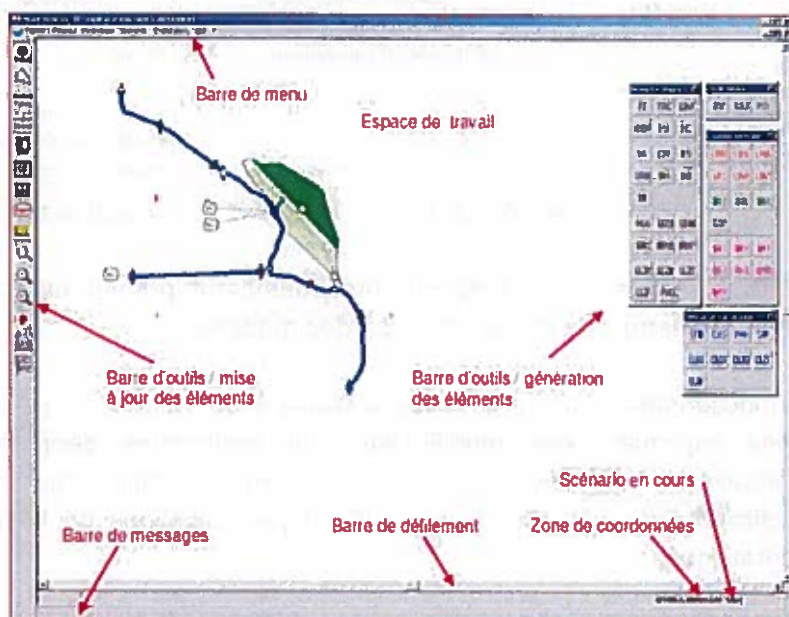
- D'une barre d'outils contenant des icônes pour l'activation de certaines tâches,

- D'une barre d'outils pour la création des éléments constitutifs du réseau,

- D'une (ou plusieurs) fenêtre(s) contenant chacune l'espace de travail d'un fichier réseau (.HRV)

L'espace de travail contient le schéma du réseau. Il ne se limite pas aux dimensions de la fenêtre et l'utilisateur peut se déplacer sur le réseau à l'aide des barres de défilement en bas et à droite de la fenêtre. Dans chaque fenêtre apparaissent :

- Une barre de message,
- Une zone indiquant les coordonnées de la position du curseur (si le réseau est calé dans un repère donné),
- Une zone indiquant le scénario actif.



Interface d'HydraRiv

L'interface permet le calage d'un fond de plan raster (cartes, orthophotoplans, ...).

L'application Hydramap n'est pas strictement nécessaire pour construire un modèle, HYDRARIV possédant toutes les fonctionnalités nécessaires. Elle est cependant très utile pour certaines modélisations nourries par des semis de points et pour lesquels la définition des paramètres géométriques requiert des traitements de masse de données topographiques.

Hydramap est formé par la juxtaposition de deux applicatifs :

- le SIG Map Info,

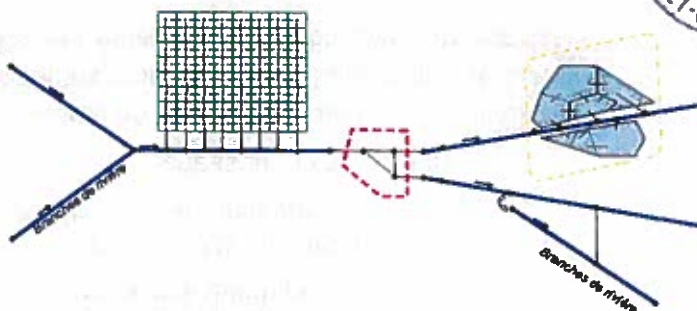
- une bibliothèque de composants dédiés à l'application HYDRARIV, permettant de transformer des données topo brutes en entités de modélisation, telles qu'un maillage bi dimensionnel, la génération de liaisons par lots, le calcul de courbes de remplissage cote-surface dans les casiers etc ...

Les tables créées sous Hydramap sont ensuite exportées vers HYDRARIV pour venir enrichir un modèle existant, ou même de créer l'ossature d'un modèle qui est ensuite affiné et enrichi à l'aide des fonctionnalités disponibles dans HYDRARIV.

2.1.3 Flexibilité d'utilisation

La connexion des différents domaines de modélisation (filaire, casier, bi dimensionnel et station de gestion) est assurée par les liaisons latérales, de natures différentes selon la topographie ou le type d'ouvrage. Cette conception offre la possibilité d'étendre ou d'affiner localement le schéma de modélisation d'un modèle existant.

Les figures ci-contre illustrent les différents domaines pouvant co-exister dans un même sous modèle.



Entités de modélisation	Applications
— branche de calcul (domaine filaire)	Fluvial + Assainissement
▢ domaine bidimensionnel	Fluvial
▭ domaine casiers	Fluvial
- - - station de gestion	Assainissement
— liaison latérale	Fluvial + Assainissement
~ maillage / dérivation	Fluvial + Assainissement

Entités de modélisation présentes dans le modèle hydraulique

Le module de « complexe de réseaux » présenté précédemment permet une grande flexibilité dans les phases de construction et d'exploitation des modèles.

Hydrariv dispose d'une fonctionnalité dite de « Configurations » qui permet de générer et de tracer des scénarios impliquant des modifications de paramètres géométriques, topographiques et hydrauliques attachées aux objets de modélisation d'un modèle hydraulique donné : coefficients de frottements, cotes de digues, sections de lit mineur, ouverture d'ouvrages hydrauliques, ...

Hydrariv dispose également d'un module de gestion de contrôle et de régulation des ouvrages hydrauliques. Les ouvrages hydrauliques ponctuels modélisés dans Hydrariv sont paramétrés par défaut dans l'interface de façon à fonctionner en mode local : la plupart des actionneurs sont fixes, d'autres sont mobiles et régulés par rapport à une consigne de déplacement, de niveau ou de débit. L'état des variables géométriques et les consignes de gestion de l'ensemble de ces ouvrages peuvent également être pilotées par un fichier externe contenant un script de programmation plus ou moins complexe totalement interactif avec les algorithmes de calcul hydrauliques du noyau de calcul d'Hydrariv. Cette possibilité permet de prendre en compte des systèmes d'asservissement complexes, faisant intervenir tout un ensemble de paramètres d'état du système et d'actionneurs, pour lesquels la régulation locale n'est plus adaptée.

Ces caractéristiques d'Hydrariv offrent à l'utilisateur une très forte souplesse pour faire évoluer un modèle donné :

Extension par ajout d'éléments complémentaires,

Intégration d'aménagements hydrauliques tels que des protections rapprochées, le recalibrage d'un cours d'eau, l'abaissement ou la rehausse de cotes de digues, ... et quantification des incidences engendrées,

Modification des règles de gestion d'ouvrages asservis (modification de la cote de régulation d'un barrage en fonction de la saison par exemple).

La conception d'Hydrariv assure par ailleurs une totale traçabilité des différentes simulations menées.

2.1.4 Découpage en sous-modèles

Le logiciel HYDRARIV permet de construire des sous modèles séparés et de les raccorder pour la phase de calcul ; les sous modèles n'en constituent alors plus qu'un seul pour la simulation des différents scénarios et la production des cartographies associées.

Ces possibilités sont exploitées pour l'élaboration de modèles complexes nécessitant une sous structuration par cours d'eau et/ou le travail de plusieurs équipes en parallèle ; elles ont notamment été mises en œuvre pour les modèles de la Maine et de ses affluents, de l'Oise et de l'Aisne, de la Seine, de la Saône, de la Charente ...

Ce module de « complexe de réseaux » présente en outre le grand avantage d'alléger considérablement l'exploitation du modèle global et de ne s'intéresser si on le souhaite qu'à un sous-système hydraulique donné.

2.2 LE MODULE HYDRAULIQUE

Hydrariv propose différents domaines de modélisation, interconnectés entre eux par le biais de liaisons hydrauliques spécifiques.

On présente ici les différents modes de représentations proposés par le logiciel.

Les formulations mises en œuvre sont présentées en annexe 2.

2.2.1 Le domaine filaire (ou multifilaire selon les cas)

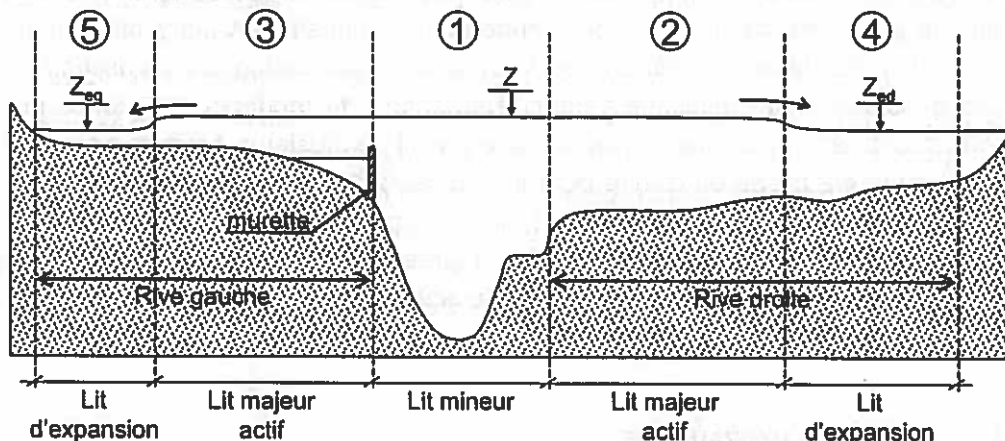
La schématisation filaire repose sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant à lits composés, avec des lois de partage entre les différents lits qui sont conçues pour reproduire au mieux les cotes d'eau dans le lit mineur, les temps de propagation et la déformation des ondes de crues influencées par l'action de laminage joué par le lit majeur. A chaque nœud de calcul sont associées plusieurs variables : la cote d'eau dans la section composée et les débits longitudinaux dans chaque lit. Outre les équations des tronçons de vallée HYDRARIV propose un large choix de singularités spécialement adaptés aux types d'ouvrages et d'obstacles rencontrés dans les vallées fluviales.

Le domaine filaire modélise l'écoulement le long d'un bief de rivière ou de vallée inondable, caractérisé par une direction privilégiée d'écoulement le long de son axe longitudinal. Le bief de vallée, dénommé « branche », est composé d'une succession de tronçons de rivière entrecoupés de singularités hydrauliques formant obstacle à l'écoulement.

Le domaine filaire modélisé par Hydrariv se présente comme une juxtaposition de sous-réseaux arborescents. Un sous-réseau consiste en un assemblage de branches de calcul connectées les unes aux autres par des confluences ou des liaisons latérales. A chaque branche est associé un système de repérage curviligne kilométrique qui lui est propre, avec des PK croissants de l'amont vers l'aval de la branche. Une branche est jalonnée d'une succession ordonnée de modules hydrauliques. Chaque module est délimité par un PK amont et un PK aval. On distingue :

- **Les tronçons élémentaires de rivière ou de vallée** régis par les équations de Barré de St Venant ; les équations distinguent pour chaque section de vallée 7 zones d'écoulements contrastés dans la direction transversale (voir figure ci-après) :
 - le lit moyen où coule l'eau en l'absence de débordement,
 - le lit majeur actif, c'est-à-dire la fraction de la plaine inondable qui participe à l'écoulement longitudinal en vallée après débordement, en distinguant la rive gauche et la rive droite,

- le lit d'expansion qui simule les poches de stockage et d'accumulation dans le lit majeur.



