

**CONVENTION BRGM – ANTEA N°POL 0361 :
CAHIER DES CHARGES**

**ASSISTANCE TECHNIQUE POUR L’EVALUATION
ET LA CARTOGRAPHIE DE L’ALEA INONDATION
EN POLYNESIE FRANCAISE**

COMPTE-RENDU DE MISSION

Philippe STOLLSTEINER

MISSION DU 8 SEPTEMBRE AU 9 OCTOBRE 2003
Réf. 03.200



DIRECTION INTERNATIONALE

**BP 6119, 3 Avenue Claude Guillemin
45061 ORLEANS Cedex 2
Tél. : 02 38 64 31 77 – Fax : 02 38 64 30 30**

SOMMAIRE

	Pages
1. Contexte et objectif.....	3
2. Déroulement de la mission.....	3
2.1. Présentation de ARAI et de la mission ANTEA	3
2.2. Déroulement de la mission.....	4
3. Collecte et structurations des données : Point 1.....	5
4. Analyse de la bibliographie existante : Point 2.....	7
5. Méthodologie utilisée pour la détermination des aléas.....	8
5.1. Méthodologie initiale	8
5.2. Visites et démarches de vérifications effectuées lors de la mission.....	9
5.3. Méthodologie retenue	10
5.4. Application de la méthodologie suivant les tronçons concernés	10
6. Modélisation d'écoulement à surface libre	12
6.1. Objectif.....	12
6.2. Logiciel de modélisation	12
6.3. Conditions initiales	13
6.4. Documents remis	14
6.5. Délai de réalisation.....	15
6.6. Curriculum vitae et références.....	15
6.7. Prix	15
6.8. Rivières concernées.....	15
7. Crues de projet.....	17
7.1. Fréquence des crues de projet.....	17
7.2. Paramètres de définition des crues de projet	17
7.3. Détermination des débits maxima des crues de projet	18
8. Mesures visant à réduire les risques et la vulnérabilité : Recommandations	26
8.1. Réglementation et politique de développement.....	26
8.2. Recommandations techniques générales.....	27
Bibliographie générale.....	32

Liste des Annexes

- ANNEXE 1 : Liste des informations hydroclimatologiques à faire figurer dans la base de données.
- ANNEXE 2 : Liste des références bibliographiques.
- ANNEXE 3 : Fiches de lecture.
- ANNEXE 4 : Estimation des débits de crues par la méthodologie proposée. Exemple avec T_c calculé par la formule de Kirpich.
- ANNEXE 5 : Remarques concernant les aléas inondations sur la commune de Punauiaia.
- ANNEXE 6 : Remarques concernant les aléas inondations sur l'île de Hiva Oa.
- ANNEXE 7 : Quelques notions permettant de réaliser des calculs hydrauliques simples en régime permanent.
- ANNEXE 8 : Planches photographiques.

1. Contexte et objectif

Dans le cadre de la convention n° 2.2513, le BRGM réalise pour le compte du Territoire de la Polynésie française, un programme d'étude des aléas naturels et d'élaboration des Plans de Prévention des Risques (PPR), intitulé « Aléas et Risques naturels, Aménagements et Information » qui se subdivise en 12 actions élémentaires.

Dans le cadre des actions 2, "aléa hydrologique" et 3.2, "cartographie de l'aléa Inondation", le BRGM a demandé à la société d'ingénierie ANTEA de lui fournir un appui technique pour lui permettre de réaliser au mieux une cartographie de l'aléa inondation sur l'ensemble de la Polynésie (convention BRGM/ ANTEA N°POL 0361). Il s'agit notamment de :

1. formuler des avis sur les données existantes (quantité, qualité, répartition) et sur leur structuration dans le cadre de ARAI,
2. d'analyser de manière approfondie cinq documents de la bibliographie existante,
3. faire des propositions méthodologiques pour l'évaluation et la cartographie des aléas inondations,
4. définir les termes de références en vue de modélisations qui seront demandées par le BRGM à des bureaux d'études locaux.

Le contenu de la mission confié à ANTEA est défini dans le cahier des charges annexé à la convention BRGM/ ANTEA N°POL 03 61.

Pour ce faire, un ingénieur hydrologue hydraulicien d'ANTEA a effectué un séjour d'un mois en Polynésie. Le présent document récapitule le déroulement et le contenu de cette mission.

2. Déroulement de la mission

2.1. Présentation de ARAI et de la mission ANTEA

La zone d'étude, dans le cadre de la convention 2.2513, s'étend sur l'ensemble de la Polynésie française. Elle est constituée d'atolls (îles basses) et d'îles comportant un relief plus ou moins escarpé avec des torrents d'extension variable en fonction de la taille de l'île et de la nature des reliefs.

Le pourtour des îles est généralement occupé par une plaine côtière peu étendue. Par suites des phénomènes pluvieux intenses, de graves inondations peuvent se produire aux droits de ces torrents et occasionner d'important dégâts matériels, voire humains. L'étude consiste en la réalisation d'une cartographie de l'aléa inondation sur l'ensemble de ces îles.

La mission d'ANTEA comportait quatre points principaux à traiter en réponse aux demandes exprimées par le BRGM. Le cahier des charges techniques, réalisé conjointement par le BRGM et ANTEA et approuvé en août 2003, détaille les attentes du BRGM, explicite la démarche méthodologique adoptée et indique la nature des prestations d'ANTEA. Ce compte rendu de mission détaille chacun des quatre points de la première phase abordés dans ce cahier des charges.

2.2. Déroulement de la mission

La mission de P. STOLLSTEINER en Polynésie s'est déroulée entre le 08 septembre 2003 et le 09 octobre 2003 :

- Lundi 8 septembre à 14 h : réunion de lancement de la mission (JM Mompelat, C. Lembezat , P. Stollsteiner)
- Mardi 9 septembre à 9 h : réunion de présentation et de lancement au GEGDP (Gabriel SAO, JM Mompelat, P Stollsteiner)
- Mardi 9 après midi et 10/09/03 : analyse de la bibliographie
- Jeudi 11 septembre : visite des bassins versants le long de la Route Des Plaines
- Vendredi 12 septembre : Visite de stations hydrométriques en compagnie du GEGDP (Gabriel SAO, P Stollsteiner),
- Dimanche 14 septembre : visite des bassins versants de la Vaitehoro et de la Vaitepiha
- Lundi 15 septembre : visite du bassin versant de la Papenoo
- Mardi 16 et mercredi 17 : Cartographie des aléas de la commune de Punaauia (M Terrier, P Stollsteiner)
- Jeudi 18 septembre : analyse de la bibliographie
- Vendredi 19 et samedi 20 septembre : visite des bassins versants de Mooréa
- Du lundi 22 au vendredi 26 septembre : analyse des données et mise au point de la méthodologie pour la détermination des crues
- Samedi 27 septembre : Transfert sur Hiva Oa
- Dimanche 28 et lundi 29 septembre : Visite des bassins versants et cartographie des aléas de Hiva Oa
- Mardi 30 septembre : Transfert sur Tahiti

- Mercredi 01 octobre :
 - 9h : réunion avec SPEED (E. Gourbel, C Lembezat, P Stollsteiner)
 - 14h : réunion avec BCEOM (C. Advocat, C Lembezat, P Stollsteiner)
- Jeudi 2 octobre à 13h30 : réunion au GEGDP (Gabriel SAO, P Stollsteiner)
- Vendredi 3 octobre : Inauguration des locaux BRGM en Polynésie,
- Samedi 4 octobre au mardi 7 : Rédaction du compte rendu de mission,
- Mercredi 8 octobre à 8 h : Réunion à la subdivision eaux et aménagements (C. Chamboredon, P. Stollsteiner),
- Jeudi 9 octobre à 8 h : Retour métropole.

3. Collecte et structurations des données : Point 1

Dans le cadre de sa mission, le BRGM va réaliser une base de données relatives aux aléas. Cette base de données comprend notamment, pour l'action 3.2, un inventaire des études techniques réalisées ainsi que les données hydro-climatologiques extrêmes observées et /ou pouvant être considérées comme référence (pluies, crues...).

Les données collectées par le BRGM consistent principalement en des données déjà analysées et interprétées. Il s'agit notamment :

- des données pluviométriques extraites de la thèse de G. Wotling (cf. bibliographie [1]). Ces données consistent en valeurs fréquentielles des hauteurs de précipitations définies à partir des valeurs observées à différentes stations sur des périodes relativement courtes,
- des principales caractéristiques des bassins versants et des stations hydrométriques associées,
- des débits maxima instantanés calculés pour les crues observés aux stations hydrométriques de l'IRD (ex ORSTOM) ou plus récemment du Groupement d'Etude et de Gestion du Domaine Public (GEGDP), qui appartient à la Direction de l'Équipement.

Parallèlement mais sans succès à ce jour, les valeurs fréquentielles des pluies journalières et les hauteurs pluviométriques fréquentielles des précipitations de durée variant entre six minutes et vingt quatre heures des différents postes de Polynésie françaises ont fait l'objet d'une demande à la Météorologie Nationale.

Durant la mission, ANTEA n'a pas effectué de contrôle sur les données hydrologiques et pluviométriques brutes. Par contre pour évaluer la qualité des données, ANTEA a participé ou a réalisé :

- des visites des sites de mesures (stations hydrométriques et pluviométriques),
 - anciennes (rivière Matatia, photographie P9110056), (Vaiatiu, photographie P9120105) , (Papeiha),
 - en activité (Vaitepiha, photographie P9140005), (Papenuo, photographie P9120001), (Tuauru),
 - nouvellement installées dans le cadre du projet ARAI, (cf. bibliographie [2] , cf. fiche de lecture n°2 en annexe 3).
- aux analyses des documents (cf. point 2 analyse de la bibliographie et notamment des notes de J. Danloux et G. Wotling) et aux discussions avec les personnes du service gestionnaire des données. Ces discussions et analyses ont permis de vérifier, s'il en était besoin, la volonté des gestionnaires de critiquer, analyser, valider et n'utiliser que des données fiables,
- un contrôle des valeurs fréquentielles fournies en réalisant les ajustements des débits maxima annuels observés au droit des différentes stations de Tahiti, Mooréa et Raiatea. Les valeurs fréquentielles trouvées sont proches voire identiques à celle fournies dans les rapports de J. Danloux.
- l'exploitation des données pluviométriques et hydrométriques pour parvenir à une synthèse régionale permettant une bonne estimation des débits maxima instantanés des crues. La bonne qualité des résultats permet de confirmer la bonne cohérence existant entre les différentes données débitométriques mais également entre les données pluviométriques et les données débitométriques. (cf. chapitre 7 : crues de projet).

Ces différentes démarches ont permis de constater :

- que les équipes tant passées que présentes ont eu un souci constant d'obtenir et ne retenir à des fins d'exploitation que des données de qualité,
- qu'une analyse des données brutes nécessiterait un travail colossal qui ne déboucherait, dans le meilleur des cas, que sur un ajustement, une correction ou une élimination de quelques données ponctuelles.

Il s'avère cependant nécessaire, pour l'île de Tahiti, de :

- continuer, pour obtenir des séries plus significatives (plus longues) et donc des valeurs fréquentielles plus fiables, l'acquisition des données hydrométriques et pluviométriques au droit des postes existants,
- d'intensifier si possible les tournées de jaugeages en hautes eaux afin de mieux définir les relations hauteur débit en crues,

- d'installer de nouveaux équipements afin de compléter les données pluviométriques sur des zones d'exposition et/ ou d'altitudes différentes et pouvoir ainsi préciser les variations pluviométriques en fonction de l'altitude et l'orientation.

C'est pour répondre en partie à cette attente que le volet 3.2. "hydrologie" de ARAI prévoit l'implantation de six stations hydroclimatologiques dont les sites ont été définis cet hiver et dont trois ont déjà été mises en service (cf. compte rendu de mission de G. Wotling (cf. bibliographie [2] et cf. fiche de lecture N°2 en annexe 3).

Pour les autres îles de Polynésie, il paraît souhaitable de développer le maigre réseau existant, peu de stations dont certaines probablement hors d'usage, afin de fournir suffisamment de données exploitables pour la réalisation d'études ou une détermination plus précise des aléas.

Les principales caractéristiques des bassins versants, les données extrêmes mesurées et les valeurs issues de l'analyse réalisée à partir des données mesurées à ces stations permettent de caractériser les crues et les aléas au droit des différents bassins versants suivis. Elles constituent les données de base nécessaires au dimensionnement d'ouvrage. Ces informations seront directement intégrées à la base de données développée dans le cadre de ce projet. La liste des principales données qui méritent d'être intégrées à cette base figure en annexe 1.

4. Analyse de la bibliographie existante : Point 2

La liste des rapports d'études collectés par le BRGM, avant et durant la mission d'assistance est fournie en annexe 2.