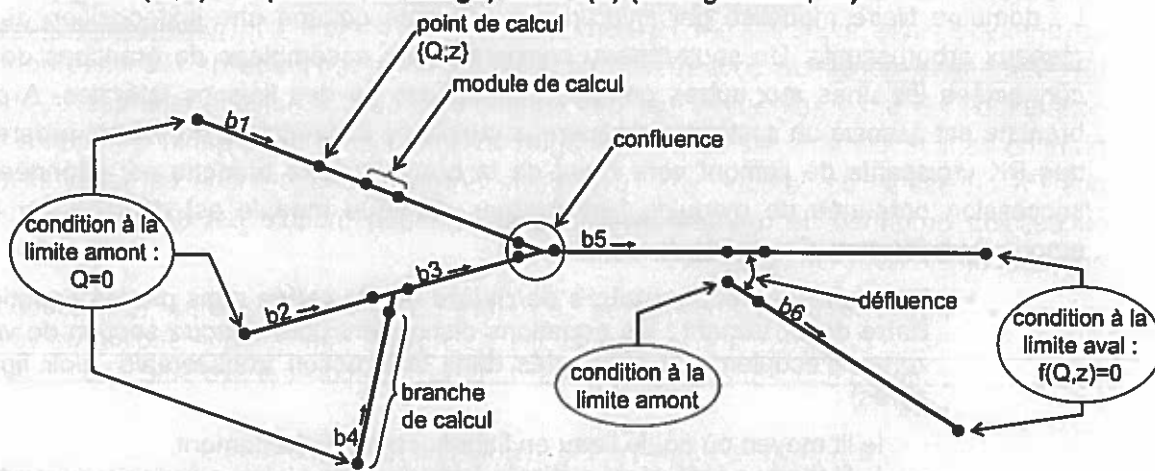
Schématisation de la vallée : coupe transversale

L'hydraulicien synthétise les profils en travers levés par le géomètre. Il interpole des profils supplémentaires pour rester fidèle à la géométrie du lit du fleuve.

- Les singularités hydrauliques ; sont classés dans cette catégorie tous les ouvrages hydrauliques apportant une modification à l'écoulement le long d'un tronçon de rivière, et plus généralement, le long d'une branche 1D. Par extension une singularité est définie dans Hydrariv comme toute loi d'écoulement régie par des équations autres que celles du tronçon de vallée. Une singularité peut :
 - se caractériser par une discontinuité de débit (hydrogramme d'apport ou dérivation), ou de cote piézométrique, ou les deux à la fois,
 - être de type passif (ouvrage statique) ou actif (organe réglable).

Chaque branche est constituée en définitive d'une succession de points de calculs. A chaque point sont calculés une cote Z et un débit longitudinal Q le long de la branche. Ce débit est positif lorsque le courant s'écoule de l'amont vers l'aval de la branche, c'est-à-dire dans le sens croissant des PK. Il est négatif dans le cas contraire.

Les conditions à la limite aval sont définies au nœud aval par une relation généralement de la forme : $f(Q,Z) = 0$ (courbe de tarage) ou $Z=f(T)$ (marégramme, ...).



Schématisation d'un domaine filaire maillé

2.2.2 Le domaine casier

Il s'agit d'une zone d'accumulation dans le lit majeur avec faible vitesse moyenne, où les transferts de débit sont conditionnés par des lois d'échange aux frontières.

Le domaine casier remplace le lit majeur du domaine filaire lorsque les écoulements y sont faibles. Il s'agit surtout de zones de stockage.

Le domaine casier est donc notamment adapté dans les cas suivants :

- plan d'eau endigué,
- lit majeur derrière remblai,
- îlot d'habitation dense en centre-ville...

Les casiers sont définis par une loi de remplissage surface en fonction de la cote altimétrique.

Cette information est issue de traitements cartographiques à partir de semis de points.

2.2.3 Le domaine bidimensionnel (2D)

Le domaine 2D comprend une collection de mailles quadrangulaires ou triangulaires, appelées pavés. Chaque pavé est converti en interne en un nœud de calcul caractérisé par :

- une cote d'eau Z ,
- les composantes u_x et u_y de la vitesse d'écoulement,
- une capacité de stockage décrite par une cote moyenne de fond Z_f et une surface S .

La modélisation bidimensionnelle repose sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant à deux dimensions à l'aide d'une méthode de volumes finis : les inconnues sont la cote d'eau et la composante de la vitesse dans chaque direction, calculées au centroïde de la maille.

Le maillage s'appuie notamment sur des limites physiques contraignant les écoulements (digues, remblais, ...), la taille des mailles étant définie par le modélisateur en fonction des de la précision attendue et de la morphologie de la vallée.

Les singularités ponctuelles au droit des franchissements routiers ou ferrés sont schématisées par des liaisons spécifiques reliant les mailles amont et aval :

- des lois d'orifice pour les buses et les ponceaux de décharge,
- des lois de seuil pour les routes, chemins, digues, murets, ... submersibles.

2.2.4 Prise en compte des singularités

HydraRiv dispose d'un panel de singularités hydrauliques ponctuelles permettant de schématiser ces différentes situations. Des singularités ou liaisons binodales sont également disponibles, afin de tenir compte des échanges de débits entre deux points différents d'un bief par exemple (ou entre deux biefs, ou un bief et un casier).

Les ponts sont modélisés par une perte de charge prenant en compte la taille et l'emplacement des culées et des éventuelles piles du pont.

2.2.5 Les liaisons latérales

Les liaisons latérales symbolisent des relations de transfert de débit entre des nœuds de calcul attachés aux éléments des différents domaines. Elles concernent :

- les relations entre objets appartenant au même domaine (domaine 2D par exemple),
- les relations entre objets de deux domaines distincts : par exemple entre les nœuds d'une branche filaire et les pavés adjacents d'un domaine 2D

L'équation associée à chaque liaison est de la forme :

$f(Q_L, Z_1, Z_2)$ où : Q_L est le débit d'échange entre les nœuds 1 et 2,

- Z_1 et Z_2 sont les cotes d'eau aux nœuds 1 et 2 respectivement,
- f est une fonction spécifique à la nature hydraulique de la liaison : frottement, seuil, orifice, poreuse, ...

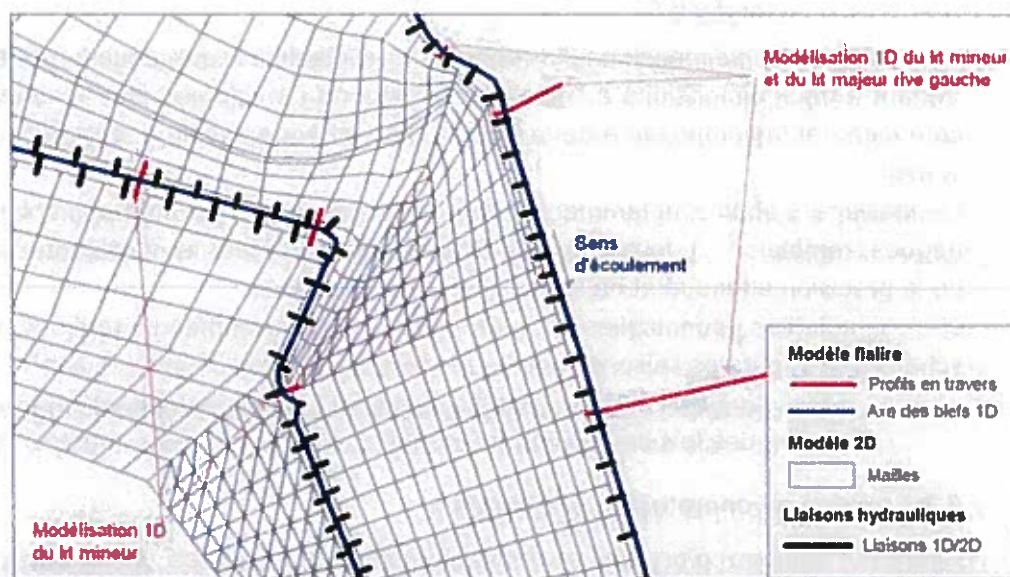
Dans le cas d'une liaison uninodale, la relation est de la forme : $g(Q_L, Z_1) = 0$. La liaison s'apparente alors à une condition à la limite appliquée au nœud 1.

2.2.6 Couplage 1D-2D

Hydrariv propose deux fonctionnalités de couplage des domaines 1D et 2D, basées sur la création de liaisons latérales entre les éléments de ces deux domaines. Les berges de chaque lit de cours d'eau sont connectées au domaine bidimensionnel par l'intermédiaire de liaisons spécifiques apparentées à des déversoirs, la cote et la largeur de chacune étant fonction du profil de la berge.

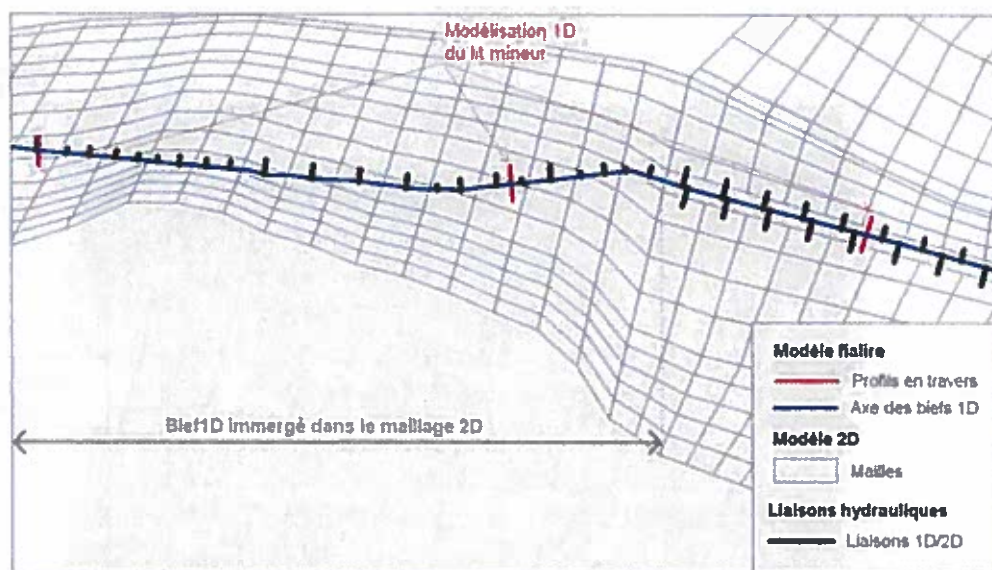
Maillage 2D appuyé sur les limites du domaine 1D

Les liaisons latérales schématisent les capacités de débordement du bief 1D vers le maillage 2D à partir des caractéristiques géométriques de la berge considérée (altimétrie), de la géométrie de chacune des mailles (largeur de contact avec la berge) et de l'occupation du sol (frottement).



Bief 1D immergé dans le maillage 2D

Le bief 1D intègre uniquement le lit mineur du cours d'eau concerné, et ne constitue pas une limite au maillage 2D ; les caractéristiques géométriques des liaisons du bief 1D vers les mailles 2D sont simplifiées : une liaison vers chaque maille traversée, celle-ci englobant la largeur de débordement des rives gauche et droite.



Cette représentation simplifiée est mise en œuvre lorsque la capacité du cours d'eau est faible et lorsque ses berges ne constituent pas un obstacle à l'écoulement des eaux en lit majeur (absence de digues) ; elle permet d'intégrer simplement à un maillage global du lit majeur la présence de petits cours d'eau ou fossés dont le rôle peut être important dans la dynamique d'écoulement des débordements du cours d'eau principal et le ressuyage du lit majeur. L'intégration d'un cours d'eau par cette schématisation dans un modèle existant est très simple puisqu'elle ne nécessite pas de reprendre le maillage. De même, l'étude relative à une restauration de cours d'eau secondaire, la suppression ou l'ajout de fossés en lit majeur se fait par simple modification des caractéristiques des éléments 1D existants (section des profils, rugosité, ...) ou ajout de nouveaux éléments 1D venant se superposer au maillage du lit majeur existant.