Cette bibliographie comporte principalement :

- des rapports d'études réalisées par des sociétés d'ingénierie,
- des notes de synthèses présentant l'ensemble des principales observations réalisées sur les stations hydrométriques de Polynésie et les statistiques obtenues,
- des rapports de modélisations hydrologiques sur différents cours d'eaux de Tahiti,
- la thèse de G. Wotling sur l'aléa pluviométrique à Tahiti.

Il convient cependant de signaler que la quasi-totalité de ces documents concerne les îles de la Société et notamment l'île de Tahiti.

Parmi les différents rapports examinés, cinq ont fait l'objet d'une fiche de lecture (cf. annexe). Ils ont été retenus afin de mieux cerner :

- la problématique locale des observations et reports d'aléas (cf. bibliographie [3], fiche de lecture N°1 en annexe 3),
- la validité des données induites par la qualité des stations de mesure, (cf. bibliographie [2] et cf. fiche de lecture N°2 en annexe 3),

- l'homogénéité entre les résultats fournis par les modélisations déjà réalisées et celles envisagées ainsi que les spécificités et/ ou compétences potentielles des bureaux d'études susceptibles de réaliser les modélisations, (rapports de modélisations BCEOM et SPEED, fiches de lecture N°3 et 5),
- les contraintes et la qualité des études d'aménagement mais également afin de mieux cerner la problématique des inondations sur la commune de Punaauia (rapport SPEED sur schéma directeur de la Route des Plaines, fiches de lecture N°4).

Globalement la lecture de quatre de ces rapports et la lecture rapide de plusieurs autres a permis de :

- constater une qualité satisfaisante de la majorité des études réalisées,
- définir deux types de bibliographie :
 - une bibliographie générale qui va principalement concerner, sur un sujet ou paramètre donné, une île, un Archipel, voire la Polynésie,
 - une bibliographie de rapports d'études et/ ou synthèse concernant plus spécifiquement un cours d'eau ou un ensemble de cours d'eau.

L'annexe 2 dresse un récapitulatif des principaux rapports pouvant comporter des informations pouvant être utile à l'élaboration des aléas inondations. Pour chaque type de bibliographie (générale ou spécifique) les rapports les plus importants apparaissent en gras, les plus anciens (données réactualisées) ou ceux susceptibles de comporter moins d'intérêt apparaissent en police réduite.

En tête de la bibliographie spécifique, les rapports de J. Danloux réalisés en 2003 figurent en rappel car ils contiennent les dernières données observées actualisées sur l'ensemble des cours d'eau suivis.

5. Méthodologie utilisée pour la détermination des aléas

5.1. Méthodologie initiale

La méthodologie initialement proposée (cf. cahier des charges annexé à la convention BRGM/ ANTEA N°POL 0361) était celle préconisée par le Ministère de l'Équipement des Transports et du Tourisme et par le Ministère de l'Environnement pour réaliser la Cartographie des zones inondables dans le cadre de la prévention des risques naturels.

"Cette méthode, basée sur une approche naturaliste, vise à mettre en évidence les différents lits des cours d'eau, les diverses implantations susceptibles de perturber les écoulements, en les accélérant ou en les ralentissant, et à en déduire les zones inondables ainsi que des valeurs approchées des paramètres physiques des inondations. Appuyée sur la photo- interprétation et sur une étude de terrain, elle est peu onéreuse et permet de traiter de grandes longueurs de cours d'eau dans un délai rapide. La cartographie qui en résulte peut être directement exploitée pour choisir des orientations en terme de planification et d'aménagement. Mais elle n'est pas

exclusive et ne se substitue pas aux approches hydrologique et hydraulique mais constitue un préalable incontournable pour saisir le fonctionnement global d'un cours d'eau et contribue à déterminer de façon rationnelle les secteurs où une éventuelle modélisation doit être envisagée".

Le cahier des charges prévoyait cependant qu'ANTEA réalise, dès le début de sa mission, les démarches nécessaires pour :

- vérifier la transposition possible de cette méthodologie à la Polynésie,
- préciser les secteurs où la méthode hydrogéomorphologique pouvait s'appliquer et,
- ceux où il était nécessaire, ou préférable, de prévoir en complément une modélisation hydraulique.

5.2. Visites et démarches de vérifications effectuées lors de la mission

Les démarches de vérifications entreprises par ANTEA ont principalement consisté à :

- une visite de l'ensemble des principaux bassins versants de l'île de Tahiti,
- appliquer cette méthodologie en réalisant la délimitation des zones inondables d'une des communes de l'île, en l'occurrence celle de la commune de Punaiaa. Cette délimitation a été réalisée conjointement entre le BRGM (M. Terrier) et ANTEA (P. Stollsteiner) (cf. annexe 5),
- visiter les bassins versants d'une île voisine afin de vérifier la transposition possible de cette méthodologie sur une autre île (en l'occurrence : Mooréa),
- s'assurer qu'elle pourra également être utilisée sur une île éloignée, ayant un régime pluviométrique très différent. Pour ce faire, il a été choisi de visiter l'île d'Hiva Oa de l'Archipel des Marquises (cf. annexe 6).

Il ressort de ces différentes démarches que le relevé des traces morphologiques et sédimentologiques est rendu très délicat, voire impossible, dans les parties aval des cours d'eau sur l'île de Tahiti et au droit des "vallées" les plus habitées des autres îles. Ces zones ont été, dans la plupart des cas, totalement modifiées par des prélèvements (agrégats) ou par des remblaiements (aménagement, constructions,...).

Il en résulte qu'il est nécessaire, pour procéder à la définition des aléas au droit de ces zones fortement influencées mais également pour vérifier les observations naturalistes réalisées au droit des zones pouvant être considérées comme "naturelles", d'utiliser une méthodologie semi-quantitative. Cette méthodologie requiert de connaître, au moins par estimation et ce préalablement aux tracés des aléas, les valeurs fréquentielles des débits de références en tout point des bassins versants (cf. 4.3.2.5).

Il est donc apparu, nécessaire de définir une méthodologie permettant d'estimer en tout point d'un bassin versant la valeur des débits fréquents. Un paragraphe spécial a donc été traité, en complément du cahier des charges, (cf. paragraphe 7) afin de permettre cette estimation.

5.3. Méthodologie retenue

Si nous proposons toujours d'utiliser, suivant les accès aux cours d'eau et les enjeux, les trois sortes d'interprétation (cf. cartographie des zones inondables) :

- l'interprétation qualitative dans les parties non accessibles ou en partie sommitale des cours d'eau,
- l'interprétation semi-quantitative pour les zones sans enjeux et pour les zones à enjeux "non prioritaire",
- l'interprétation quantitative pour les zones à enjeux,

l'interprétation semi-quantitative reposera principalement sur une approche à dominante hydrologique et hydraulique contrôlée, quand cela s'avèrera possible, par l'approche naturaliste et non l'inverse comme initialement prévu.

5.4. Application de la méthodologie suivant les tronçons concernés

5.4.1. Parties non accessibles des cours d'eaux : interprétation qualitative

Dans les parties très encaissées ou en partie sommitale des cours d'eaux, zones généralement non accessibles en véhicule, le tracé des aléas sera réalisé à l'aide des photographies aériennes. Un contrôle et/ ou ajustement de ces tracés par calcul hydrologique et hydraulique sera, si possible, réalisé au droit des sections accessibles. Cette méthode sera également utilisée sur les petites îles escarpées ne comportant pas de zone à enjeux, peu habitées et ne comportant que des cours d'eau temporaires.

5.4.2. Parties accessibles sans enjeux ou avec enjeux non prioritaires : interprétation semi-quantitative

5.4.2.1. Zones naturelles

Dans les parties accessibles en véhicules et pouvant être encore considérées comme naturelles, le tracé des aléas sera défini par une analyse hydrogéomorphologique au droit de différentes sections d'écoulement réparties le long du cours d'eau (analyse des photographies aériennes puis visite de terrain). Ces analyses auront principalement pour objectif de bien individualiser, si possible, les différentes composantes du thalweg : lit mineur, lit moyen et lit majeur mais également de recenser l'ensemble des ouvrages hydrauliques ou ayant un impact sur la formation et l'écoulement des crues.

Ces relevés seront contrôlés, voire complétés, au moyen :

- des relevés de laisses de crues,
- de calculs hydrologiques et hydrauliques simples au droit de sections spécifiques ou courantes.

5.4.2.2. Zones fortement remaniées

Dans les zones ne pouvant plus être considérées comme naturelles, il ne sera pas possible de définir les différents lits par analyse hydrogéomorphologique, aussi nous proposons d'inverser la méthodologie, c'est à dire d'effectuer des calculs hydrologiques et hydrauliques simples et vérifier la cohérence des résultats par l'approche hydrogéomorphologique.

5.4.2.3. Report des résultats

Les informations ponctuelles, obtenues précédemment, seront ensuite interpolées, afin d'obtenir un tracé des aléas en continu sur la totalité du cours d'eau, à l'aide des photographies aériennes et des courbes de niveaux des cartes topographiques.

Suivant les conditions d'écoulement existantes au droit des points de contrôle, les calculs hydrauliques seront réalisés au moyen :

- des formules de Manning Strickler (logiciel Flowmaster) au droit des zones à écoulement torrentiel,
- par utilisation de relation spécifique au droit de sections singulières (seuil, pont, écoulement en régime critique,),
- de petits modèles d'écoulement simplifié au droit des zones d'écoulement fonctionnant en régime fluvial. Ce cas devra cependant être considéré comme exceptionnel car ces zones à faibles pentes seront généralement, pour les îles habitées, des zones à enjeux.

Afin de réaliser ces calculs, il est nécessaire de lever la ou les sections d'écoulement. Ces levés seront, lorsqu'ils ne sont pas déjà disponibles, réalisés au clisimètre (ou inclinomètre). L'annexe fournit un support technique pour la réalisation de quelques calculs hydrauliques simples.

Le rendu des aléas sera réalisé sur des fonds de carte au 1/25 000 avec possibilité pour certains secteurs de report au 1/10 000°.

Pour les bassins versants "ou îles" où l'on ne dispose pas de cartographie au 1/25 000° (ou moins), il ne paraît pas envisageable d'effectuer un report satisfaisant. Il paraît alors préférable de réaliser un report à titre informatif (forme et répartition générale des zones d'aléa), et de préciser ces zones au moyen de distances approximatives par rapport aux ouvrages ou bâtiments remarquables, le tout illustré par des photographies.

5.4.3. Au droit des zones à enjeux : interprétation quantitative

Afin de définir les aléas à une échelle mieux adaptée aux enjeux, 1/5000° par exemple, il est envisagé de réaliser, au droit de ces zones, des modélisations hydrauliques détaillées. Le chapitre suivant précise :

- les principales données nécessaires,
- les contraintes de modélisations souhaitées,

- les principaux résultats attendus.

Il pourra être directement utilisé pour définir un cahier des charges techniques à des fins de modélisations hydrauliques d'écoulement à surface libre.

Certaines modélisations ont été déjà réalisées sur des cours d'eau de Tahiti (cf. § 6.8). Le rendu cartographique de ces études fait apparaître les zones inondables en différenciant 3 hauteurs de submersion (0-0,5/ 0,5-1,0 / +1,0) et pour certaines le lit mineur. Ce rendu est par conséquent différent de ce que l'on se propose de faire tant du point de vue des cartes d'aléas réalisées par analyse hydrogéomorphologique (crue décennale et centennale : notion de fréquence) que par modélisation hydraulique où l'on ajoute à cette notion de fréquence la notion de hauteur et de vitesse d'écoulement. Les résultats de ces modélisations, sauf s'il y a actualisation, seront néanmoins directement intégrés en l'état aux cartes d'aléas.

Sur les cartes d'aléas définies à partir de modélisation figurera un libellé distinctif qui pourra par exemple rappeler le numéro du rapport d'étude.

Par ailleurs, les modélisations d'écoulements à surface libre n'intègrent généralement pas les événements tels que formation d'embâcles, écoulement de berges ou autres... Afin d'envisager de tels événements lors de crues de fréquence rare, c'est à dire des événements de probabilité très faible, l'enveloppe hydrogéomorphologique sera, si possible, ajoutée aux tracés des aléas définis par modélisation.

6. Modélisation d'écoulement à surface libre

6.1. Objectif

Ces modélisations ont principalement pour objectif de :

- simuler les débordements observés lors des dernières crues remarquables,
- définir la capacité d'évacuation maximale du lit (fréquence de débordement),
- définir en l'état actuel, l'extension des crues et les hauteurs et vitesses d'écoulement des crues de référence dans le lit majeur (au minimum rive droite, lit mineur et rive gauche).

Les modélisations demandées concerneront principalement les rivières dont la partie aval comporte une plaine littorale fortement urbanisée ou pouvant être dans un proche avenir fortement urbanisée.

6.2. Logiciel de modélisation

Le (ou les) logiciels de modélisation proposés par le bureau d'étude devra permettre la détermination des zones inondées, des hauteurs et vitesses d'écoulement quel que soit le régime d'écoulement du cours d'eau (torrentiel,

critique, fluvial). Ce modèle devra pouvoir simuler les écoulements aux droits d'ouvrages hydrauliques standards (pont, seuil, etc.).

De nombreuses rivières et /ou ravines de Tahiti et de la Polynésie française ne comportent pas de plaine d'inondation. Ces rivières, formées de l'association lit mineur - lit moyen – lit majeur peuvent être modélisées au moyen d'un modèle dit "unifilaire" fonctionnant avec un régime permanent. Il n'y a pas, dans ce cas, d'écrêtement du débit maximal instantané ni d'échange transversal significatif. Il suffit donc, pour définir la zone d'extension des inondations, d'effectuer un calcul (après calage) avec une crue définie uniquement par son débit maximal.

Il peut cependant exister, sur Tahiti ou sur les autres îles, des cours d'eau qui débordent de manière significative en un (ou plusieurs) point situé suffisamment en amont pour que :

- le débit des sections aval devienne inférieur au débit transitant au droit des sections amont (écrêtement),
- l'on ne puisse plus l'assimiler à un seul cours d'eau mais à plusieurs cours d'eau pouvant comporter, entre eux, des échanges latéraux.

Il y a dans ce cas, nécessité d'utiliser un modèle permettant la simulation de ces comportements, c'est à dire nécessité d'utiliser un modèle bi-dimensionnel ou bi-dimensionnel à casiers. Il y a dans ce cas également nécessité de définir en entrée un hydrogramme de crue.

Il appartiendra au bureau d'étude de définir dans sa proposition, pour chaque modélisation demandée, le type de modèle proposé et les raisons de ce choix.

6.3. Conditions initiales

Cette modélisation repose sur :

- une définition géométrique du modèle (topographie),
- la détermination des débits d'entrées et la connaissance des conditions aux limites (niveau aval),
- des informations aux points de contrôle et/ ou de calage de ce modèle.

Les informations topographiques acquises par le BRGM dans le cadre de cette étude seront mises à disposition du bureau d'étude retenu. La liste des informations disponibles et leurs supports figure en annexe.

Toute donnée topographique complémentaire (ouvrages, lit mineur, profil en long,..) nécessaire à une bonne réalisation de l'étude sera définie par le bureau d'étude. L'ensemble de ces données sera détaillé et son coût précisé et inclus dans la proposition financière du bureau d'étude.

Nota bene : En option, le bureau d'étude pourra envisager de produire une modélisation de qualité inférieure, pour une rivière ou l'ensemble des rivières concernées, c'est à dire sans complément topographique de la plaine

inondable. Il précisera alors les implications que cela entraîne sur le choix du modèle et sur la qualité des résultats.

Pour chaque rivière, il sera procédé à une modélisation :

- de la crue maximale observée sur le cours d'eau,
- de la crue décennale,
- de la crue centennale.

Il appartiendra au bureau d'étude de définir les hydrogrammes d'entrée (régime transitoire) ou les débits maxima instantanés (régime permanent) de projet des différentes rivières à modéliser. Ces données seront validées, avant modélisation, par le BRGM. Dans la mesure où ils sont susceptibles de modifier les zones inondables ou les aléas, les différents débits d'apports d'eaux pluviales seront estimés et leurs localisations précisées.

Dans la quasi-totalité des modélisations, la condition de niveau aval sera le niveau marin. Les modélisations seront réalisées en considérant :

- un niveau aval marin de 0,00 m NGP,
- un niveau aval marin supérieur qui sera définie par les études menées dans le volet 3.4 de ARAI (niveau correspondant à une surélévation de marée de tempête lors des cyclones).

6.4. Documents remis

Chaque modélisation fera l'objet d'un rapport séparé, remis en 5 exemplaires, qui comprendra :

- Un rapport de présentation comprenant :
 - la zone modélisée et le logiciel utilisé,
 - la méthode de calage et les paramètres de calage,
 - l'ensemble des données d'entrée,
 - l'ensemble des résultats sous forme de tableaux,
 - le profil en long et les lignes d'eau obtenues pour les crues modélisées
- mais également tout document et/ ou information nécessaire à la compréhension de l'étude.
- Un atlas cartographique comprenant :
 - une carte des zones inondées lors de la plus importante des crues observées indiquant les éventuels points de calages et laisses de crues,
 - une carte (voire deux pour lisibilité) des aléas précisant :
 - le lit mineur,
 - les ouvrages hydrauliques existants (pont, digue,...)
 - l'enveloppe de la crue décennale,
 - l'enveloppe de la crue centennale,
 - vitesse d'écoulement tel qu'indiqué dans le tableau ci-dessous.

Hauteur	Vitesse	Faible à moyenne Vitesse < 0,5 m/s	Moyenne à forte Vitesse >= 0,5 m/s
H < 0,5 m		Faible	Moyen
0,5 ≤ H < 1 m		Moyen	Fort
H > 1 m		Fort	Très fort

En métropole, il est généralement envisagé, dans les inondations de plaine, de distinguer les différentes vitesses d'écoulement en trois zones (inférieure à 0,2 m/s, entre 0,2 et 0,5 m/s et au delà de 0,5 m/s), ici, l'écoulement s'effectue généralement en régime torrentiel et nous ne retiendrons que deux catégories de vitesse. L'échelle de rendu sera fonction des cartes disponibles. Elle sera probablement comprise entre le 1/5000^e et le 1/10 000^e.

L'ensemble des fichiers nécessaires à l'étude sera transmis sous forme de fichiers informatiques au format :

- WORD97 pour les textes,
- EXCEL97 pour les fichiers tableurs,
- MAPINFO pour les cartes.

6.5. Délai de réalisation

Un échéancier de réalisation sera fourni par cours d'eau. Il précisera les éventuelles remises de documents, les périodes d'approbation et de correction des rapports seront estimées.

Si le bureau d'étude sollicite plusieurs modélisations, un chronogramme global de réalisation sera proposé.

6.6. Curriculum vitae et références

Le curriculum vitae des différents intervenants et les références du bureau d'étude dans ce domaine, notamment en Polynésie, seront joints au dossier.

6.7. Prix

Chaque modélisation fera l'objet d'un prix détaillé par postes (y compris les options éventuelles : cf. 6.3).

Un prix global et forfaitaire sera également proposé pour l'ensemble des modélisations.

6.8. Rivières concernées

Pour effectuer une pré-qualification des rivières à modéliser, nous avons privilégié trois critères :

- l'extension des zones à enjeux (le seul enjeu véritablement pris en considération étant, à ce jour, la densité de bâtiments et de population).

- la pente naturelle de la zone avale afin de modéliser si possible les zones potentielles d'écoulement fluvial où la modélisation est nécessaire pour le calcul des lignes d'eau,
- l'existence de cartes à une échelle suffisante (minimum 1/5000).

Parmi les cours d'eau répondant à ces critères, un certain nombre de rivières a déjà été modélisé, une dizaine environ dont : la Papenoo, la Punaruu, la Hamuta, la Vaiami, la Fautaua, la Vahiria, la Taharuu, la Vavii, la Titaaviri, la Pau. Ces modélisations ont donné lieu à la parution de rapports (cf. bibliographie). S'il semble que pour certaines d'entre elles, il n'y a pas eu depuis, des constructions ou modifications d'aménagements hydrauliques ou ayant des répercussions hydrauliques significatives, pour trois d'entre elles, au moins, il s'avèrerait nécessaire d'effectuer une actualisation des zones d'aléas : sur la Punaruu, la Papenoo et la Taharuu (cf. annexe fiche de lecture n°5). Pour la Hamuta, une modélisation a été réalisée (cf. bibliographie et fiche de lecture n°4) mais elle n'a pas donné lieu à une détermination des zones inondables.

Concernant les autres modélisations, nous proposons, en accord avec le GEGDP et la subdivision Eaux et Aménagements, de s'intéresser aux rivières :

- de Tahiti : Tipaerui, Tuauru, Matatia, et l'ensemble Tamarua-Ahoaraa, et éventuellement Papaeva
- de Moorea : rivières d'Afareaitu et éventuellement de Maharepa,
- de Tahaa : rivière de Patio (Iripau),
- de Raitea : rivière d'Uturoa,
- de Niku Hiva : rivière de Taipivai et éventuellement celle de Tahoiae,
- d'Hiva Oa : rivière d'Atuona.

Soit 12 modélisations (dont une double et 3 éventuelles) et 3 actualisations.

Le nombre de modélisations effectivement réalisées dépendra, à coût total fixe, du prix de chaque modélisation.

Ce coût va dépendre pour moitié de la topographie complémentaire nécessaire.

D'après les premières estimations locales en notre possession, le coût prévisionnel de ce type d'étude serait, en fonction de la longueur de la zone modélisée, d'environ :

- 550 000 FCP par kilomètre pour une topographie complète,
- 180 000 FCP par kilomètre pour la réalisation de compléments topographiques in situ (lit mineur, profil en long,..),
- 700 000 FCP par kilomètre pour une modélisation bidimensionnelle (2D),
- 400 000 FCP par kilomètre pour une modélisation unidimensionnelle (1D).

Ces prix sont à majorer de 20% pour les îles sous le vent (hors Tahiti) et de 50% pour les Marquises.

La longueur moyenne à modéliser est, généralement à Tahiti, voisine de 2,5 kilomètres. Un fond de plan au 1/2000° devrait être disponible pour la plaine littorale entre Mahina et Paea, voire jusqu'au pk 25. Il n'y a donc pas lieu de prévoir, pour les cours d'eau appartenant à cette zone, une topographie complète mais seulement un levé in situ complémentaire.

Le prix estimatif des quatre premières modélisations peut ainsi être estimé, dans l'éventualité de modélisations 2D, voisin de 9 à 10 M FCP.

Pour Temarua et Ahoaraa, la modélisation comprend deux rivières et il ne sera disponible qu'un fond de plan au 1/5000°. La modélisation de ce système, qui entoure la ville de Pajara, nécessitera donc un complément topographique plus onéreux. Le coût de cette modélisation devrait se situer aux alentours de 4,5 M FCP.

Pour les autres modélisations, nous proposons de les réaliser avec un rendu moins précis et se contenter en topographie d'un lever complémentaire in situ du lit mineur, du profil en long et éventuellement de deux ou trois profils du lit majeur. Cela permettrait, avec notamment des modélisations moins étendues et probablement en 1D, de pouvoir produire des modélisations pour un coût unitaire moyen compris entre 1,5 et 2 M FCP.

7. Crues de projet

7.1. Fréquence des crues de projet

Afin de définir l'enveloppe des crues fréquentes, nous proposons de retenir la crue de fréquence décennale. Cette fréquence est en effet la fréquence retenue pour le dimensionnement de nombreux ouvrages, notamment des réseaux d'évacuations d'eaux pluviales, et est souvent proche de la fréquence de la crue "débordante".

Pour les crues considérées comme exceptionnelles, il est proposé de prendre comme référence les crues de projet définies en France métropolitaine. A défaut d'études locales de diagnostic concernant les crues torrentielles (circulaire du 16/08/1994), ce sont les directives de la circulaire du 24 janvier 1994 concernant les crues de plaine qui ont été retenues (cf. bibliographie). Cette circulaire définit " *une crue de référence qui est la plus forte connue ou, si cette crue était plus faible qu'une fréquence centennale, cette dernière*".

Etant entendu que les risques induits par "les crues torrentielles" sont, **au moins**, aussi élevés que par "les crues de plaines", la fréquence centennale a été également retenue pour les crues torrentielles.

7.2. Paramètres de définition des crues de projet

7.2.1. Cas général

D'après la topographie des thalwegs des îles montagneuses de la Polynésie française, il paraît improbable, à quelques exceptions près, que l'on puisse

observer un écrêtement significatif des débits de crues avant le débouché en plaine littorale. Malgré un temps de concentration court et donc un hydrogramme très pointu, la faible largeur de la plaine littorale permet d'envisager un faible amortissement des débits maxima. Il apparaît ainsi raisonnable de considérer, à quelques exceptions près, qu'il ne se produit pas de réduction du débit maximal par écrêtement (stockage provisoire de débit) et qu'il n'y a donc généralement pas lieu d'étudier la forme des hydrogrammes.

Il suffit, dans ce cas, de déterminer le débit maximal instantané des crues pour définir les caractéristiques maximales des inondations (extension, hauteur, vitesse), la modélisation s'effectuant en régime permanent.

7.2.2. Cas particuliers : modélisation en régime transitoire

Pour les éventuels cas particuliers où l'on pourrait supposer qu'il se produit un écrêtement par débordement lors des crues exceptionnelles ou lorsqu'il se produit des écoulements transversaux (formation de plusieurs chenaux d'écoulement), la détermination des zones inondables (et du débit maximal) passe par une modélisation en régime transitoire de l'ensemble de la zone avale et de la zone d'expansion. Il faut dans ce cas définir comme donnée d'entrée, c'est à dire en amont de la zone d'expansion :

- le débit maximal instantané de la crue mais également,
- la forme de l'hydrogramme de crue.