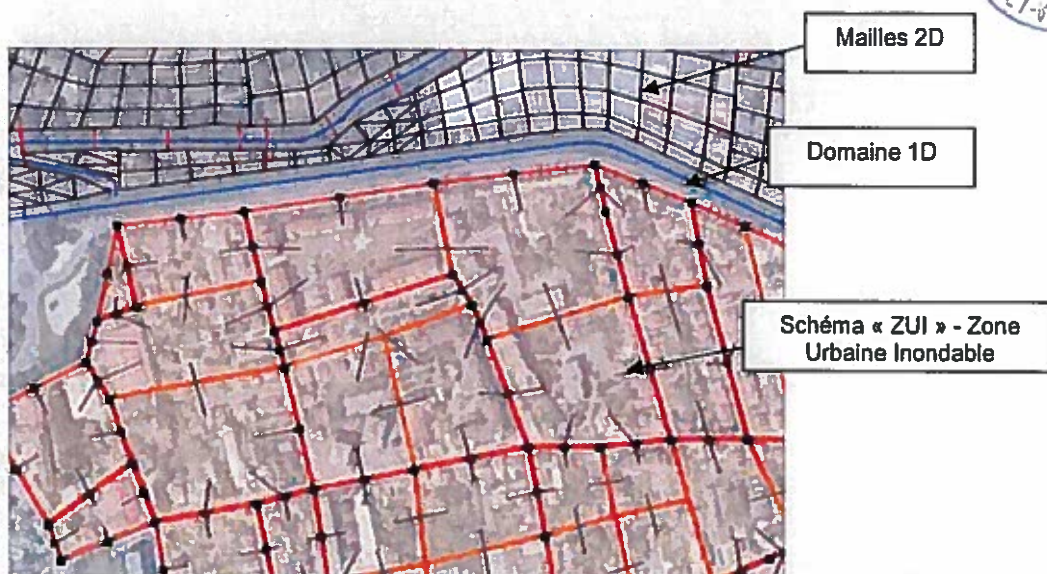
Cette représentation est aussi très utile dans le cas de réseaux souterrains couplés avec des écoulements de surface. Les débordements potentiels des réseaux sont représentés par des liaisons entre les biefs filaires souterrains et les mailles de surface, au droit des regards.

2.2.7 Le domaine Zone Urbaine Inondable (ZUI)

Le domaine des zones urbaines inondables, ou ZUI, est conçu spécifiquement pour la simulation des inondations en milieu urbain, permettant de représenter plus finement la propagation des écoulements à travers les rues et les îlots en tenant compte des effets d'obstacles (bâti), grâce à une triangulation adéquate : il implique de disposer d'une topographie détaillée des secteurs concernés, telle qu'un LIDAR.

Les zones urbanisées sont découpées sur la base d'objets « îlots », régis comme des casiers de stockage, et d'objets « rues », vecteurs privilégiés de la propagation des écoulements. Si l'on dispose d'une couche cadastrale représentant le bâti, les îlots peuvent être modélisés plus finement par une triangulation s'appuyant sur les centroïdes des bâtiments, ce qui permet de restituer les chemins privilégiés d'écoulements entre les bâtiments et donc à la fois les vitesses d'écoulement entre bâtiments et l'impact d'obstacles individualisés sur la propagation de l'onde de crue.

Ce mode de représentation est une alternative très avantageuse à la représentation 2D classique, en termes de souplesse d'exploitation des modèles. Elle a été développée spécifiquement pour la simulation des écoulements des zones urbanisées et est appliquée de façon opérationnelle sur les études PPRI ou PAPI.



2.3 MODULE HYDRAULIQUE : FORMULATIONS MISES EN OEUVRE

2.3.1 Tronçon de vallée en représentation filaire

La schématisation filaire repose sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant à lits composés, avec des lois de partage entre les différents lits qui sont conçues pour reproduire au mieux les cotes d'eau dans le lit mineur, les temps de propagation et la déformation des ondes de crues influencées par l'action de laminage joué par le lit majeur. A chaque nœud de calcul sont associés plusieurs variables : la cote d'eau dans la section composée et les débits longitudinaux dans chaque lit. Outre les équations des tronçons de vallée HYDRARIV propose un large choix de singularités spécialement adaptés aux types d'ouvrages et d'obstacles rencontrés dans les vallées fluviales.

Formulation de base

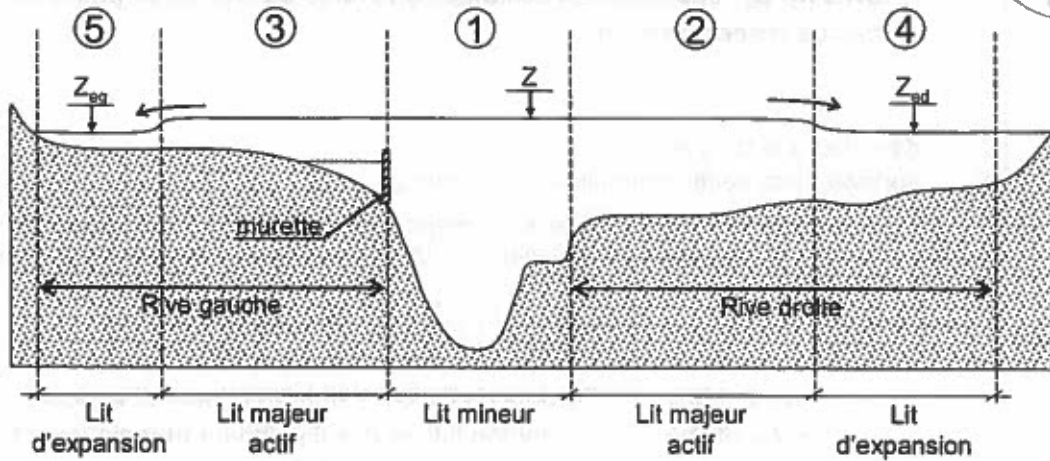
La représentation filaire d'un tronçon de vallée convient lorsque l'écoulement s'organise préférentiellement le long d'une direction privilégiée, orientée le long de l'axe longitudinal de la vallée, à l'échelle spatiale du problème considéré. Le bief de vallée est composé d'une succession de tronçons de rivières entrecoupés de singularités hydrauliques formant obstacle à l'écoulement dans le sens longitudinal.

Le module de calcul de base s'applique à un tronçon élémentaire de vallée avec 5 zones d'écoulements contrastés dans la direction transversale (voir figure ci-dessous) :

- le lit mineur où coule l'eau en l'absence de débordement et auquel sont appliquées les équations de St Venant (zone 1),
- le lit majeur actif, c'est-à-dire la fraction de la plaine inondable qui participe à l'écoulement longitudinal en vallée après débordement, en distinguant la rive gauche et la rive droite (zones 2 et 3),
- le lit d'expansion qui simule les poches de stockage et d'accumulation dans le lit majeur (zones 4 et 5).



Figure 2.1 : schématisation de la vallée : coupe transversale



Equations du modèle filaire : tronçon de vallée

Equations généralisées de Barré de Saint Venant : formulation de base

Continuité (lits mineur + majeur actif) :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(S_m + \frac{S_M}{s} \right) + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{(q_{eg} + q_{ed})}{s} + q_a$$

Quantité de mouvement (lits mineur + majeur actif) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{S_m + S_M} \right) + g(S_m + S_M) \left[\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{D^2} \right] = 0$$

Continuité (lits d'expansion) :

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial t} (S_{eg}) = -\frac{q_{eg}}{s} \\ \frac{\partial}{\partial t} (S_{ed}) = -\frac{q_{ed}}{s} \end{cases}$$

- t : temps
- x : abscisse curviligne le long du lit mineur
- s : coefficient de sinuosité
- Q : débit total le long du lit mineur + lit majeur actif
- q_a : débit d'apport latéral réparti par mètre linéaire
- q_{eg}, q_{ed} : débits d'échange latéral entre lits majeurs et lits d'expansions :

$$\begin{cases} q_e = -\mu_1 \sqrt{2g} (Z - Z_e)^{3/2} & \text{si } Z > Z_e \\ q_e = +\mu_2 \sqrt{2g} (Z_e - Z)^{3/2} & \text{si } Z < Z_e \end{cases}$$

avec μ_1, μ_2 : coefficients d'échanges en phase de crue et en phase de décrue respectivement

Z : cote d'eau le long du lit mineur

S_m : surface de la section mouillée du lit mineur

S_M : surface de la section mouillée du lit majeur actif (rive droite + rive gauche)

S_{eg}, S_{ed} : surfaces des sections mouillées du lit d'expansion en rive gauche et en rive droite

$$D : \text{débitance} = A S_m K_m R_m^{2/3} + \sqrt{s} \left[1 + \frac{S_m}{S_M} (1 - A^2) \right] S_M K_M R_M^{2/3}$$

avec • K_m et K_M : coefficients de Strickler des lits mineur et majeurs actifs

• R_m et R_M : rayons hydrauliques des lits mineur et majeurs actifs

$$\bullet A : \text{coefficient de Debord} = 0,9 \left(\frac{K_m}{K_M} \right)^{0,1666}$$

β : coefficient d'échange de quantité de mouvement entre lits mineur et majeur :

$$\beta = \left(\frac{1}{S_M} + \frac{\eta^2}{S_m} \right) \left(\frac{S_m + S_M}{1 + \eta^2} \right) \text{ avec } \eta = \frac{Q_m}{Q_M} = \frac{A S_m K_m R_m^{2/3}}{S_M K_M R_M^{2/3} \sqrt{s} \left[1 + \frac{S_m}{S_M} (1 - A^2) \right]}$$

Les équations intégrées de Barré de St Venant sur une section transversale sont exprimées ci-avant.

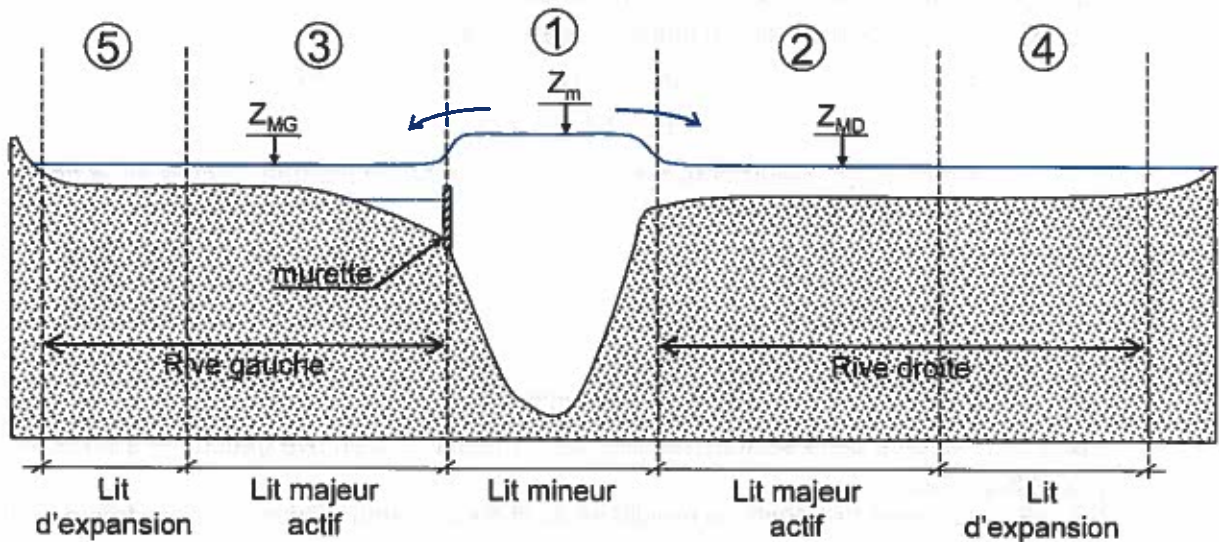
Quelques remarques :

- la longueur de cheminement moyen le long du lit mineur est généralement supérieure à celle le long du lit majeur en raison de la sinuosité du cours d'eau : ceci se traduit par la présence dans les équations du coefficient de sinuosité s .
- le lit majeur ne se remplit pas instantanément au droit d'une zone de débordement : ceci se traduit par un décalage entre les niveaux d'eau Z et Z_e approximé par une loi d'échange de type déversoir et des coefficients d'échange qui diffèrent généralement en phase de remplissage et en phase de ressuyage.
- La débitance totale fait intervenir un coefficient A résultant de l'hypothèse « Debord » : des essais au LNH ont en effet montré que la différence de vitesse d'écoulement entre le lit mineur et le lit majeur actif crée un frottement supplémentaire par cisaillement. Le coefficient A a été calé expérimentalement par des essais en laboratoire.