La définition de cet hydrogramme peut être réalisée par :

- utilisation d'une modélisation hydrologique globale sur le bassin versant ou sur un bassin versant similaire (par le biais d'un hydrogramme unitaire),
- utilisation de la forme d'un hydrogramme observé,
- utilisation d'un hydrogramme type.

7.3. Détermination des débits maxima des crues de projet

7.3.1. Objectif

Afin de pouvoir réaliser l'approche semi-quantitative mais également définir les crues de projet nécessaire aux modélisations, il est nécessaire de définir une méthodologie permettant d'estimer, en tout point d'un bassin versant jaugé ou non jaugé, les valeurs des débits maxima instantanés de fréquence décennale et centennale.

Il paraît toutefois nécessaire de rappeler que la méthodologie qui va être proposée ci après pour l'estimation des débits maxima des crues ne doit être utilisée, en l'état, que si l'on ne dispose pas de données observées. Cette méthodologie et notamment la régionalisation du coefficient de ruissellement devra être réactualisée au fur et à mesure de l'acquisition de données nouvelles et ne pourra être utilisée pour un bassin versant "connu" pour son comportement particulier.

7.3.2. Méthodes actuellement utilisées

Les méthodes utilisées à ce jour en Polynésie, et principalement sur Tahiti, sont :

- les formules empiriques,
- les ajustements statistiques des valeurs observées,
- et depuis peu la modélisation pluie débit.

7.3.2.1. Ajustements statistiques

Cette méthode de détermination permet, pour des séries observées suffisamment longues, d'obtenir des valeurs fréquentielles fiables qui peuvent alors être utilisées pour caler les paramètres des éventuelles formules régionales (C_{10} pour notre démarche, Ccreager pour formule 'Danloux').

7.3.2.2. Formules empiriques

Différentes formules empiriques ont été utilisées. Ces formules généralement calées à l'aide des ajustements statistiques (cf. point précédent) ont été mises au point et utilisées lors d'études particulières afin d'estimer, en l'absence de données d'intensité pluviométrique, des valeurs de projet sur des bassins versants non suivis.

Ces formules, qui n'utilisent que très sommairement les caractéristiques des bassins versants et peu (Coyne et Bellier), voire pas du tout (SOGREAH, SPEED), les données pluviométriques, paraissent maintenant inadaptées.

J. Danloux, propose une formule du même type (formule de Creager) mais en calant, c'est à dire en « régionalisant », le coefficient de Creager à l'aide des valeurs définies par ajustement statistique.

Suite à la parution d'informations sur les intensités pluviométriques, le BCEOM a calé une nouvelle formule faisant intervenir, pour la détermination du débit décennal, les valeurs des pluies de durée quinze minutes. La méthode du GRADEX est ensuite utilisée pour la détermination du débit centennal.

Ces deux dernières méthodes fournissent des résultats beaucoup plus proches des valeurs obtenues par ajustement statistique que les premières citées.

7.3.2.3. Modélisation pluie débit

Depuis quelques années, un effort particulier a été entrepris pour préciser la détermination de l'aléa hydrologique à Tahiti. Dans cette optique, l'ensemble des données pluviographiques ont été contrôlées, validées puis exploitées (Thèse G. Wotling, janvier 2000, cf. biblio [1]). Ces données, provenant de 22 postes ayant entre 2 et 34 années d'observations, ont permis de définir, à ces postes, des courbes Intensité – Durée – Fréquence.

Après le choix d'un modèle pluie débit, les principales étapes suivantes ont consisté à caler le modèle au droit de bassins versants jaugés puis à l'utiliser sur des bassins versants non jaugés. Les critères de choix de ce modèle, son fonctionnement, les détails des différents paramètres, les données nécessaires et les premiers résultats obtenus sont principalement détaillés dans la thèse de G. Wotling.

Les rapports des modélisations hydrologiques (cf. bibliographie en annexe 2, par exemple : modélisation hydrologique des cours d'eau Tamanu-Taravao) présentent les résultats de l'utilisation de ce modèle sur des bassins versants non jaugés.

L'analyse des résultats fournis conduit à considérer que cette modélisation permet d'évaluer de façon acceptable, voire satisfaisante, les débits maxima pour des petits bassins versants, mais fournit des résultats passables voire médiocres pour des bassins versants de taille supérieure.

Si l'utilisation de ce modèle peut constituer un réel outil sur des bassins versants jaugés (étude d'aménagement par exemple) voire être utilisé pour préciser certains paramètres du ruissellement sur des bassins versants non jaugés (lames d'eau ruisselées ou forme générale de l'hydrogramme), ***il ne paraît cependant pas souhaitable de l'utiliser***, avec les données actuelles, ***pour définir les débits maxima instantanés des crues au droit de bassins versants non jaugés sur l'ensemble de la Polynésie.***

Ce type de modélisation nécessite, en effet, trop d'informations (notamment pluviométriques : extension spatiale, déplacement, abattement) pour permettre de répondre, actuellement et de manière satisfaisante, à l'objectif défini dans le cadre de cette étude. On peut notamment imaginer que l'intégration d'informations pluviométriques obtenues par imageries radar permettrait d'améliorer fortement la qualité des résultats obtenus.

7.3.2.4. Méthodologie pour les bassins versants urbains

La formule de Caquot, mise au point et utilisée en métropole, a été adaptée au contexte local de Tahiti par actualisation, à l'aide des coefficients de Montana, des coefficients de l'équation. Elle peut donc être utilisée, sous réserve de respecter les conditions de validité, pour le calcul des débits maxima décennaux des petits bassins versants urbains de Tahiti. Pour les autres îles de Polynésie, il convient d'actualiser cette formule, en appliquant la même méthode, avec les données pluviométriques observées en local.

7.3.2.5. Méthodologie proposée pour les bassins versants ruraux

Formule générale

Afin de répondre au mieux à l'objectif fixé, tout en limitant les informations aux informations disponibles, nous proposons d'utiliser la méthode rationnelle pour la détermination du débit maximal instantané de fréquence décennale puis d'utiliser au-delà la méthode du GRADEX.

L'équation générale se résume à :

$$Q_p(T) = k \cdot C(T) \cdot I(t_c, T) \cdot A$$

où

- $Q_p(T)$** est le débit de pointe de crue (en m³/s) de période de retour **T** ;
 $C(T)$ coefficient de ruissellement pour la période de retour T (0 < C ≤ 1) ;
 $I(t_c, T)$ l'intensité d'une averse représentative du bassin versant dont la durée est égale au temps de concentration **t_c** du bassin pour la période de retour **T** ;
A la superficie du bassin versant ;
k un coefficient d'ajustement fonction des unités utilisées.

$$(k = 1/3.6, \text{ pour } A \text{ en km}^2 \text{ et } I \text{ en mm /h})$$

Cette méthode, simple et robuste d'utilisation, présente l'intérêt de faire intervenir :

- la notion de "temps de concentration", temps qui dépend de la morphologie du bassin versant,
- la pluviométrie,
- le coefficient de ruissellement, facteur dépendant notamment de la géologie, de la couverture végétale et du taux d'imperméabilisation.

Les principales difficultés d'utilisation de cette formule consistent en :

- l'estimation du temps de concentration et,
- la détermination du coefficient de ruissellement.

Détermination du temps de concentration

L'estimation du temps de concentration peut être réalisée au moyen de formules diverses existant dans la littérature, les plus répandues étant probablement Kirpich, Passini, Giandotti, Turazza, (cf. formulaire) Ces formules sont plus ou moins bien adaptées suivant la pente des bassins versants considérés.

Le choix de la formule (ou de la combinaison de formules), à retenir pour une utilisation régionale ou adaptée à des familles de bassins versants, peut être réalisé en comparant les valeurs calculées à l'aide de ces formules avec celles obtenues à partir des hydrogrammes et ietogrammes de crues observés au droit de bassins versants jaugés.

Valeur de la pluie de durée égale au temps de concentration

S'il existe des données d'intensités pluviométriques (courbes IDF) au droit d'une station pluviométrique représentative du bassin versant, il suffit de calculer les hauteurs pluviométriques décennale et centennale survenant pour une durée égale au temps de concentration du bassin versant. Lorsqu'il existe

plusieurs postes, une pondération (méthode de Thiessen ou autre) pourra être réalisée.

Dans le cas où il n'existerait pas d'information sur les intensités pluviométriques sur le bassin versant, il est cependant possible d'*estimer* les valeurs fréquentielles des pluies de durée égale au temps de concentration à partir d'informations disponibles sur les pluies journalières. Les hauteurs pluviométriques de durée inférieure à la journée seront déterminées au poste journalier en considérant que le rapport de ces hauteurs pluviométriques avec la pluie journalière, à fréquence donnée, est identique au rapport trouvé à la station pluviographique la plus proche ou à celle jugée la plus comparable.

Estimation du coefficient de ruissellement

La valeur du coefficient de ruissellement de fréquence décennal peut être définie « régionalement » (par secteur d'île) à l'aide des valeurs décennales obtenues par ajustement statistique au droit des bassins versants jaugés. Il suffit ensuite d'utiliser cette valeur pour les bassins versants similaires (orientation et altitude maximale) non jaugés.

Dans l'hypothèse où l'on ne dispose pas de valeurs observées (ajustement statistique ou valeurs maximales observées) sur l'île, la valeur du coefficient de ruissellement décennal sera choisie parmi ceux de l'île la plus proche et la plus semblable en considérant le contexte géologique, l'altitude maximale du bassin versant et son orientation.

Calcul de la crue centennale

La détermination de la valeur centennale est ensuite obtenue en considérant qu'au-delà de la pluie de fréquence décennale (point pivot) toute augmentation de la pluie ruisselle. Il n'y a donc pas lieu de définir et ou ajuster un nouveau coefficient de ruissellement.

Cela se traduit par l'équation suivante :

$$Q_{100} = Q_{10} + k (P_{100}(tc) - P_{10}(tc)) \cdot A / tc$$

ou

$$Q_{100} = A.K. \left[\underbrace{C_{(10)} \cdot I_{(tc,10)}}_{Q_{10}} + \overset{\uparrow}{\underset{1}{C}} (I_{(tc,100)} - I_{(tc,10)}) \right]$$

$$Q_{100} = Q_{10} + A.K. (I_{(tc,100)} - I_{(tc,10)})$$

(avec $K = 1/3,6$ si A en km^2 et I en mm/h)

7.3.2.6. Application test sur l'île de Tahiti

Un test rapide, mais satisfaisant, de cette méthodologie a été mené sur les cours d'eau de Tahiti puis a été utilisé, pour vérifier sa possible transposition, sur quelques cours d'eau de Mooréa et d'Hiva Oa.

Pour ce test nous avons utilisé :

- la formule de Kirpich et la formule de Giandotti pour le calcul du temps de concentration,
- des valeurs pluviométriques obtenues à partir des données fournies dans la thèse de G. Wotling.

Pluviométrie :

Si l'analyse des valeurs pluviométriques fréquentielles de G. Wotling montre clairement l'influence de l'orientation et de l'altitude des postes, il n'a pas été, à ce jour possible, de préciser une relation explicitant les variations observées. On notera simplement :

- que sur un même bassin versant, les valeurs maximales ne sont pas toujours obtenues pour l'altitude maximale (Hitiaa, Punaruu),
- que le ratio Pluie journalière/ pluie de durée t est particulièrement élevé aux différents postes situés à l'est (et au sud ?) de Tahiti Nui (Hitiaa, Papenoo, Vahiria,..). A altitude égale, ces ratios sont supérieurs pour la durée de 5 minutes et supérieurs ou égaux pour les autres durées à ceux observés à la Réunion. Ils sont également supérieurs à ceux observés aux Antilles ou à Mayotte. Cela semble indiquer que :
 - la pluviométrie en cinq minutes, à Tahiti, est relativement faible,
 - la durée moyenne de pluie, lors des pluies journalières maximales, est élevée.

Afin de réaliser le test et déterminer les pluies de durée égales au temps de concentration des différents bassins versants, nous avons déterminé les équations des courbes Hauteur – Durée pour les fréquences décennale et centennale à 8 postes (Faa, Fautaua, Hitiaa, Papenoo, Punaruu, Taravao, Tuauruu, Vahiria). Pour les postes de Hitiaa et Punaruu, les valeurs utilisées ont été les valeurs constituant l'enveloppe maximale des valeurs fréquentielles des différents postes.

Ces équations sont de la forme :

$$H(t, T) = a(T).t^{b(T)}$$

avec :

$H(t, T)$: hauteur pluviométrique de durée t et de période de retour T (mm),

t : durée de la pluie en mn.

La cassure, que l'on trouve généralement sur ce type de graphe, se situe suivant les postes à (t1) 30 minutes ou une heure.

Le tableau ci dessous résume les différents coefficients des équations obtenues.

Validité		Décennale				Centennale			
		t<t1		t>t1		t<t1		t>t1	
Station	t1 (mn)	a(10)	b(10)	a(10)	b(10)	a(100)	b(100)	a(100)	b(100)
Faa	-	141	0,377	-	-	184	0,386	-	-
Fautaua	30	42	0,714	146	0,371	48,8	0,751	183	0,388
Hitiaa	30	48,5	0,793	104	0,562	56,7	0,827	139	0,561
Papenoo	30	51,6	0,701	81,2	0,563	60,7	0,735	96	0,590
Punaruu	60	58,3	0,627	142	0,405	72,2	0,652	179	0,423
Taravao	60	49,1	0,702	166	0,402	56,5	0,743	211	0,415
Tuauruu	60	52,2	0,717	195	0,387	60,9	0,753	248	0,401
Vahiria	30	50,8	0,729	92,5	0,544	64,3	0,732	107	0,570

Temps de concentration (cf. formulaire)

Ils ont été calculés à l'aide des formules de Kirpich et Giandotti.

Pluie de durée Tc

Ces valeurs sont calculés à partir des courbes Hauteur Durée par fréquence (formules ci-dessus) et du temps de concentration calculé précédemment. Les stations pluviométriques considérés comme représentative de la pluviométrie du bassin versant sont indiquées en colonne 3 du tableau suivant.

Détermination du coefficient de ruissellement

Il est ajusté afin d'obtenir des valeurs fréquentielles (Q10, Q100) proches des valeurs fréquentielles obtenus par ajustement des valeurs observés.

Le tableau suivant présente les résultats obtenus en considérant un temps de concentration calculé à l'aide de la formule de Kirpich. Le même calcul a été réalisé avec la formule de Giandotti. Afin de cerner les incertitudes des valeurs ajustées, les valeurs limites de l'intervalle de confiance à 80 % de la valeur centennale obtenue par ajustement sont également indiquées dans ce tableau.

Rivière	Superficie	Poste pluvio	coefficient de ruissellement	Q10 Etude	Q10 ajustement	Q100 obtenu par ajustement			Q100 Etude
						valeur mini	médiane	valeur maxi	
Fautaua	20.5	Fautaua	0.31	168	190	260	305	385	338
Tuauru	26.7	Tuauru	0.4	223	260	360	430	550	454
Papenoo	79.7	Tuauru	0.46	887	890	1230	1440	1780	1549
Vaitaara	23.6	Hitiaa	0.9	640	640	820	1020	1430	876
Paraura	1.37	Hitiaa	0.9	56	60	70	80	100	73
Papeiha	30.6	Hitiaa	0.74	626	625	825	980	1250	907
Punaruu	33.6	Punaruu	0.31	216	225	330	450	485	516
Vaitiu	21.7	Vahiria	0.31	192	150	215	270 (375)*	365	363
Taharuu	33.8	Vahiria	0.45	295	275	360	430	545	495
Vairaharaha	14.6	Vahiria	0.65	222	220	280	360	530	320
Vaitepiha	33.4	Taravao	0.5	405	400	510	585	700	698
Aveiro	6.43	Taravao	0.55	112	115	155	180	225	175

* : obtenu par ajustement graphique

Tableau : résultats du calage des coefficients de ruissellement décennaux

Les coefficients les plus faibles sont obtenus pour le secteur Nord Est (0,31). Ils augmentent régulièrement jusqu'aux valeurs maximales obtenues dans l'est (Vaitaara, Paraura : 0,9 ou Papeiha : 0,74). Ces valeurs très fortes peuvent s'expliquer, entre autre, par :

- une pluviométrie réelle supérieure à la pluviométrie mesurée,
- une saturation plus fréquente des sols due à une pluviométrie beaucoup plus abondante. Cette forte pluviométrie pouvant notamment s'expliquer par une stationnarité des perturbations sur la première barrière, d'altitude importante, rencontrée.

Pour quelques bassins, on notera la difficulté d'ajuster simultanément les débits décennal et centennal aux valeurs obtenues par ajustement. Cela provient de la différence des « gradex » de pluie et de débit.

Il faut également souligner l'incidence relative du coefficient de ruissellement sur la valeur centennale. Par exemple, une modification du coefficient de ruissellement de 10 % (de 0,5 à 0,45) pour la Vaitepiha conduit à une diminution de seulement 5,8 % sur la valeur de la crue centennale.

Les résultats obtenus sont sensiblement identiques quel que soit la formule du temps de concentration. Avec la formule de Kirpich, les coefficients de ruissellement varient entre 0,31 et 0,90. Ils se situent entre 0,31 et 1 avec la formule de Giandotti.

On constate, in fine (cf. annexe 4), que les résultats obtenus par cette méthode sont comparables à ceux obtenus par la formule de Craeger (J. Danloux) ou par la formule du BCEOM. Cette méthodologie a cependant l'avantage d'être utilisable sur les autres îles en prenant en considération les données locales de pluviométrie et l'orientation globale des bassins.

Pour améliorer et finaliser les résultats, il conviendrait de :

- vérifier et/ ou adapter le calcul du temps de concentration,
- tester et valider le choix des postes pluviométriques retenus,
- affiner le découpage « régional » du coefficient de ruissellement.

8. Mesures visant à réduire les risques et la vulnérabilité : Recommandations

8.1. Réglementation et politique de développement

a) L'emprise des cours d'eau fait partie du domaine public. L'entretien des cours est ainsi à la charge du Territoire. Cet entretien est généralement assuré par la Direction de l'Équipement. Il est important de maintenir un entretien régulier des cours d'eau afin d'éviter tout engravement et tout développement de végétation, synonyme de réduction de la capacité de débit.

b) Une servitude de 5 m de part et d'autre du cours d'eau est instituée pour permettre la réalisation de cet entretien. Cependant une autorisation de construire sur cette zone peut être délivré au mandant par l'administration du territoire. Nous recommandons de limiter, voire supprimer, ces autorisations.

Cette zone de 5 m sur chaque rive ne devrait pas, sauf exception, être constructible car :

- les berges du cours d'eau peuvent être facilement érodées lors des crues,
- la vitesse, au droit de ces zones proches du lit mineur, peut être suffisante pour créer des dommages aux constructions,
- la présence de constructions limite considérablement les possibilités d'aménagements des cours d'eau.

c) Rendre obligatoire la consultation des services compétents lorsqu'un impact est pressentie et renforcer les équipes chargés de contrôler ou autoriser les permis de construire au droit des zones inondables.

d) Fixer réglementairement, en fonction des ouvrages, la fréquence minimale des crues de projet nécessaire au dimensionnement des ouvrages.

e) Développer une réflexion globale d'aménagement par bassin versant afin de réaliser notamment des aménagements cohérents avec l'urbanisation future.

8.2. Recommandations techniques générales

8.2.1. Aménagements de cours d'eau

Encourager ou imposer la réalisation d'études hydrologiques et hydrauliques de dimensionnements ainsi que le suivi de réalisation pour des ouvrages ou aménagements de cours d'eau. Il y a visiblement beaucoup d'ouvrages réalisés qui sont sous, et quelquefois sur, dimensionner. Par ailleurs, malgré de nombreux rappels dans les différents rapports anciens, il y a beaucoup de protections en enrochements ou en gabions qui sont encore réalisées sans « butée de pied », posées avec des pentes trop fortes ou sans couches de transition (cf. guide des aménagements, BCEOM). Non seulement ces protections sont ainsi amenées à s'écrouler et ne plus remplir ainsi leur rôle mais elles peuvent alors contribuer à une aggravation des débordements.

Envisager, dès la conception, des mesures compensatoires limitant, voire annulant, les impacts des ouvrages projetés.

Envisager, dans les rivières à forte pente et à forte activité (vis à vis de l'érosion), des aménagements tels que :

- réalisation de seuils (stabilisation du lit) ou,
- pièges à sédiments (protection des ouvrages).

Eviter, dans la mesure du possible, les aménagements proposant une couverture de cours d'eau. De tels aménagements, généralement attractifs dans les quartiers fortement urbanisés, nécessitent, pour limiter les risques de dégâts matériels et humains, des recommandations spécifiques telles que :

- réalisation d'entonnements progressifs à l'entrée des ouvrages afin d'éviter de favoriser les mises en charge des ouvrages et permettre une mise en vitesse progressive de l'écoulement notamment dans le cas de solutions à base de buses (cf. recommandations pour l'assainissement routier, cf. bibliographie) ;

- une pose soignée des canalisations en prévoyant des raccordements « en douceur » des collecteurs secondaires (faibles pertes de charge) ;
- le choix d'équipements, respectant la norme NF P 16-341 et les règles exposées au chapitre 3 du fascicule 70 (cf. bibliographie) ;
- la réalisation d'éventuels bassins de dissipation à l'aval des ouvrages, si la vitesse de sortie des ouvrages est importante (supérieure à 3 m/s) ;
- d'envisager, afin d'éviter l'entraînement de sédiments grossiers et le risque d'une éventuelle érosion des ouvrages, la réalisation d'une fosse à sédiments en amont.
- prévoir un aménagement permettant un entretien de ce réseau c'est à dire qu'il apparaît indispensable que cet aménagement soit au moins accessible et visitable. C'est-à-dire (d'après l'instruction technique de 1977) avoir une hauteur minimale au plafond de 1,6 m,
- et enfin, quand l'indisponibilité de cet aménagement est susceptible de générer des risques pouvant induire des dégâts matériels et humains significatifs (par exemple vitesse d'écoulement forte), il convient de prévoir une alternative, acceptant un fonctionnement exceptionnel, au système d'évacuation des débits.

8.2.2. Petits ouvrages de franchissement

D'une manière générale, éviter l'utilisation de buses circulaires et préférer l'installation de dalots rectangulaires. Les buses favorisent plus facilement la création d'embâcles et augmentent la vitesse d'écoulement.

8.2.3. Réseaux d'évacuation d'eaux pluviales

Encourager la diffusion dans les services techniques concernées des normes ou de documents pouvant faire office de normes (cf. bibliographie)

Favoriser l'utilisation de techniques alternatives lorsqu'elles s'avèrent réalisables dans le contexte climatique (épandage, stockage sur toit, ...).

Favoriser la création de bassin écrêteur ou « tampon » afin de limiter les débits maxima de rejet (sous réserve qu'il n'y ait pas de contre indication sanitaire)(cf. photographie 9120010).

Caler les exutoires des collecteurs d'eaux pluviales dans les cours d'eau suffisamment haut pour éviter toute remontée du niveau du cours d'eau en crue dans ces collecteurs.

Prévoir la réalisation de protections ponctuelles des berges et du fond du lit au droit d'un exutoire de collecteur d'eaux pluviales et éviter les raccordements non progressifs. La photographie P9120089 illustre l'exemple de ce qu'il ne faut pas faire. Envisager la réalisation d'un bassin de dissipation d'énergie si la vitesse d'écoulement en sortie de collecteur doit dépasser 3 m/s.

8.2.4. Aménagements individuels

Au droit des zones à aléa faible à moyen ou des zones d'inondations pluviales :

- rehausser les habitations d'une hauteur à préciser suivant le contexte au moyen d'un vide sanitaire ou de poteaux,
- voire pour les cas extrêmes, imposer la construction en R+1.

Formulaire

DÉTERMINATION DU TEMPS DE CONCENTRATION Tc

Définition : le temps de concentration Tc est défini comme le temps mis par l'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire (en durée d'écoulement) pour rejoindre ce dernier.

Le temps de concentration Tc, peut être estimé par différentes formules :

Formule de KIRPICH

$$T_c = 0,0195 \cdot (L / i^{0,5})^{0,77}$$

avec

- Tc : temps de concentration du bassin versant (mn)
- L : longueur du thalweg principal (m)
- i : pente moyenne du thalweg principal (m/m)

Cette formule a été développée à partir des données du SCS pour sept bassins ruraux dans le Tennessee (États-Unis) avec un lit bien marqué et des pentes fortes (3 à 10 %).

Formule de GIANDOTTI

$$T_c = 60 \cdot [0,4 \cdot A^{0,5} + 0,0015 \cdot L] / [0,8 \cdot (i \cdot L)^{0,5}]$$

avec

- Tc : temps de concentration du bassin versant (mn)
- L : longueur du thalweg principal (m)
- i : pente moyenne du thalweg principal (m/m)
- A : superficie du bassin versant (ha)

Formule de VENTURA améliorée par PASSINI

$$T_c = 0,14 \cdot [(A \cdot L)^{1/3}] / [(i)^{0,5}]$$

avec

- Tc : temps de concentration du bassin versant (mn)
- L : longueur du thalweg principal (m)
- i : pente moyenne du thalweg principal (m/m)
- A : superficie du bassin versant (ha)

MÉTHODE SUPERFICIELLE (OU DE CAQUOT)

Evolution de la formule rationnelle, modèle déterministe global **qui ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux.**

Permet le calcul du débit en tout point du réseau.

Limites d'application :

- superficie totale inférieure ou égale à 200 ha,
- pente comprise entre 0,002 et 0,05 m/m,
- rapport (pente maximale/pente minimale) inférieure ou égale à 20,
- coefficient de ruissellement compris entre 0,2 et 1.