Formulation variante

Une formulation alternative disponible dans HYDRA consiste à supposer un décrochement de ligne d'eau entre le lit mineur et le lit majeur et non entre le lit majeur actif et le lit d'expansion.

Figure 2.2 : schématisation de la vallée formulation variante : coupe transversale



Les équations intégrées de Barré de St Venant sur une section transversale sont exprimées ci-après :

Equations du modèle filaire : tronçon de vallée

Equations généralisées de Barré de Saint Venant : formulation variante

Continuité (lit mineur) :

$$\frac{\partial}{\partial t}(S_m) + \frac{\partial Q_m}{\partial x} = \frac{(q_g + q_d)}{s} + q_a$$

Quantité de mouvement (lits mineur + majeur actif) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{S_m + S_M} \right) + g(S_m + S_M) \left[\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{D^2} \right] = 0$$

Continuité (lits majeur actif + expansion) :

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial t}(S_{eg} + S_{Mg}) = -\frac{q_g}{s} \\ \frac{\partial}{\partial t}(S_{ed} + S_{Md}) = -\frac{q_d}{s} \end{cases}$$

t : temps
 x : abscisse curviligne le long du lit mineur
 s : coefficient de sinuosité
 Q : débit total le long du lit mineur + lit majeur actif
 q_a : débit d'apport latéral réparti par mètre linéaire
 q_g, q_d : débits d'échange latéral entre lits majeurs et lit mineur :

$$\begin{cases} q = -\mu_1 \sqrt{2g} (Z - Z_M)^{3/2} & \text{si } Z > Z_M \\ q = +\mu_2 \sqrt{2g} (Z_M - Z)^{3/2} & \text{si } Z < Z_M \end{cases}$$

avec μ_1, μ_2 : coefficients d'échanges en phase de montée de crue et en phase de décrue respectivement

Z : cote d'eau le long du lit mineur
 Z_{Mg}, Z_{Md} : cotes d'eau du lit majeur
 S_m : surface de la section mouillée du lit mineur
 S_{Mg}, S_{Md} : surface de la section mouillée du lit majeur actif en rive gauche et en rive droite
 S_M = S_{Mg} + S_{Md}
 S_{eg}, S_{ed} : surfaces des sections mouillées du lit d'expansion en rive gauche et en rive droite

D : débitance = $A S_m K_m R_m^{2/3} + \sqrt{s \left[1 + \frac{S_m}{S_M} (1 - A^2) \right]} \cdot S_M K_M R_M^{2/3}$

avec • K_m et K_M : coefficients de Strickler des lits mineur et majeurs actifs
 • R_m et R_M : rayons hydrauliques des lits mineur et majeurs actifs
 • A : coefficient de Debord = $0,9 \left(\frac{K_m}{K_M} \right)^{0,1666}$

β : coefficient d'échange de quantité de mouvement entre lits mineur et majeur :

$$\beta = \left(\frac{1}{S_M} + \frac{\eta^2}{S_m} \right) \left(\frac{S_m + S_M}{1 + \eta^2} \right) \text{ avec } \eta = \frac{Q_m}{Q_M} = \frac{A S_m K_m R_m^{2/3}}{S_M K_M R_M^{2/3} \cdot \sqrt{s \left[1 + \frac{S_m}{S_M} (1 - A^2) \right]}}$$

Dans cette formulation modifiée, on fait l'hypothèse simplificatrice d'un même gradient hydraulique le long du lit mineur et de chaque lit majeur : cette simplification permet de garder la même structure que la formulation de base pour l'équation de quantité de mouvement ; la définition des termes D et β reste inchangée.

□ *Comparaison des deux formulations*

La formulation de base reste la plus classique mais elle présente un inconvénient : le coefficient μ d'échange entre lit majeur actif et lit d'expansion devrait en effet régler le déphasage entre la montée de la crue dans le lit mineur et le remplissage du lit majeur total et non pas seulement le lit d'expansion. La distorsion induite est faible lorsque le rapport

entre le lit majeur actif / lit d'expansion est petit, c'est-à-dire inférieur à 0,1 ou 0,2. Elle devient appréciable au-delà.

Dans la formulation variante, cet inconvénient disparaît : les deux paramètres de calage μ et λ peuvent être ajustés de façon indépendante : c'est pourquoi elle est désormais préférée à la formulation de base. Les deux options sont néanmoins disponibles dans HYDRA.

2.3.2 Tronçon de collecteur

Formulation de base

Les équations mises en œuvre pour le régime transitoire sont récapitulées :

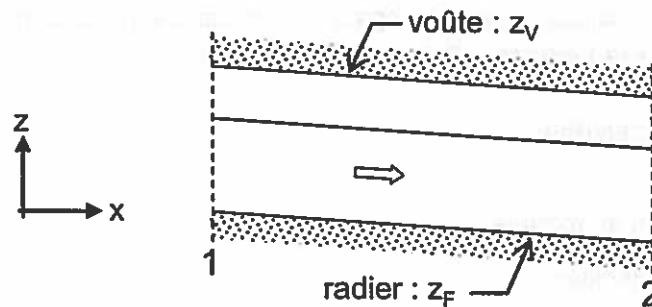
Figure 3.2 : Ecoulement dans un collecteur

Formulation de base

- DEFINITION

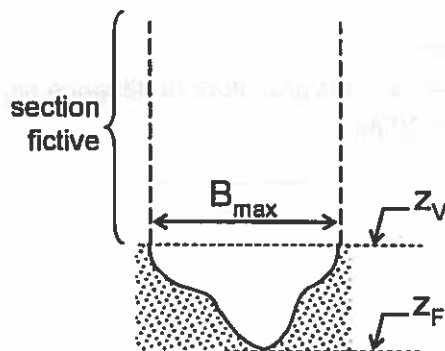
Ecoulement dans un tronçon de collecteur ou de canal régi par les équations complètes de Barré de S¹ Venant avec possibilité de mise en charge et de débordement sur chaussée.

- GEOMETRIE



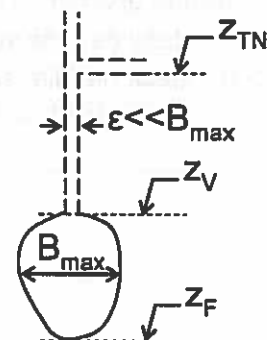
Les sections de collecteurs en 1 et 2 peuvent être de type ouvert ou fermé.

Section ouverte : canal



Pour $Z > Z_v$: le canal est prolongé par des parois verticales fictives de largeur B_{max} .

Section fermée : collecteur



Pour $Z > Z_v$: l'effet de mise en charge est simulé par une fente de faible largeur comparée à B_{max} .

Pour $Z > Z_{TN}$: le débordement sur la chaussée peut être simulé par une loi d'orifice.

• EQUATIONS

Les équations de Barré de St Venant entre les sections 1 et 2 s'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{ap} - I_4 \cdot q_f & \text{(Equation de continuité)} \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + I_3 \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) + g S \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{D^2} \right) = 0 & \text{(Equation dynamique)} \end{cases}$$

S : section mouillée

D : débitance = S K R^{2/3}

K : coefficient de Strickler

R : rayon hydraulique

I₃ : paramètre d'activation du terme convectif : 1 ou 0

I₄ : paramètre d'activation du débit de fuite : 1 ou 0

q_{ap} : débit d'apport latéral par unité de longueur supposé constant

q_f : débit de fuite par débordement sur chaussée (considéré comme perdu par le modèle)

$$q_f = \begin{cases} 0 & \text{si } Z < Z_{TN} \\ \frac{\sqrt{2g} \cdot S_0}{ND} \cdot (Z - Z_{TN})^{3/2} & \text{si } z > z_{TN} \end{cases}$$

avec : S₀ : section d'orifice, supposée égale à 1 m² dans le programme

ND : distance (en mètres) séparant deux orifices

• PARAMETRES D'ENTREE

▫ Données propres au module

K : coefficient de Strickler

▫ Données de contrôle du module

I₃ = $\begin{cases} 0 & \text{: termes convectifs non activés} \\ 1 & \text{: termes convectifs activés et mise à zéro automatiquement lorsque le nombre de Froude approche l'unité} \end{cases}$

ND = $\begin{cases} 0 & \text{: débit de fuite sur chaussée non activé : } I_4 = 0 \\ > 0 & \text{: débit de fuite sur chaussée activé. ND désigne alors la distance séparant deux orifices et } I_4 = 1 \text{ (par défaut, ND = 20 m)} \end{cases}$



Commentaires

□ Mise en charge des collecteurs

On adopte l'artifice de la fuite : le collecteur est prolongé verticalement par une fuite de faible épaisseur non régulière, qui, en pratique, est choisie égale à 5% ou 0.5% de la largeur moyenne du collecteur suivant l'application.

□ Débordement

Lorsque la cote piézométrique atteint la cote du terrain naturel, il y a débordement sur chaussée.

On suppose que le volume débordé est perdu.

Le débordement est modélisé par des lois de déversoir de 1 m de largeur chacun et disposés tous les 50 m dans une zone de débordement.

2.3.3 Les singularités en ligne

Sont classés dans cette catégorie tous les ouvrages hydrauliques apportant une modification à l'écoulement le long d'un collecteur, d'un canal ou tronçon de rivière, et plus généralement, le long d'une branche 1D. Par extension une singularité est définie dans HYDRA comme toute loi d'écoulement régie par des équations autres que celles du tronçon de collecteur, de cours d'eau ou de vallée.

Une singularité peut :

- être courte (localisée en un seul PK) ou longue (étendue entre un PK début et un PK fin le long d'une branche de calcul),
- se caractériser par une discontinuité de débit (hydrogramme d'apport ou dérivation), ou de cote piézométrique, ou les deux à la fois,
- être de type passif (ouvrage statique) ou actif (organe réglable).

On distingue les principaux types suivants :

- les écoulements graduellement variés le long d'un tronçon figé par un PK amont et un PK aval,
- les apports hydrologiques,
- les pertes de charge en ligne,
- les dérivations et les maillages,
- les ouvrages de stockage,
- les conditions à la limite aval.

2.3.4 Domaine casier

Le casier est une zone d'expansion du lit majeur caractérisée par des vitesses d'écoulement généralement faibles et dont le contour s'appuie sur la topographie naturelle ou sur des obstacles artificiels à l'écoulement des eaux.

L'équation de base d'un casier exprime la loi de conservation de la masse :

$$S \frac{dZ_c}{dt} = \sum_i Q_{li} (Z_c, Z_i)$$

où :

S : surface au miroir du casier

Z_c : cote d'eau (supposée uniforme dans le casier)

Q_{li} : débit échangé avec un autre domaine. Les liaisons latérales disponibles sont présentées section 2.5

Z_i : cote d'eau des autres domaines

Il est à noter que le casier constitue une approximation très simplificatrice de la réalité. Son utilisation ainsi que celle des liaisons associées exigent donc un certain discernement.

Les casiers sont généralement regroupés à plusieurs pour former un « domaine casier » identifié par un numéro de branche fictive. Cette entité est utilisée dans les applications fluviales.

Remarque : dans le cas d'un écoulement « plein champ » la liaison adéquate est la liaison de type « Strickler ». Elle s'exprime sous la forme :

$$Q_{ij} = K_i \cdot (H_{ij})^{\frac{5}{3}} \cdot l_{ij} \cdot \sqrt{\frac{Z_i - Z_j}{L_{ij}}}$$

ou :

H_{ij} : hauteur d'eau moyenne dans les blocs i et j

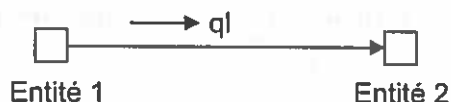
l_{ij} : largeur du segment commun aux deux blocs i et j

L_{ij} : distance entre les centroïdes de chaque bloc

2.3.5 Liaisons latérales

Les liaisons latérales binodales permettent de connecter hydrauliquement des entités définies par ailleurs le long des branches de collecteurs, dans les domaines casier et dans les stations de gestion.

La liaison binodale est connectée à chaque extrémité à une entité.



Le débit véhiculé par la liaison est régi par l'équation :

$$ql = f(\bar{z}_1, \bar{z}_2) \text{ où :}$$

\bar{z}_1 est la cote d'eau moyenne associée à l'entité 1

\bar{z}_2 est la cote d'eau moyenne associée à l'entité 2

Les entités connectables à une liaison sont :

- Les tronçons de vallées LMME, pour lesquels les positions des nœuds amont et aval ont été spécifiées explicitement,
- Le tronçon de collecteur LM, pour lequel les positions des nœuds amont et aval ont été spécifiées explicitement,
- Le bassin de stockage BO en série le long d'une branche de collecteur,
- Le regard BAS positionné le long d'une branche de collecteur,
- Un casier quelconque situé dans un domaine CASIER,
- Un nœud quelconque situé dans une station de gestion.
- Un pavé quelconque situé dans un domaine 2D

2.3.6 Domaine 2D

La modélisation bidimensionnelle repose sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant à deux dimensions à l'aide d'une méthode de volumes finis : les inconnues sont la cote d'eau et la composante de la vitesse dans chaque direction, calculées au centroïde de la maille. Le schéma numérique de résolution à chaque pas de temps repose sur une méthode originale en deux étapes:

- dans l'étape 1 on calcule la cote et les débits d'échange à travers les facettes de chaque maille à l'aide de l'équation de continuité, en supposant connue la direction locale du champ de vitesse,
- dans l'étape 2 les composantes du vecteur vitesse sont calculées au centroïde de chaque maille par intégration locale des équations de quantité de mouvement.

Cette méthode intègre tous les termes intervenant dans les équations de Barré de Saint Venant, y compris les termes convectifs qui peuvent influencer les cotes des lignes d'eau dans les zones à fort gradients de vitesse, ainsi que la structure du champ de vitesse.

Equations de base du problème bidimensionnel en régime transitoire

Les équations de Barré de St Venant s'expriment classiquement sous forme différentielle :

- Continuité :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uh) + \frac{\partial}{\partial y}(vh) = 0$$

- Dynamiques selon x et y :

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \left(\frac{\partial z}{\partial x} - j_x \right) = 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \left(\frac{\partial z}{\partial y} - j_y \right) = 0 \end{cases}$$

avec :

h : hauteur d'eau

u,v : composantes de la vitesse

g : accélération de la gravité

z : cote de la surface libre

x, y : abscisse et ordonnée du point où sont définis (h, u, v)

j_x, j_y : gradient de perte de charge engendré par le frottement

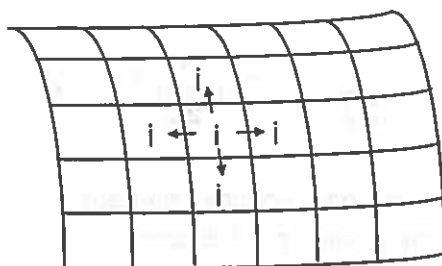
Cette formulation intègre les échanges de quantités de mouvement. Elle est utilisée préférentiellement dans les problèmes de courantologie et notamment les écoulements dans les lacs, les espaces estuariens ou les lits mineurs de cours d'eau.

Equations variantes

Les équations ci-dessus traduisent les relations de conservation de masse et de quantités de mouvement sous forme différentielle. On préfère, pour des raisons de robustesse et de performance numérique, introduire une formulation alternative basée sur :

- l'écriture de la loi de conservation de masse sous une forme intégrale,
- l'expression du débit d'échange entre deux mailles adjacentes au moyen de l'équation de conservation de l'énergie le long d'une ligne locale de courant (équation de Bernoulli),
- l'écriture des lois de conservation de la quantité de mouvement sous une forme intégrale.

Le domaine 2D est assimilé dans HYDRA à un assemblage fin de mailles de forme quadrangulaire et/ou triangulaire, et interconnectés par des liaisons internes à chaque segment :



Chaque maille i est défini par :

- La position de ses sommets, définis de façon à ce que le maillage soit le plus orthogonal possible,
- La surface au miroir S_i ,
- La cote moyenne de fond Z_{f_i} ,
- Le coefficient de Strickler du fond : K_i

Equations de conservation de la masse

La variation de la cote d'eau Z_i est décrite par l'équation :

$$S_i \frac{dZ_i}{dt} = \sum_{j=1}^4 Q_{ij} \quad (1)$$

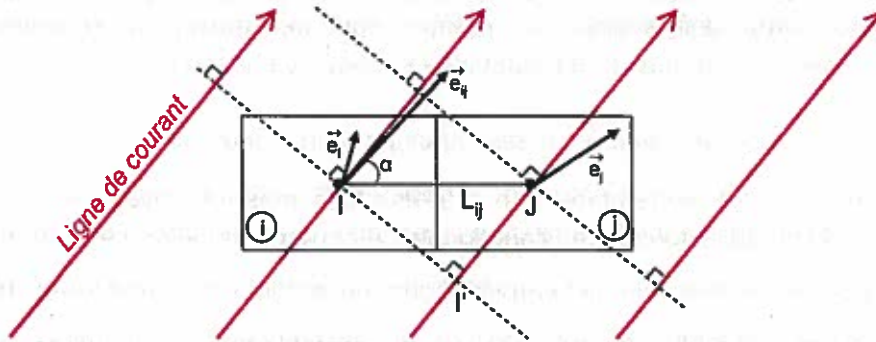
où Q_{ij} est le débit échangé avec les blocs voisins.

Calcul du débit échangé entre deux mailles à l'aide de l'équation de Bernoulli

Le débit d'échange entre deux pavés est calculé en appliquant localement le théorème de Bernoulli le long de la ligne de courant qui traverse la frontière commune de ces deux pavés. Ceci revient à considérer le système d'équation unidirectionnel localement.

On suppose connue la distribution du vecteur vitesse au centroïde du pavé i et la direction \vec{e}_i du vecteur vitesse au centroïde du pavé i . De même pour le pavé j .

On calcule une direction moyenne \vec{e}_{ij} en faisant la somme vectorielle pondérée des vecteurs \vec{e}_i et \vec{e}_j . \vec{e}_{ij} fait un angle α avec la direction IJ .



Appliquons le théorème de Bernoulli le long de la ligne de courant I'J, sachant que la charge en I' est la même qu'au point I :

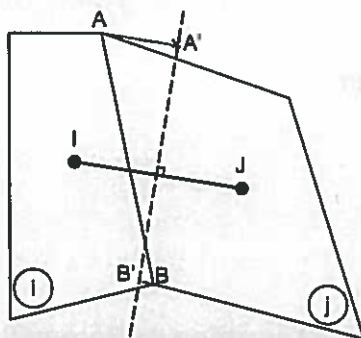
$$H_{I'} = H_I = Z_I + \frac{1}{2g} u_I^2 = Z_J + \frac{1}{2g} u_J^2 + J \cdot \cos \alpha \cdot L_{ij} \quad (2)$$

où : L_{ij} : distance séparant les centroïdes de deux pavés
 J : perte de charge linéaire par frottement

Les grandeurs $|u_i|$ et $|u_j|$ sont approximées comme suit :

$$\begin{cases} u_i = \frac{Q_{ij}}{h_i l_{ij}^*} \times \frac{1}{\cos \alpha} \\ u_j = \frac{Q_{ij}}{h_j l_{ij}^*} \times \frac{1}{\cos \alpha} \end{cases} \quad (3)$$

où l_{ij}^* est la projection de la longueur de la frontière séparant les pavés i et j sur la normale à la direction IJ.



$$l_{ij}^* = A'B' \\ = \text{projection de } [AB] \text{ sur la perpendiculaire à } (IJ)$$

La perte de charge J est exprimée sous la forme :

$$J = \frac{|u| |u|}{K^2 h^{4/3}} = \frac{Q_{ij} |Q_{ij}|}{K^2 h^{10/3}} \cdot \frac{1}{l_{ij}^{*2}} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} = \frac{Q_{ij} |Q_{ij}|}{D^2 \cos^2 \alpha} \quad (4)$$

où $h = \sqrt{h_1 h_2}$ est la hauteur d'eau moyenne des deux pavés,

$$D = Kh^3 l_{ij}^*$$



En substituant les différents termes dans l'équation de Bernoulli, on obtient :

$$(Z_i - Z_j) - \frac{Q_y^2}{l_{ij}^2 \cos^2 \alpha} \cdot \frac{(h_i - h_j)}{g h^3} = \frac{Q_y |Q_y|}{K^2 h^{10/3}} \cdot \frac{1}{l_{ij}^2} \cdot \frac{L_{ij}}{\cos \alpha} \quad (5)$$

L'équation (8) est réécrite en faisant apparaître explicitement le nombre local de Froude le long d'une ligne de courant :

$$\left(\frac{Z_i - Z_j}{L_{ij}} \right) (1 - F^2) = \left(\frac{Q_y |Q_y|}{D_*^2} - F^2 I \right) \quad (6)$$

I est la pente du TN : $I = (Z_i - Z_j) / L_{ij}$

Le nombre de Froude F est égal à : $F = \frac{Q_y}{l_{ij} h \sqrt{gh} \cos \alpha} \quad (7)$

et la débitance équivalente : $D_* = D \sqrt{\cos \alpha} \quad (8)$

L'équation (6) peut être enrichie d'un terme d'inertie pour traiter les régimes transitoires rapides, pour lesquels la vitesse de variation des phénomènes est de l'ordre de grandeur de la célérité de l'onde \sqrt{gh} :

$$\frac{1}{gS} \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \left(\frac{Z_i - Z_j}{L_{ij}} \right) (1 - F^2) = \left(\frac{Q_y |Q_y|}{D_*^2} - F^2 I \right) \quad (9)$$

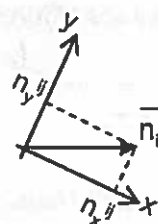
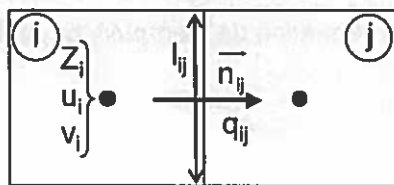
où : $S = h l_{ij}^2 \cos \alpha \quad (10)$

L'équation (6) (ou l'équation (7) sous une forme plus générale) est intéressante car le terme F peut être exprimé de façon explicite dans l'étape de discrétisation. L'avantage de cette formulation est discuté au chapitre 3.