SI HORS LIMITES : NÉCESSITÉ D'APPLIQUER UNE AUTRE MÉTHODE :

Modèle de Caquot

Formules utilisées

Le débit maximum se calcule par l'équation

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u}$$

avec :

$$K = (0,5^{b(F)} \cdot a(F)) / 6,6$$

$$u = 1 + 0,287 \cdot b(F)$$

$$v = -0,41 \cdot b(F)$$

$$w = 0,95 + 0,507 \cdot b(F)$$

avec $a(F)$ et $b(F)$ de la formule des pluies $i(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)}$

et le temps de concentration :

$$T_c = 0,50 \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,507} \cdot Q_p(F)^{-0,287}$$

avec :

I : pente moyenne hydraulique du réseau sur le parcours de l'eau (m/m),

A : surface représentant la somme des surfaces élémentaires d'influence au point de calcul (**ha**),

Q_p(F) : débit de fréquence de dépassement F au point de calcul (m³/s),

L : longueur en hectomètre du parcours de l'eau dans le réseau (**hm**)

Bibliographie générale

Anonyme (1977) – Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Circulaire INT 77.284 (J.O. du 22/06/77). Ministère de l'Intérieur, de l'Équipement, de l'Agriculture, de la Santé et de la Qualité de la vie.

Anonyme (1982) – Recommandations pour l'assainissement routier. Ministère des transports. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et Services d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA).

Bourrier R. (1991) – Les réseaux d'assainissement. Editions Lavoisier.

Circulaire du 24/01/1994 – La prévention des inondations et à la gestion des zones inondables (J.O du 10/04/94) complétée par la circulaire n°94-69 du 16/08/94 - Crues torrentielles).

Circulaire du 24/04/1996 – dispositions applicables au bâti et ouvrages existants en zones inondables (J.O du 14 juillet 1996).

Collectif (1994) - Comité français des grands barrages. Les crues de projet des barrages. Méthode du GRADEX.

Coste C., Loudet M. (1987) – L'assainissement en milieu urbain et rural. Editions du Moniteur.

Lencastre A. (2002) – Hydraulique générale. Editions Eyrolles.

Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement – Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement (1997) – Plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR) – Guide général.

[1] Caractérisation et modélisation de l'aléa hydrologique à Tahiti. Rapport multigraphié IRD-GEGDP et Thèse Montpellier, 305p. + annexes (Janvier 2000). Rédacteur G. WOTLING.

[2] Mission d'assistance technique pour l'acquisition de données hydropluviométriques dans le cadre de la modélisation de l'aléa hydrologique sur les îles de Tahiti et Raiatea. GEGDP/ BRGM. (Juillet 2003). Rédacteur G. WOTLING.

[3] Etude des priorités d'aménagement des cours d'eau de Tahiti. Rapport d'étude. Rapport HFS80676K BCEOM-Equipement 16p. + atlas cartographique (Février 1999). Rédacteurs R. DUMAY et B. PEYTERMANN.

ANNEXES

ANNEXE 1

LISTE DES INFORMATIONS HYDROCLIMATOLOGIQUES A FAIRE FIGURER DANS LA BASE DE DONNEES

Les informations minimales suivantes paraissent suffisamment intéressantes, pour les cours d'eau d'ordre 1, pour figurer dans la base de données inondations des aléas naturels :

Appellation et localisation	Cours d'eau, Commune, Ile Archipel PK RT i,
Caractéristiques du BV	Superficie du bassin versant au droit de la Rti , mer Longueur totale du thalweg principal Altitude maximale Altitude moyenne Pente moyenne Taux d'imperméabilisation Station hydrométrique 1 Station pluviométrique 1 Qmax observée Date Q10 Q100
Inondations maximales observées	Situation 1 Date 1 Hauteur atteinte 1 Commentaire 1 Photo 1
Caractéristiques de la station Hydrométrique 1	Nom Code station Gestionnaire Longitude Latitude Altitude Superficie BV à la station Altitude moyenne du BV Longueur du thalweg principal Pente moyenne Historique (période d'observation) Equipement Qualité des données Photo 1

Hmax observée
Qmax observé
Date Qmax
Q10
Q100
Méthode d'estimation

Caractéristiques de la station Pluviométrique 1 Nom
Code station
Gestionnaire
Longitude
Latitude
Altitude
Historique (période d'observation)
Equipement
PA moyenne
PJ max observé
Date
PJ10
PJ100
Courbe IDF

Ouvrages hydrauliques ou Ayant incidences hydrauliques Type Ouvrage 1
Propriétaire 1
Altitude Ouvrage 1
Date Mise En Service 1
Dimensions (hydraulique)1 / (S, I, L)
Pente 1
Etude 1
Fréquence de la crue de projet 1
Débit de la crue de projet 1
Commentaire 1
Photo 1

----- Liens éventuels avec -----
(Vulnérabilité) Classe
Type
Situation

(Rapports d'étude)
(base biblio) Titre 1
Auteur 1
Année 1
Thème 1
Mots clefs 1
Niveau 1
Commentaire 1

ANNEXE 2

LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Annuaire hydrologique des îles de Tahiti, Moorea, Raiatea				Bibliothèque IRD	
Annuaire hydrologiques de l'île de Tahiti				Bibliothèque IRD	Volumes (de 1979 à 1991)
Le réseau hydropluviométrique de Tahiti				Bibliothèque IRD	
Réseau territorial d'observation hydrologique				Bibliothèque IRD	
Modélisation de l'Aléa Hydrologique à Tahiti	G. Wotling			GEGDP	
Débits de crue dans l'archipel des Marquises	J. Danloux			Bibliothèque IRD	
Les rivières de Tahiti et la mesure de leur débits	ORSTOM	ORSTOM-GEGDP		GEGDP ?	
Evaluation des maximums de crue suivant une approche régionale (PERIODE 1969-2003)	J. Danloux	AGIR	2003	GEGDP BRGM	
Iles de Moorea et de Raiatea : maximums de crues connues	J. Danloux	AGIR	2003	GEGDP BRGM	
Notice technique pour l'évaluation de l'aléa hydrologique à Tahiti	G. Wotling		2001	GEGDP	
caractérisation et modélisation de l'aléa hydrologique à Tahiti	G. Wotling		2000	Cellule Observatoire des risques (BRGM/Polynésie)	
Paroxysmes climatiques et hydrosystèmes insulaires tropicaux : exemple de la Nouvelle-Calédonie et de Tahiti	J. Danloux, R.Laganaier	Sedes	2000	Copie à la Cellule Observatoire des risques	Publié dans "Les régions françaises face aux extrêmes hydrologiques - Gestion des excès et de la Pénurie, pp96-118
Etudes d'aménagements de protection contre les crues en Polynésie française		ENGREF - BCEOM	1999	GEGDP	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Etude générale d'identification des risques liés aux crues sur l'île de Tahiti sur 79 cours d'eau	BCEOM		1999	Observatoire des risques (BRGM)	
Etudes hydrauliques sur la reconstruction de petits ouvrages de franchissement sur les îles de Tahiti et Moorea	BCEOM		1999		
Recommandations préliminaires et générales liées aux travaux dans les cours d'eau	BCEOM		1999		
Expertise des dommages dus aux inondations récentes sur l'île de Tahiti et Raiatea	BCEOM		1998	Copie à la cellule observatoire des risques	
Etude de l'aléa pluviométrique à Tahiti	G. Wotling		1998	GEGDP ?	
Contribution à l'étude des crues aux Marquises - Evaluation des crues à Nuku Hiva - Trace routière de Taiohae à Nuku Ataha (RT 425)	J.Danloux	ORSTOM-GEGDP	1998	GEGDP	
Evaluation des débits de crues à Tahiti	J.Danloux		1998	GEGDP	
Les formules empiriques pour l'estimation des débits de crue à Tahiti. De la qualité des résultats	J.Danloux	GEGDP	1998	GEGDP	
Diagnostic hydraulique des cours d'eau de Raiatea et Tahaa. Fiches de Raiatea - Fiches de Tahaa	SPEED		1998	Cellule INFRA de la DEQ	
Schéma directeur des eaux pluviales de la route des plaines	SPEED		1997	Cellule Infra de la DEQ	Partie hydraulique à revoir
Guide Hydraulique	BEGC	BEGC	1990	GEGDP ?	
Caractères généraux du régime des cours d'eau sur les principales îles hautes de la Société			1988	Bibliothèque IRD	
Contribution à l'étude des régimes hydrologiques de l'île de Tahiti	L. Ferry		1988	Bibliothèque IRD	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Hydrogéologie Maupiti, Tubuai, Maiao				Bibliothèque IRD	
Etude géologique de l'île volcanique de Tahiti Nui (Polynésie française) : évolution morphostructurale, géochimique et hydrologique	Anthony Hildenbrand			Cellule Observatoire des risques	
Impact of urbanization on suspended sediment and organic matter fluxes from small catchments in Tahiti	G. Wotling, Ch. Bouvier	Hydrological Processes	2001	Photocopie à l'observatoire des risques (BRGM)	
Etude hydrologique à Tahiti de petits bassins versants - 1e évaluation des charges solides et organiques des eaux de ruissellement en relation avec l'urbanisation - campagne 96-97	G. Wotling		1998	GEGDP	
Inventaire des ressources hydrologiques de l'île de Huahine - île haute - 1e phase	Univ Bordeaux III - Institut de géodynamique		1998	GEGDP	
Recueil de données sur l'eau, Tahiti-Moorea			1997	GEGDP ?	Délégation de l'environnement
Annuaire hydrologique de Nouvelle Calédonie 1991-1992			1992	GEGDP	
Etudes hydrologiques sur les îles de Raiatea et Tahaa de 1980 à 1989	A.Lafforgue, J. Robin	ORSTOM-GEGDP	1989	GEGDP	
La crue du 15 avril 1987 sur la rière Vaipoopoo (Commune d'Arue)	R.Gouyet	ORSTOM-GEGDP	1987	GEGDP	
Répertoire mondial des crues maximales observées	J.Rodier, M.Roche		1984		
Crues d'origine cyclonique dans l'Océan Indien (Madagascar) et le pacifique Sud (Nouvelle-Calédonie et Tahiti)	J. Danloux		1983		
Amélioration des conditions d'amarrage au coffre de Huahine. Passe de Fare. Etude de faisabilité	BCEOM		2003		
Protection provisoire d'un plan d'eau et aménagement d'un premier port de pêche à Faratea. Avant projet	BCEOM		2003		
Construction de 6 ouvrages maritimes à Aratika, Fangatau, Napuka, Tepoto-nord et Takume			2002		Avant projet / Projet /DCE
Aménagement maritime de la marina Phaëton. Avant projet sommaire	BCEOM		2002		
Aménagement maritime de la marina Phaëton. Esquisses d'aménagement	BCEOM		2002		
Construction de 5 ouvrages maritimes à Reao nord, Reao sud, Pukarua nord, Pukarua sud et Vairaatea	BCEOM		2002		Avant projet / Projet /DCE
Etude du coffre d'Huahine. Passe de Fare à Huahine	BCEOM		2002		
Etude de houle à Arutua. Archipel des Tuamotu-Gambier	BCEOM		1999		
RHI de Grande Baie au Gosier (Guadeloupe) Définition d'un ouvrage de protection contre les inondations marines et fluviales	JM Mompelat	Antea	1998	Observatoire des risques (BRGM)	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Observations hydropluviométriques lors du passage en Polynésie du cyclone Wasa (décembre 1991)	A. Chouret, J. Robin	ORSTOM-GEGDP	1992		
Etude des crues des rivières de Tahiti. Rapport principal	Coyne, Bellier		1992	Copie à la Cellule Observatoire des risques	29 fig, 12 annexes; rapport Marama nui
La crue du 15 avril 1985 sur la rivière Piafau (Commune de Faaa)	R. Gouyet	ORSTOM-GEGDP	1987	GEGDP	Occurrence de crue révisée en 1994 (cf. 1994-01, pp63-65)
Règles pratiques provisoires d'estimation d'une intensité maximale d'averse sur le pourtour de l'île de Tahiti pour un calcul d'ouvrage d'assainissement	A. Lafforgue		1986	GEGDP	Réévalué depuis
Les crues et la saison cyclonique 1982-1983 en Polynésie française	J. Danloux, L. Ferry	ORSTOM-GEGDP	1984		
Débits de crues à Tahiti	J. Danloux	ORSTOM-GEGDP	1983	GEGDP	
Inventaire du potentiel hydroélectrique de l'île de Tahiti. Rapport 1 Mémoire	SOGREAH		1982		
Programme d'équipement routier de Tahiti, Matricules routières et fiches d'ouvrage	Ingéroute		1967	GEGDP ?	