Equations de conservation des quantités de mouvement

Les équations sont exprimées sous forme intégrale, les inconnues sont calculées au centroïde de chaque maille :

- la cote d'eau Z_i ;
- la composante horizontale de la vitesse u_i ;
- la composante verticale de la vitesse v_i .



Le bilan de quantité de mouvement pour chaque maille i s'écrit :

- Quantité de mouvement projetée horizontalement :

$$S_i \frac{\partial(u_i h_i)}{\partial t} + \sum_j Q_{ij} u_{ij} + \sum_j \frac{P_{ij}}{\rho} \cdot n_x^{ij} + \frac{1}{2} C_f S \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot u_i = 0 \quad (11)$$

- Quantité de mouvement projetée verticalement :

$$S_i \frac{\partial(v_i h_i)}{\partial t} + \sum_j Q_{ij} v_{ij} + \sum_j \frac{P_{ij}}{\rho} \cdot n_y^{ij} + \frac{1}{2} C_f S \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot v_i = 0 \quad (12)$$

avec :

- ρ : masse volumique de l'eau
- S_i : surface du pavé
- h_i : hauteur d'eau au centre du pavé
- q_{ij} : débit d'échange entre les pavés i et j , compté positivement de i vers j
- p_{ij} : forces de pression appliquée sur la paroi via la frontière séparant les pavés i et j
- \underline{n}_{ij} : vecteur normal à la frontière séparant les pavés i et j
- u_{ij}, v_{ij} : composantes du vecteur vitesse à la frontière ij
- C_f : coefficient de frottement sur le fond

Les termes de pression sont calculés en supposant une profondeur moyenne constante dans le pavé :

$$\begin{cases} \sum_j \frac{P_{ij}}{\rho} n_x^{ij} = g \cdot h_i \left(\frac{z_j - z_i}{2} \right) n_x^{ij} \cdot l_{ij} \\ \sum_j \frac{P_{ij}}{\rho} n_y^{ij} = g \cdot h_i \left(\frac{z_j - z_i}{2} \right) n_y^{ij} \cdot l_{ij} \end{cases} \quad (13)$$

En définitive on retient les équations (1) (6), (8), (9) pour décrire les lois de comportement hydraulique du domaine bidimensionnel. Ces équations sont récapitulées ci-dessous :

Equations du domaine 2D – formulation alternative :

$$S_i \frac{dZ_i}{dt} = \sum_{j=1}^4 Q_{ij} \quad (1)$$

$$\frac{1}{gS} \frac{\partial Q_{ij}}{\partial t} + \left(\frac{Z_i - Z_j}{L_{ij}} \right) (1 - F^2) = \left(\frac{Q_{ij} |Q_{ij}|}{D_i^2} - F^2 I \right) \quad (9)$$

$$S_i \frac{\partial(u_i h_i)}{\partial t} + \sum_j Q_{ij} u_{ij} + \sum \frac{p_{ij}}{\rho} \cdot n_x^{ij} + \frac{1}{2} C_r S \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot u_i = 0 \quad (11)$$

$$S_i \frac{\partial(v_i h_i)}{\partial t} + \sum_j q_{ij} v_{ij} + \sum \frac{p_{ij}}{\rho} \cdot n_y^{ij} + \frac{1}{2} C_r S \sqrt{u_i^2 + v_i^2} \cdot v_i = 0 \quad (12)$$

2.3.7 Discussion

La structure des équations retenues pour l'étape de discrétisation souligne le rôle particulier du paramètre α : ce paramètre lie les équations (6) et (8)-(9) :

- la connaissance de l'orientation du vecteur vitesse est nécessaire pour résoudre l'équation (6) en débit et cote ;
- la connaissance des paramètres débit et cote sert à calculer le vecteur vitesse et donc son orientation à l'aide des équations (8) et (9).

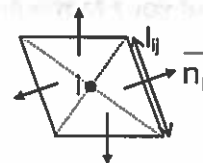
Formulation simplifiée

Négliger les paramètres « alpha » et « F » revient à découpler les équations : seules dans ce cas sont utilisées les équations (1) et (6) : cette formulation simplifiée est très exactement celle utilisée dans le domaine casier : les équations sont identiques à celles décrites dans la section 2.4.1.

La notion de vecteur vitesse d'écoulement a néanmoins un sens et peut être calculée à chaque centroïde de bloc élémentaire à partir des valeurs de cote d'eau et des débits échangés avec les blocs voisins.

Ce vecteur est calculé comme suit au centroïde du casier :

$$\bar{u}_i = \frac{1}{2} \sum_j \left(\frac{q_{ij}}{l_{ij} H_i} \bar{n}_{ij} \right)$$



où :

q_{ij} : débit échangé avec le pavé j,

\bar{n}_{ij} : Vecteur normal à la frontière commune entre les pavés i et j,

l_{ij} : longueur de la frontière commune entre les pavés i et j,

H_i : hauteur d'eau calculée dans le pavé i,

Cette formulation convient lorsque les termes convectifs sont négligeables par rapport aux termes de pression et de frottement : c'est généralement le cas lorsqu'on est intéressé par la reproduction d'une structure globale d'un champ de vitesse en lit majeur.

Formulation complète

La formulation complète, dans laquelle les 4 équations ci-dessus sont liées, peut être considérée comme un affinage de la formulation simplifiée, les termes convectifs vont contribuer à altérer localement le champ de vitesse issu de la formulation simplifiée, sans toutefois radicalement perturber les écoulements (du moins tant que le nombre de Froude reste inférieur à 1). Cette propriété suggère une méthode de résolution itérative intéressante, basée sur le fait que les équations (8)-(9) sont faiblement couplées aux équations (1)-(6). On procède en deux étapes à chaque pas de temps :

- dans l'étape 1 les débits et les cotes sont calculés avec les équations (1) et (6), en figeant l'angle α calculé au pas de temps précédent.
- Dans l'étape 2 les vitesses d'écoulement dans chaque maille sont calculées avec les équations (8) et (9), en figeant les termes de débits et de cotes calculés dans l'étape précédente.

Le gros intérêt de cette méthode réside dans sa robustesse et la vitesse d'exécution des calculs.

2.3.8 Le module hydrosédimentaire

Hydrariv possède un module hydrosédimentaire permettant la prise en compte du transport solide et son incidence sur les fonds. Il n'est pas décrit ici, sa mise en œuvre n'étant pas proposée dans le cadre de la mission.

2.3.9 Cartographie des zones inondables

La cartographie des zones inondées pour les différents scénarios modélisés est réalisée avec le post-processeur cartographique d'hydrariv, hydramap, par croisement entre la ligne d'eau calculée et le MNT. Hydramap soustrait le MNT à la grille de la ligne d'eau calculée pour restituer une grille des hauteurs de submersion, à un pas d'espace identique à celui du MNT, ainsi que les courbes d'iso-hauteurs de submersion suivant les intervalles définis par l'utilisateur.

Hydramap produit les classes d'iso-hauteurs de submersion sous forme vectorielle (fichiers Mif-Mid) et sous forme de grille au format ArcGis ASCII (dalles *.asc).



ANNEXE 7

Rapport phase 3 Définition des enjeux

Date d'approbation : 25 AOUT 2016

Signature : Préfet de la région Bretagne,
Préfet d'Ille-et-Vilaine


Christophe MIRMAND



Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
FINISTÈRE
 Direction Départementale
 des Territoires et de la Mer
 47100 Brest

PLAN DE PREVENTION DES RISQUES LITTORAUX PPRL MARAIS DE DOL DE BRETAGNE



Photo : Geos AEI. ©



hydratec
 groupe setec



Phase 3 : Définition des enjeux

Version de septembre 2015



SOMMAIRE

1	OBJET	3
2	METHODE	4
2.1.1	<i>Enjeux ponctuels</i>	4
2.1.2	<i>Zones d'enjeux</i>	5
2.1.3	<i>Zones urbanisées</i>	6
3	RESULTATS	8
3.1	ENJEUX LINEAIRES	9
3.2	ENJEUX PONCTUELS	12
3.3	ENJEUX SURFACIQUES	15



1 OBJET

La vulnérabilité d'une grande partie du littoral français s'illustre à travers des phénomènes tels que le recul du trait de côte, la submersion marine ou l'érosion des dunes. Ces processus directement liés à l'action marine peuvent être aggravés par les activités humaines.

Le littoral constitue également une zone de forte fréquentation, ce qui se traduit par une urbanisation intensive de plus en plus proche de la mer et donc de plus en plus vulnérable aux aléas liés à la mer.

Afin de limiter la vulnérabilité des biens et des personnes, des plans de prévention des risques littoraux (PPRL) sont élaborés. L'élaboration des Plans de Prévention des Risques « littoraux » sur différentes communes du département d'Ille-et-Vilaine ont été prescrits suite à la circulaire « XYNTHIA » du 7 avril 2010.

Le PPR littoral, risque submersion marine, du Marais de Dol a été prescrit le 23 juillet 2010.

Dans ce contexte, c'est en association avec **Asconit Consultants** et **Géos-AEL** que la société **Hydratec** a réalisé l'étude nécessaire à l'élaboration du Plan de Prévention des Risques Littoraux du Marais de Dol de Bretagne pour le compte de la DDTM d'Ille-et-Vilaine.

Les Plans de préventions des risques naturels prévisibles sont régis par les articles L 562-1 à L562-9 du Code de l'environnement. Le décret n°95 1089, modifié par les décrets n°2005-3 du 4 janvier 2005, n°2007-1467 du 16 octobre 2007 et la loi n°2010-788 du 12 juillet 2010, précise les procédures et dispositions relatives à l'élaboration des plans de préventions des risques naturels prévisibles

La méthodologie suivie pour l'étude repose également sur les recommandations et directives décrites dans la circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques naturels littoraux et sur le guide méthodologique relatif au Plan de prévention des risques littoraux (décembre 2013, actualisé en mai 2014) réalisé sous maîtrise d'ouvrage de la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR) du Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie (MEDDE).

La réalisation de cette étude comprend **5 phases** :

- **Phase 1** : analyse préalable du site
- **Phase 2** : Caractérisation de l'aléa de submersion marine et érosion
- **Phase 3** : Définition des enjeux
- **Phase 4** : Cartographie de zonage réglementaire
- **Phase 5** : Assistance à la maîtrise d'ouvrage pour l'enquête publique

Ce rapport présente la troisième phase de l'étude. Cette phase a pour objectifs de comprendre l'organisation et le fonctionnement du territoire. Cette phase d'étude fait notamment ressortir les différents points de vulnérabilité du territoire. Elle conduit à distinguer les zones non urbanisées, les espaces urbanisés et les centres urbains.

Cette analyse s'achève par la réalisation d'une représentation cartographique des enjeux.

2 METHODE

La caractérisation des enjeux a été réalisée selon plusieurs étapes :

- Analyse des bases de données existantes
- Réalisation de cartes provisoires et confrontation avec des observations sur le terrain et des entretiens avec des représentants de communes
- Complément à partir des fichiers recensant les derniers permis de construire accordés

Les enjeux ponctuels sont principalement des bâtiments : leur recensement permet de définir des zones d'enjeux homogènes, à partir desquelles le niveau d'urbanisation de la zone est ensuite défini.