BIBLIOGRAPHIE SPECIFIQUE

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Evaluation des maximums de crue suivant une approche régionale (PERIODE 1969-2003)	J. Danloux	AGIR	2003	GEGDP BRGM	
Iles de Moorea et de Raiatea : maximums de crues connues	J. Danloux	AGIR	2003	GEGDP BRGM	
Modélisation hydrologique des cours d'eau de la liaison Tamanu-Taravao	G. Wotling		2001	Copie à la Cellule Observatoire des risques	
Etudes hydrologiques de la liaison ouest Papeete-Taravao. Evaluation des maximums de crue pour les franchissements à partir des données hydrologiques connues et suivant une approche régionale	J. Danloux		2001	Copie à la Cellule Observatoire des risques	
Etudes de 4 rivières de Tahiti	SPEED		2001	Direction de l'environnement ?	Pour le ministère du Tourisme et de l'environnement
Diagnostic hydrologique et hydraulique de la rivière Apoomau. Baie de Faaroa. Ile de Raiatea	SPEED		1998		
Maitrise d'œuvre de conception du collecteur C16 de la Route des Plaines	SPEED		1996		
Avant projet du bassin de régulation C18/C19 de la Route des Plaines	SPEED		1997		
Canalisation du cours d'eau C18/C19 de la Route des Plaines	SPEED		1999		
Note hydrologique sur les stations de la Fautaua cotes 60 et 92		GEGDP		GEGDP	
Etude de protection des berges de la Fautaua au droite de la RHI Timiona	BCEOM		2002		
Mission de maîtrise d'œuvre pour la conception d'un cheminement piétonnier et de l'aménagement des berges en aval de la fautaua.	BCEOM		2002	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	Avant-projet, projet, ACT, VISA
Construction d'un collège en zone urbaine est de Papeete, protection contre les crues de la Fautaua	BCEOM		1999	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	
Protection contre les crues de la rivière Fautaua	BCEOM		1999	GEGDP	Modélisation
Crues de projet Hamuta cote 50-cote 100	G. Wotling		2001	GEGDP	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Etude hydrologique et hydraulique de la basse vallée de la rivière Hamuta	SPEED		2000		Modélisation
Etude des risques liés aux crues en Polynésie française. Vallée de Mo'aroa et Haavini. Données hydropluviométriques acquises sur les bassins des rivières Mairipehe et Vaiteremu au cours de la saison pluvieuse 1999-2000	J.Danloux		2000	GEGDP	
Etude pour le traitement des apports terrigènes de la rivière Nymphéa	SPEED		1999		
Maitrise d'œuvre pour le traitement des rejets terrigènes de la rivière Nymphéa	SPEED		1999		
Etude hydrologique pour l'aménagement de la Nymphéa. Rapport de campagne et élément de calcul pour les ouvrages d'assainissement des zones urbanisées du secteur Faaa-Punaauia	J.Danloux		1994		Infra-Hydroconsult - Données vaiami réexploitées
P.E.R. de la basse-Papenoo. Modélisation hydraulique de la vallée. Simulation des crues de projet			1997		EDF DER - Urbanisme Modélisation
Etude des risques naturels dans la basse vallée Papenoo	J. Danloux		1997	Bibliothèque IRD	
Rapport sur le risque technologique lié à une rupture éventuelle du barrage de Tahinu sur la Papenoo			1995		EDF LNH à la demande de Marama Nui
P.E.R. de la basse-Papenoo. Mission Préparatoire à la modélisation hydraulique de la vallée	E.Demay, M.Michel		1996	GEGDP	EDR DER - Urbanisme
Note sur le débits et les crues de la Papenoo - 1er septembre 1978			1978	Bibliothèque IRD	
Schéma expérimental d'exploitation de matériaux et d'aménagement de la vallée de la Papenoo			1989	GEGDP	
La crue du 13 décembre 1986 sur la Paraura D vers la cote 700 (plateau de Hitiaa)	R. Gouyet		1987	GEGDP	
Evaluation sommaire des crues de la Paui	J. Danloux		1998	GEGDP ?	
La crue du 15 avril 1985 sur la rivière Piafau (commune de Faaa)	R.Gouyet	ORSTOM-GEGDP	1987	GEGDP	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Impact hydraulique d'un ouvrage de franchissement de la rivière Punaruu au droit de la zone industrielle et protection de sa pile	BCEOM		2003		
Cartographie des zones inondables de la Punaruu	BCEOM		2000	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	Modélisation
Extraction de 16500 m3 d'agrégats. Vallée de la Punaruu.	SEDEP-STEM		2001		étude d'impact, étude de dangers
Suivi des travaux d'aménagements de la Punaruu	BCEOM		1999		
Schéma expérimental d'exploitation de matériaux et d'aménagement de la vallée de la Punaruu	M.Masson, M.Jousse		1988	GEGDP	
Etude de la zone d'extractions de la vallée de la Punaruu	SPEED		1991	Cellule Infrastructure de la DEQ	
Préconisations d'aménagements de la Taharuu en amont du pont de la RDC	BCEOM		2002		
Suivie des aménagements de la Taharuu en amont du pont de la RDC de 2001 à 2002	BCEOM		2002		
Protection de la pile et des culées du pont jetés sur la Taharuu	BCEOM		2001		
Cartographie des zones inondables de la Taharuu	BCEOM		2000	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	Modélisation
Dimensionnement hydraulique des ponts à reconstruire de la Punaruu et de la Taharuu sur la RDC	BCEOM		1999	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	
Endiguement des rivières Vaitepiha, Taharuu et Nahoata	J. Danloux		1995	Bibliothèque IRD	
Modèle pluie-débit pour la simulation des crues de la Titaaviri. Résultats	G.Wotling, J.Danloux	ORSTOM-SAU	1998	GEGDP	
Impact hydraulique de l'ouvrage de franchissement de la RDC sur la rivière Utuofai à Faaone	BCEOM		2001		
Etude de conception des aménagements de protection contre les crues de la Vaiaha	BCEOM		2001	Cellule INFRA de la Direction de l'équipement	Avant-projet, Projet
Aménagement de la Vaiaha sur sa partie aval	BCEOM		1999		
Etude hydrologique et hydraulique de la Vaiaha, commune de Faa'a	SPEED		1997	Cellule Infra de la DEQ	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Maitrise d'œuvre et modélisation hydraulique pour la déviation du cours d'eau Vaiami - Projet Bounty	SPEED		1999		Modélisation
Aménagement du quartier Bruat. Cours d'eau Vaiaimi. Avant-projet	SPEED		1999	Cellule Infrastructure de la DEQ	Données crues du GEGDP
Bassin versant se la Vaiami à Sainte Amélie - Rapport de campagne		ORSTOM	1991	GEGDP	
Etude hydrologique sommaire projet Lafayette - Arue. Baie de Matavai - Etude hydraulique de la rivière Vaiava-Vaiamo	G. Wotling		2001	LTPP	
Diagnostic hydraulique de la rivière Vaihi, commune d'Hitiaa O Tera	SPEED		1997		
Etude hydraulique du cours d'eau aval de la rivière Vaihi	SPEED		1996		
Etudes d'aménagements prioritaires de la vaihiria, la Titaaviri, la Paui et la Vavii à Tahiti	BCEOM		1999	GEGDP	Modélisations
Note hydrologiques récapitulatives Vaihiria cote 25 et Vavii. Crues des 19 et 20 décembre 1998	J. Danloux		1999	GEGDP	
Premières données hydrologiques sur les résurgences du lac Vaihiria				Bibliothèque IRD	

Titre	Auteurs	Editeur	An_Edition	Lieu_Dispo	Commentaire
Etude d'aménagements pour la reconstruction du tracé fluvial au droit du lotissement Pahani à Moorea	BCEOM		2001		
Etude hydraulique des exutoires de la zone d'aménagement touristique d'Outumaoro	BCEOM		2000	GEGDP	
Maitrise d'œuvre d'assainissement pluvial de la commune d'Uturoa	SPEED		1999		
Rapport de campagne et élément de calcul pour les ouvrages d'assainissement des zones urbanisées du secteur Faaa-Punaauia				Bibliothèque IRD	
Hydrological facts about dike aquifers and underground water circulation in Tahiti	J. A. Guillen			Bibliothèque IRD	
Schéma général d'assainissement du secteur du nouveau complexe hospitalier	SPEED		2002		
Etude d'implantation et de gestion de sites d'exploitation de matériaux sur la Taharuu	BCEOM		2001		Avant-projet sommaire
Expertise du dimensionnement de l'ouvrage hydraulique n°8 de la 3e entrée de Papeete	BCEOM		2000		
Impact hydraulique de l'aménagement de la résidence Tamahana sur les ruissellements pluviaux	BCEOM		2000		
Etude d'aménagement hydraulique du Vaitopu aval	BCEOM		1999		
Schéma directeur d'assainissement pluvial de la commune d'Uturoa	SPEED		1998		
Etude du remplissage du lac Vaiufaua, plateau de Taravao				Bibliothèque IRD	
Dimensionnement du réseau EP. Camp de Faaa	BCEOM		2003		
Assainissement transversal de la rue de Chef Vairatoa	SPEED		2002		
Maitrise d'œuvre pour le détournement des cours d'eau du CET de Paihoro à Tahiti	SPEED		1998		
Bassin Aoma Campagne d'étiage 1997 - Compte-rendu des travaux	J. Danloux		1997	Bibliothèque IRD	
Schéma expérimental d'exploitation de matériaux et d'aménagement de la vallée de l'Orofero	M.Masson, P.Buquet		1991	GEGDP	

ANNEXE 3

FICHES DE LECTURES

ANNEXE 4

**ESTIMATION DES DEBITS DE CRUES PAR LA
METHODOLOGIE PROPOSEE
EXEMPLE AVEC T_c CALCULE
PAR LA FORMULE DE KIRPICH**

Rivière	PK RT1	Superficie	Poste pluvio	C 10	Q10	Q10 'Danloux'	Q100	Q100 Danloux'	
Papeava	0,4	5,48	Fautaoa	0,31	47	36	93	63	
Fautaoa	1,5	20,5	Fautaoa	0,31	158	190	327	324	
	1,5	24	Fautaoa			190		320	
Hamuta	2,25	6,78	Fautaoa	0,31	51	54	106	93	
Nahoata	2,85	12,35	Fautaoa	0,31	75	86	157	148	
Tuauru	10,3	26,7	Tuauruu	0,40	270	250	501	479	
Ahonu	12,5	13,1	Tuauruu	0,46	169	181	299	348	
Orofara	13,35	3,34	Tuauruu			42		81	
Vallée Tetiairiroa	14,95	6,49	Tuauruu	0,46	99	74	169	143	
Papenoo	17,9	79,7	Tuauruu	0,46	887	839	1549	1675	
	17,9	90,2	Tuauruu	0,46	802	840	1413	1680	
Vaipuu	22,3	4,9	Hitia	0,46	89	76	146	152	
Vallée Onoheha	25,15	15,7	Hitia	0,46	295	263	493	447	
Putae	26,3	2,2	Hitia	0,46	42	38	70	75	
Mahape	31,75	10,1	Hitia	0,46	154	160	266	319	
Vaitaara	31,75	23,6	Hitia	0,90	640	410	876	830	
	31,75	26,2	Hitia	0,90	691		946		
Paraura		1,37	Hitia	0,90	56	58	73	83	
Paraura/Mahatehao	37,55	10,45	Hitia	0,90	290	270	398	420	
Taareu	38,05	1,36	Hitia						
Faatautia	41,75	7,65	Hitia	0,74	217	200	289	306	
Papeiha	43,95	30,6	Hitia	0,74	626	634	907	1150	
	43,95	32,4	Hitia	0,74	657	600	951	910	
Utuofai	45,2	6,71	Hitia	0,55	141	160	226	244	
Mapuaura	47,4	13,9	Hitia	0,55	252	283	405	433	
Vaitoare	49,8	2,42	Hitia	0,55	56	46	87	71	
Papeivi	51,1	2,86	Hitia	0,55	59	58	94	88	
Rivière	PK RT2	Superficie	POSTE	C	Q10	Q10 Danloux	Q100	Q100 Danloux	Q100 modèle global
Vaiami	0,5	2,21	Fautaoa	0,31	20	20	40	35	
Tipaerui	1,35	13,9	Fautaoa	0,31	95	95	198	167	
Papeahua	3,95	2,37	Fautaoa	0,31	20	19	40	33	
Piafau	6,25	5,3	Fautaoa	0,31	39	40	81	69	
Nymphéa	7,6	1,9	Fautaoa						
Matatia	10,85	8,95	Fautaoa	0,31	73	58	150	131	
Vaitahuri	13	0,87	Fautaoa	0,31	8		15		
Punaru	14,4	33,6	Punaru	0,31	224	217	493	481	
	14,4	44,6	Punaru	0,31	228	177	502	480	
Vallée Maruapo	16,6	3,94	Punaru	0,31	36		76	60	59
Vaiaoa	17,9	1,62	Punaru	0,31	17		35	30	
Papehue	19,1	5,1	Punaru	0,31	45		95	70	71
Vaitiu	21,65	21,7	Vahiria	0,31	192	120	363	490	487
Tevaipohe	22,5	4,22	Vahiria	0,31	45		85	90	91
Vaitupa	24	4,29	Vahiria	0,31	45		86	90	77
Farerea	24,7	3,8	Vahiria	0,31	43		81	70	75
Vallée Vainiania	29,3	2,84	Vahiria					60	66
Tereia	30,15	5,98	Vahiria	0,31	59		110	110	110
Tematahoa	32,85	3,76	Vahiria	0,31	42		79	80	88
Vallée Temarua	36,07	14,1	Vahiria	0,45	165		269	300	402
Ahoaraa	36,95	8,89	Vahiria	0,45	108		175	210	248