Le recensement des enjeux et la qualification des zones ne sont présentés que pour la zone définie comme inondable par le modèle, et non pas sur tout le territoire.

2.1.1 Enjeux ponctuels

Le recensement des enjeux socio-économiques est effectué par commune à partir des documents existants (cartes, cadastres, photos,...) et de la consultation des élus.

Ces données ont été vérifiées sur le terrain et présentées aux élus.

Exemple d'enjeux :

- les habitations et bâtis annexes,
- les activités économiques,
- ...

Les visites des communes ont été effectuées entre le 20 février et le 10 avril 2012, selon les modalités précisées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : date de visite des communes

Commune	Date	Personnes rencontrées	Modalités
Baguer-Pican	23/02/2012 -		Visite
Chateauneuf-d'Ille-et-Vilaine	21/02/2012	Joël MASSERON, Maire	Entretien individuel + visite
Cherrueix	23/02/2012	J-Luc BOURGEOUX, Maire	Entretien individuel + visite
Dol-de-Bretagne	21/02/2012	M. TRABUCCO, Directeur des services techniques	Entretien individuel + visite
Hirel	22/02/2012	Michel HARDOUIN, 1er adjoint au maire	Entretien individuel + visite
La Fresnais	21/02/2012	Daniel GASLAIN, Maire ; Dominique COLLET, Adjoint délégué à l'urbanisme ; M. ARNAUD, Conseiller municipal ; Gérard FLOUX, Conseiller municipal	Entretien individuel + visite
La Gouesnière	10/04/2012 -		Visite



Commune	Date	Personnes rencontrées	Modalités
Le-Vivier-sur-Mer	22/02/2012	Gérard SALARDAINE, Maire	Entretien individuel + visite
Lillemer	20/02/2012	Joseph ALIX, Maire ; Gérard MAUDUIT, Adjoint au maire	Entretien individuel + visite
Miniac-Morvan	23/02/2012	M. CHAPON, Maire	Entretien collectif (3 communes) + visite
Mont-Dol	20/02/2012	Marie-Elisabeth SOLIER, Maire	Entretien individuel + visite
Pleine-Fougères	21/02/2012	Joël DAVY, Adjoint au maire	Entretien collectif (4 communes) + visite
Plerguer	23/02/2012	M. TIERCELIN, Premier adjoint au maire ; Daniel BRADEJONC, Quatrième adjoint	Entretien collectif (3 communes) + visite
Roz-Landrieux	23/02/2012	M. MORDRELLE, Maire	Entretien collectif (3 communes) + visite
Roz-sur-Couesnon	21/02/2012	Pierre COCHEREL, 1er adjoint	Entretien collectif (4 communes) + visite
Saint-Benoît-des-Ondes	22/02/2012	Daniel JACQUES, Maire ; Serge FONTAINE, Secrétaire ; Gérard BAUDRY, Adjoint au Maire ; Christine THUAL, Adjoint au Maire	Entretien individuel + visite
Saint-Broladre	21/02/2012	J-Pierre LACAÏLLE, 1er adjoint ; Marie-Jeanne CHARMEUX, Adjointe au maire ; Guy VIDELOUP, Maire ; Daniel BONHOMME, Adjoint au maire	Entretien individuel + visite
Saint-George-de-Gréhaigne	21/02/2012	J-P HERY, Maire	Entretien collectif (4 communes) + visite
Saint-Guinoux	20/02/2012	Jean-Pierre CHOUIN, Conseiller Municipal ; Raoul LE PIVERT, Conseiller Municipal ; Michel AMARU, Secrétaire de mairie	Entretien collectif (2 communes) + visite
Saint-Marcan	21/02/2012	J-L LEPORTE, Maire	Entretien collectif (4 communes) + visite
Saint-Méloir-des-Ondes	10/04/2012	M. LABBE, Adjoint urbanisme et travaux ; Mme LEMENER, Directrice Générale des Services	Entretien individuel + visite
Saint-Père	23/03/2012	Jérôme CARIO, Service urbanisme	Entretien collectif (2 communes) + visite

2.1.2 Zones d'enjeux

Ce zonage caractérise des parcelles, à partir des enjeux ponctuels précédemment identifiés :
Exemple de zones d'enjeux :

- zones d'habitat,
- zones agricoles,
- zones d'activités économiques,
- zones naturelles,
- ...



2.1.3 Zones urbanisées

Ce zonage répond à la méthodologie nationale d'élaboration des Plans de Prévention des Risques naturels. Trois types de zones sont définis, à partir des analyses précédentes :

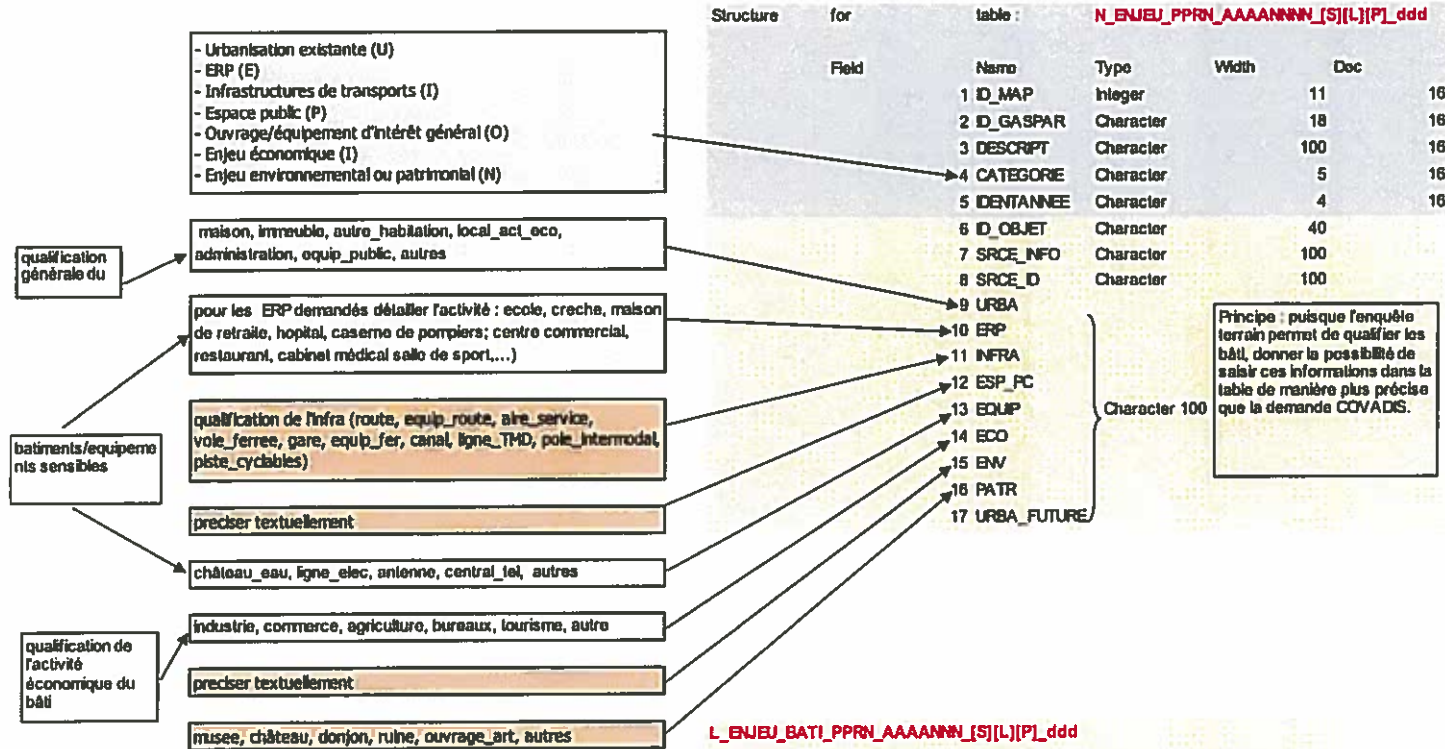
- centres urbains : caractérisés par leur histoire, une occupation du sol de fait importante, une continuité bâtie et la mixité des usages entre logements, commerces, et services,
- zones urbanisées : zones d'habitat, zones d'activités économiques,
- zones non urbanisées : zones naturelles, zones agricoles...

Ce sont ces zones qui seront croisées avec les aléas pour définir le zonage réglementaire.

Ces enjeux sont fournis sous forme de tables, présentant les informations suivantes (structure de table élaborée par la DDTM selon les standards COVADIS et d'après le Guide méthodologique Plans de Prévention des Risques) :

STANDARD PPR(N) modifié

TYPLOGIES



Structure for table : **N_ENJEU_PPRN_AAAANN[S][L][P]_ddd**

Field	Name	Type	Width	Dec
1	ID_MAP	Integer	11	16
2	ID_GASPAR	Character	18	16
3	DESCRIPT	Character	100	16
4	CATEGORIE	Character	5	16
5	IDANTNEE	Character	4	16
6	ID_OBJET	Character	40	
7	SRCE_INFO	Character	100	
8	SRCE_ID	Character	100	
9	URBA			
10	ERP			
11	INFRA			
12	ESP_FC			
13	EQUIP			
14	ECO			
15	ENW			
16	PATR			
17	URBA_FUTURE			

Principe : puisque l'enquête terrain permet de qualifier les bâti, donner la possibilité de saisir ces informations dans la table de manière plus précise que la demande COVADIS.

Objets géographiques

↳ S, L, P 3 tables distinctes

LEGENDE

- Attributs du standard COVADIS
- Attributs supplémentaires
- Attributs devant figurer dans la base mais qualification à renseigner uniquement si la donnée est produite lors du recensement terrain

L_ENJEU_BATI_PPRN_AAAANN[S][L][P]_ddd

Field	Name	Type	Width	Dec
1	ID_MAP	Integer	11	16
2	ID_GASPAR	Character	18	16
3	ID_OBJET	Character	100	16
4	NBRE_LGT	entier		
5	NBRE_ETAGES	entier		
6	SS-SOL	Booleen		
7	SURELEVATION	Booleen		
8	PRTOTECTION_IND	Booleen		





3 RESULTATS

Les enjeux recensés sont présentés ci-dessous par type d'enjeux, classés par commune.

Les tableaux présentés ici présentent le nombre d'enjeux recensés ; comme précisé dans le chapitre 2 Méthode, des informations complémentaires sont enregistrées dans les tables.



3.1 ENJEUX LINEAIRES

Les enjeux linéaires regroupent :

- les lignes électriques ;
- les routes (route primaire, route nationale, route départementale, autre route, chemin, sentier) ;
- les voies ferrées (voie ferrée principale, voie ferrée non exploitée).

Les enjeux linéaires sur le territoire sont les suivants :

Tableau 2 : enjeux linéaires du territoire

ENJEUX LINEAIRES du territoire	LINEAIRE (km)
ligne_elec	13,4
infrastructure lineaire - ligne electrique	13,4
route	242,3
autre route	158,8
chemin	77,8
route departementale	1,8
sentier	3,9
voie_ferree	5,2
voie ferree non exploitee	0,3
voie ferree principale	5,0
Total général	260,9

Les enjeux linéaires par commune sont les suivants :

Tableau 3 : enjeux linéaires par commune

ENJEUX LINEAIRES par commune	LINEAIRE (km)
BAGUER-PICAN	0,2
autre route	0,1
chemin	0,1
CHATEAUNEUF-D'ILLE-ET-VILAINE	1,6
autre route	0,8
chemin	0,8
CHERRUEIX	33,2
autre route	23,6
chemin	9,3
route departementale	0,1
sentier	0,1
DOL-DE-BRETAGNE	0,9
autre route	0,3
chemin	0,2
infrastructure lineaire - ligne electrique	0,4
HIREL	19,8



ENJEUX LINEAIRES par commune	LINEAIRE (km)
autre route	11,7
chemin	3,8
infrastructure lineaire - ligne electrique	4,3
sentier	0,0
voie ferree principale	0,0
LA FRESNAIS	42,6
autre route	20,9
chemin	11,2
infrastructure lineaire - ligne electrique	8,6
voie ferree non exploitee	0,3
voie ferree principale	1,6
LA GOUESNIERE	17,9
autre route	7,8
chemin	5,7
route departementale	1,0
voie ferree principale	3,4
LE VIVIER-SUR-MER	7,5
autre route	6,7
chemin	0,8
sentier	0,1
LILLEMER	6,0
autre route	3,7
chemin	2,3
MINIAC-MORVAN	5,7
autre route	2,8
chemin	2,5
sentier	0,3
MONT-DOL	46,1
autre route	33,7
chemin	11,7
route departementale	0,3
sentier	0,3
PLEINE-FOUGERES	1,9
autre route	1,5
chemin	0,4
PLERGUER	10,5
autre route	5,2
chemin	5,2
ROZ-LANDRIEUX	13,0
autre route	7,0
chemin	6,0
ROZ-SUR-COUESNON	2,3
autre route	1,0



ENJEUX LINEAIRES par commune	LINEAIRE (km)
route departementale	0,3
sentier	1,0
SAINT-BENOIT-DES-ONDES	10,7
autre route	7,1
chemin	2,3
infrastructure lineaire - ligne electrique	0,1
sentier	1,2
SAINT-BROLADRE	6,0
autre route	4,2
chemin	1,8
SAINT-GUINOUX	10,4
autre route	6,2
chemin	4,1
SAINT-MELOIR-DES-ONDES	19,8
autre route	12,0
chemin	7,8
SAINT-PERE	5,1
autre route	2,5
chemin	1,7
sentier	0,9
Total général	260,9



3.2 ENJEUX PONCTUELS

Les enjeux ponctuels sont des ouvrages ou équipements d'intérêt général :

- décharge, usine d'incinération ;
- poste de détente gaz ;
- poste de relèvement ;
- poste de transformation EDF ;
- pylône électrique ;
- réservoir, château d'eau ;
- station de traitement, de lagunage ;
- téléphonique, relai, antenne.

Les enjeux ponctuels sur le territoire sont les suivants :

Tableau 4 : enjeux ponctuels sur le territoire

ENJEUX PONCTUELS du territoire	Nombre d'enjeux
eglise chapelle	3
enseignement	8
etablissement de soin	3
etablissements sportifs couverts	6
mairie	4
moulin	6
ouvrage ou equipement d'interet general - decharge, usine d'incineration	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de detente gaz	2
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de relevement	17
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	35
ouvrage ou equipement d'interet general - pylone electrique	39
ouvrage ou equipement d'interet general - reservoir, chateau d'eau	1
ouvrage ou equipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	8
ouvrage ou equipement d'interet general - telephonique, relai, antenne	4
public administratif	9
salle des fetes	5
salle municipale intergenerationnelle	1
salles a usage d'audition, de conferences, de reunions, de spectacles	1
salles d'expositions	1
Total général	154



Les enjeux ponctuels par commune sont les suivants :

Tableau 5 : enjeux ponctuels par commune

ENJEUX PONCTUELS par commune	Nombre d'enjeux
CHATEAUNEUF-D'ILLE-ET-VILAINE	2
ouvrage ou équipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	2
CHERRUEIX	20
enseignement	3
etablissement de soin	1
mairie	1
moulin	4
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de transformation EDF	8
ouvrage ou équipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
salle des fetes	1
salles d'expositions	1
DOL-DE-BRETAGNE	2
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de relevement	1
ouvrage ou équipement d'interet general - pylone électrique	1
HIREL	21
eglise chapelle	1
moulin	2
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de relevement	5
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de transformation EDF	5
ouvrage ou équipement d'interet general - pylone électrique	6
ouvrage ou équipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
salle municipale intergenerationnelle	1
LA FRESNAIS	39
enseignement	3
etablissement de soin	2
etablissements sportifs couverts	1
mairie	1
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de detente gaz	2
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de relevement	7
ouvrage ou équipement d'interet general - poste de transformation EDF	3
ouvrage ou équipement d'interet general - pylone électrique	12
ouvrage ou équipement d'interet general - reservoir, chateau d'eau	1
ouvrage ou équipement d'interet general - telephonique, relai, antenne	2
public administratif	3
salle des fetes	1
salles a usage d'audition, de conferences, de reunions, de spectacles	1
LA GOUESNIERE	1
ouvrage ou équipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
LE VIVIER-SUR-MER	14
eglise chapelle	1
enseignement	1



ENJEUX PONCTUELS par commune	Nombre d'enjeux
etablissements sportifs couverts	2
mairie	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de relevement	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	8
LILLEMER	3
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	2
public administratif	1
MONT-DOL	17
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de relevement	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	3
ouvrage ou equipement d'interet general - pylone electrique	10
ouvrage ou equipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
ouvrage ou equipement d'interet general - telephonique, relai, antenne	1
public administratif	1
PLERGUER	3
etablissements sportifs couverts	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	1
public administratif	1
SAINT-BENOIT-DES-ONDES	18
eglise chapelle	1
enseignement	1
mairie	1
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de relevement	2
ouvrage ou equipement d'interet general - poste de transformation EDF	5
ouvrage ou equipement d'interet general - pylone electrique	4
ouvrage ou equipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
public administratif	2
salle des fetes	1
SAINT-BROLADRE	1
ouvrage ou equipement d'interet general - telephonique, relai, antenne	1
SAINT-GUINOUX	4
etablissements sportifs couverts	1
public administratif	1
salle des fetes	2
SAINT-MELOIR-DES-ONDES	9
etablissements sportifs couverts	1
ouvrage ou equipement d'interet general - decharge, usine d'incineration	1
ouvrage ou equipement d'interet general - pylone electrique	6
ouvrage ou equipement d'interet general - station de traitement, de lagunage	1
Total général	154



3.3 ENJEUX SURFACIQUES

Les enjeux surfaciques sont des bâtiments. Ils correspondent aux enjeux suivants :

Etablissements recevant du public :

- commerce (hôtels et pension de famille, magasins de vente, centres commerciaux, restaurants et débits de boissons)
- église chapelle (établissements de culte)
- enseignement (établissements d'enseignement, colonies de vacances)
- établissement de soin (établissements de soins, structures d'accueil pour personnes âgées et handicapées)
- établissements sportifs couverts
- gare de voyageurs
- mairie
- public administratif (administrations, banques, bureaux, bibliothèques, centres de documentation et de consultation d'archives, salles a usage d'audition, de conférences, de réunions, de spectacles)
- salle des fêtes (salles à usage d'audition, de conférences, de réunions, de spectacles)
- salle municipale intergénérationnelle
- salles d'expositions

Economie :

- bâtiment agricole
- bâtiment industriel
- serre
- silo

Enjeu environnemental ou patrimonial

- moulin

Ouvrage/équipement d'intérêt général

- Déchetterie
- STEP

Urbanisation existante

- Habitations
- Autre (cabane, garage...)



Les enjeux surfaciques sur le territoire sont les suivants :

Tableau 6 : enjeux surfaciques sur le territoire

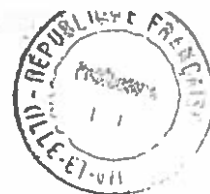
ENJEUX SURFACIQUES du territoire	Nombre d'enjeux
autre (cabane, garage...)	207
batiment agricole	310
batiment industriel	90
camping	9
cimetiere	8
commerce	22
dechetterie	1
eglise chapelle	5
enseignement	13
etablissement de soin	5
etablissements sportifs couverts	6
habitation	2806
habitation mixte	3
mairie	4
moulin	7
public administratif	10
salle des fetes	6
salle municipale intergenerationnelle	1
salles a usage d'audition, de conferences, de reunions, de spectacles	1
salles d'expositions	2
serre	17
silo	5
STEP	3
Total général	3541



Les enjeux surfaciques par commune sont les suivants :

Tableau 7 : enjeux surfaciques par commune

ENJEUX SURFACIQUES par commune	Nombre d'enjeu
CHATEAUNEUF-D'ILLE-ET-VILAINE	3
batiment industriel	2
STEP	1
CHERRUEIX	573
autre (cabane, garage...)	27
batiment agricole	76
batiment industriel	14
camping	2
cimetiere	2
commerce	6
enseignement	3
etablissement de soin	2
habitation	426
habitation mixte	1
mairie	1
moulin	4
salle des fetes	1
salles d'expositions	2
serre	4
silo	2
DOL-DE-BRETAGNE	12
habitation	12
HIREL	496
autre (cabane, garage...)	29
batiment agricole	12
batiment industriel	16
camping	1
cimetiere	2
commerce	1
eglise chapelle	1
enseignement	3
habitation	426
moulin	3
salle des fetes	1
salle municipale intergenerationnelle	1
LA FRESNAIS	989
autre (cabane, garage...)	72
batiment agricole	117
batiment industriel	11
cimetiere	1
commerce	7



ENJEUX SURFACIQUES par commune	Nombre d'enjeux
eglise chapelle	2
enseignement	4
etablissement de soin	2
etablissements sportifs couverts	1
habitation	760
mairie	1
public administratif	3
salle des fetes	1
salles a usage d'audition, de conferences, de reunions, de spectacles	1
serre	5
STEP	1
LA GOUESNIERE	22
autre (cabane, garage...)	4
batiment agricole	4
batiment industriel	1
habitation	13
LE VIVIER-SUR-MER	336
autre (cabane, garage...)	5
batiment agricole	7
batiment industriel	10
cimetiere	1
commerce	5
eglise chapelle	1
enseignement	1
etablissement de soin	1
etablissements sportifs couverts	2
habitation	300
habitation mixte	2
mairie	1
LILLEMER	97
autre (cabane, garage...)	10
batiment agricole	13
habitation	73
public administratif	1
MINIAC-MORVAN	6
batiment agricole	3
batiment industriel	1
habitation	2
MONT-DOL	440
autre (cabane, garage...)	13
batiment agricole	37
batiment industriel	5
camping	1
enseignement	1
habitation	377



ENJEUX SURFACIQUES par commune	Nombre d'enjeux
public administratif	1
serre	2
silo	3
PLEINE-FOUGERES	1
habitation	1
PLERGUER	4
autre (cabane, garage...)	1
etablisements sportifs couverts	1
habitation	1
public administratif	1
ROZ-LANDRIEUX	4
autre (cabane, garage...)	2
batiment agricole	1
habitation	1
SAINT-BENOIT-DES-ONDES	432
autre (cabane, garage...)	35
batiment agricole	10
batiment industriel	20
camping	3
cimetiere	2
commerce	3
eglise chapelle	1
enseignement	1
habitation	352
mairie	1
public administratif	3
salle des fetes	1
SAINT-BROLADRE	13
autre (cabane, garage...)	2
batiment agricole	5
habitation	6
SAINT-GUINOUX	35
batiment agricole	8
batiment industriel	1
etablisements sportifs couverts	1
habitation	18
public administratif	1
salle des fetes	2
serre	4
SAINT-MELOIR-DES-ONDES	78
autre (cabane, garage...)	7
batiment agricole	17
batiment industriel	9
camping	2
dechetterie	1



ENJEUX SURFACIQUES par commune	Nombre d'enjeux
établissements sportifs couverts	1
habitation	38
serre	2
STEP	1
Total général	3541