Rivière	PK RT2	Superficie	POSTE	C	Q10	Q10 Danloux	Q100	Q100 Danloux	Q100 modèle global
Taharuu	38,75	33,8	Vahiria	0,45	295	320	495	540	870
Maripehe	41,9	9,56	Vahiria	0,45	106		174		183
Faurahi	44,6	16,37	Vahiria					460	400
Vairaharaha	47,1	14,6	3	0,65	222	220	321	430	342
Vahiria	48,2	14,6				170		330	225
Vallée Maara	50	4,05	Vahiria	0,65	74		106	90	89
Vaite	51,75	12,2	Vahiria	0,65	194	200	279	310	237
Titaaviri	53,55	15,9	Vahiria	0,65	239	250	347	390	522
Pau	53,8	8,62	Vahiria	0,55	105	100	161	170	217
Afeu	54,65	7,48	Vahiria	0,55	115		173	150	229
Vaitarua	56,7	2,29	Vahiria	0,55	48		72	55	108
Vaitaare	57,75	2,38	Vahiria	0,55	45		68	55	94
Rivière	PK RT3	Superficie	POSTE	C	Q10	Q10 Danloux	Q100	Q100 Danloux	
Rarouri	4,85	2,92	Taravao	0,50	39	52	66	78	
Vaitepiha		33,4	Taravao	0,50	405	396	698	595	
		34,6	Taravao	0,50	390	400	667	600	
Rivière	PK RT4	Superficie	POSTE	C	Q10	Q10 Danloux	Q100	Q100 Danloux	
Piraorie	3	4,58	Taravao	0,5	54	62	93	118	
Aoma	4,55	10,19	Taravao	0,5	120	123	205	235	
Vavii	12,3	9,22	Taravao	0,5	125	140	210	280	

Rivière	Superficie	Référence : Ajustement	SOGREAH	Coyne et Bellier	SPEED	Danloux'	Etude	BCEOM
Fautaua	20,5	190	385	304	149	190	168	185
Tuauru	26,7	260	470	370	176	250	223	230
Papenoo	79,7	890	1067	837	350	839	887	835
Vaitaara	23,6	640	428	338	163	410	640	650
Paraura	1,4	60	51	40	27	58	56	59
Papeiha	30,6	625	520	410	192	634	626	634
Punaru	33,6	225	558	440	203	216	216	212
Vaitiu	21,7	150	402	317	154	120	192	
Taharuu	33,8	275	561	442	204	320	295	300
Vairaharaha	14,6	220	299	236	120	220	222	
Vaitepiha	33,4	400	556	438	202	396	390	398

Tableau : comparaison des valeurs des débits décennaux obtenues à partir des différentes formules

Application des formules à trois bassins versants de Mooréa

Rivière	Superficie Km ²	Altitude Max. (m)	Poste pluvio. Utilisée	C ₁₀	Q10 Ajusté Référence	Q10 Danloux'	Q10	Q100
Vaianae	3,1	916	Vahiria	0,36	50	49	50	88
Oponohu	1,67	769	Vahiria	0,31	(19)*		19	35
Afareaitu	2,28	831	Vahiria	0,36	(34)*		34	61

Tableau : Estimation des débits de crue à Mooréa

* : séries un peu courtes pour une estimation fiable.

Le profil des cours d'eau de Mooréa est sensiblement identique à celui observé à Tahiti. On observe ainsi des ravines (une seule pente : moyenne à pentue) et des rivières à plaine côtière limitée (succession de pentes : très forte à l'amont, puis moyenne et enfin faible). On notera cependant la présence de deux rivières à plaines côtières plus étendues (Oponohu et Paopao) où un laminage important des débits maxima doit se produire par débordement dans les parties aval.

Faute de données pluviométriques locales, la pluviométrie a été prise égale à celle observée au poste de Vahiria.

Le coefficient de ruissellement obtenu à Oponohu (0,31) est identique au coefficient obtenu pour les bassins « sous le vent » de Tahiti.

Pour les autres bassins versants, les valeurs ajustées conduisent à un coefficient de ruissellement décennal de 0,36.

Hormis le Mont Tohiea, l'altitude maximale des bassins versants est inférieure et les pluies sont ainsi probablement moins fortes d'où des crues globalement moins violentes sauf, peut-être, au droit d'Afareaitu.

Au vu de l'exposition et de l'altitude maximale de ce bassin, cette valeur de 0,36 paraît un peu faible en comparaison des valeurs obtenues à Tahiti.

Application des formules à deux bassins versants de Hiva Oa

Rivière	Superficie Km ²	Altitude Max. (m)	P ₁₀ (Tc) (mm)	C ₁₀	Qmax. Observé	Q10	Q100
Vaioa	13,1	1276	61	0,31	210	200	355
Faakua	26,0	1126	100	0,45	530	350	575

Tableau : Estimation des débits de crue à Hiva Oa

* : séries courtes

La pluviométrie de durée égale au temps de concentration a été déterminée à partir des valeurs fournies par J. Danloux dans le rapport.

Ne disposant pas de séries de valeurs observées, il n'a pas été possible de caler le coefficient de ruissellement C₁₀, seules les valeurs maximales observées sont connues (colonne 6, crues du 21/01/1983).

Si l'on estime que les valeurs des crues maximales observées correspondent à un temps de retour voisin de 50 ans, on obtient un coefficient de ruissellement décennal voisin de :

- 0,15 pour la Vaoia,
- 0,45 pour la Faakua.

Au vu de l'exposition et de l'altitude maximale du bassin versant de la Vaoia, ce coefficient de ruissellement paraît faible.

ANNEXE 5

REMARQUES CONCERNANT LES ALEAS INONDATIONS SUR LA COMMUNE DE PUNAUAI

Points particuliers relevés sur la commune de Punaauia (cf. carte des aléas)

Plaine alluviale

La morphologie du territoire communal se caractérise par des versants en pente relativement douce, inclinés à l'ouest vers la mer. Ces versants sont ciselés par un réseau hydrographique avec une orientation globalement sub équatoriale.

Les rivières les plus importantes traversent une plaine alluviale variant entre 100 m à plus de 1000m par endroit, avant d'atteindre les eaux du lagon.

Pour les autres, la partie aval de leurs cours est moins nette. Avec un lit mineur plus ou moins marqué au niveau des versants dominant la plaine alluviale, ces petites rivières se perdaient, à l'état naturel, en de multiples petits fossés dans la plaine alluviale, favorisant ainsi le dépôt des matériaux terrigènes. Ces petite ravines sont aujourd'hui plus ou moins canalisées.

Par suite de la faible pente et donc de la difficulté à satisfaire à l'évacuation des eaux pluviales, la totalité de la plaine alluviale peut être considérée avec un aléa faible. Cet aléa est associé à un niveau de risque généralement peu élevée (aucune conséquence sur les vies humaines, et généralement pas ou peu de dégâts structurels majeurs). Une analyse plus fine de cet aléa nécessiterait :

- une enquête sur la fréquence et la localisation des évènements observés,
- un diagnostic de l'ensemble des réseaux d'assainissement.

Ravine Vairail (BV : 0,9 km²) pk :

La partie amont de la ravine est localement terrassée, notamment à la hauteur du futur centre d'hébergement universitaire. Le cours d'eau est alors canalisé avec une succession de passages aériens ou couverts (enterrés). Des débordements sont possibles lors d'épisodes pluvieux exceptionnels, notamment lors d'accumulations d'embâcles sur les grilles. Dans la partie aval, la concomitance d'évènements pluvieux intenses et de marée exceptionnelle peut générer des débordements.

Ravine « Carrefour » ou Papaeria (BV d'environ 0,9 km²) pk :

Dans la partie amont du bassin versant et au droit de la confluence de trois petits thalwegs, des terrassements barrant tout le fond de vallée ont été réalisés (cf. photographie P9170005). Sans existence de drain, cette zone a été classé en aléa élevé.

A mi hauteur du bassin versant, une crue exceptionnelle et /ou une formation d'embâcles peut générer des débordements sur la chaussée puis inonder des habitations riveraines. Dans la partie aval, des débordements peuvent se produire au droit de la confluence avec la ravine Vairail.

Ravine Paearia (BV d'environ 0,45 km²) pk :

Cette ravine draine un petit bassin versant très urbanisé, notamment dans sa partie amont. Elle est totalement canalisée et fait partie intégrante du réseau d'évacuation d'eaux pluviales. Il conviendrait de vérifier le dimensionnement de cette ravine, sous peine de débordement sur les voiries. Juste à l'amont du centre commercial des écoulements se produisent fréquemment en parallèle du canal d'évacuation (cf. photographie P9170016)

Rivière de Te Tavake (BV d'environ 0,55 km²) pk :

Petite rivière dont le débit maximal a du fortement augmenté suite à l'imperméabilisation du bassin versant. Elle débouche sur la plaine alluviale au niveau de l'usine Premium et du parking de la Mairie. Suite aux apports potentiels tant liquides que solides, l'actuel système d'évacuation des eaux paraît fortement sous dimensionné (cf. photographie P9170020). Il est probable, que lors d'épisodes pluvieux conséquents, des débordements importants se produisent. Ces débordements auront probablement tendance à reprendre le trajet d'évacuation initial.

Matatia Vallée (BV d'environ 9 km²) pk : 10,85

Malgré les aménagements réalisés dans le lit moyen, il est probable que des débordements de fréquence inférieure ou égale à la décennale se produisent en amont de la confluence avec la rivière Tihuite notamment au droit de tous les ouvrages (exemple cf. photographie P9110053). Au droit de la confluence, des débordements et même une dérivation de cette rivière sont envisageables. En aval, au droit du pont comportant une ancienne station hydrométrique (cf. photo P9110057), des débordements relativement fréquents peuvent se produire sur les deux rives et plus rarement inonder certaines habitations de la rive droite.

En aval de la Route Des Plaines, le lit mineur ainsi que le pont de la route de ceinture sont de dimension limitée et des débordements relativement fréquents (fréquence supérieure à la quinquennale) peuvent s'y produire (cf. photographie P9110044). Les aménagements hydrauliques réalisés dans le cadre de la réalisation de la RDP (dérivation des débits de certaines ravines vers la Matatia) vont aggraver la fréquence de ces débordements (cf. fiche de lecture n°3)

Ravines pk : 11,3 et pk : 12,1 (ravine Maveraura)

Les débits de ces ravines sont détournés sur la Matatia. La rupture de pente des ouvrages d'évacuation des eaux de ces ravines au droit de la RDP favorise les dépôts des sédiments qui risquent, sans entretien, de se boucher et générer ainsi des débordements sur la RDP (cf. photographie P9110062).

L'autre risque de débordement pouvant être préjudiciable peut se produire au droit de la section d'entonnement, situé en amont de la RDP, entre le lit naturel et l'ouvrage canalisant les eaux de ces ravines. Ces sections nécessitent un contrôle, voire un entretien, régulier.

Rivière Putuoa (BV d'environ 1,3 km²) pk :

Petit bassin versant peu urbanisé, drainé par deux thalweg principaux :

- au nord la rivière Putuoa, de plus de deux kilomètres de longueur,
- au sud, une rivière sans nom d'environ quatre kilomètres de long.

Les débordements probables lors des crues exceptionnelles vont principalement se produire :

- au droit de la confluence,
- en aval rive droite de la confluence,
- par débordement du chenal calibré au niveau de la plaine alluviale en aval de la RT2.

Ravine Vaitahuri nord (BV d'environ 1,3 km²) pk :

Cette ravine est canalisée en rive droite dans sa partie médiane. Des débordements ponctuels et des instabilités de berges peuvent survenir au droit de certaines parcelles. A noter que lors d'un événement exceptionnel tant sur le plan liquide que solide (probabilité très faible), l'affluent principal pourrait être dérivé vers la ravine du lotissement « Punavai » et modifier ainsi les aléas inondation de ce secteur.

Il faut également signaler, qu'au droit du premier virage lorsque l'on se dirige de la RT2 vers le lotissement "Punavai", la présence du mur et d'un seuil rustique en enrochement favorisent des débordements en rive gauche lors de crues rares (cf. photographie P9120079). Ces débordements vont alors empruntés la voirie et inonder le rond point de la RT2.

En amont immédiat de la RT2, se trouve un ouvrage d'entonnement permettant d'évacuer directement en mer les eaux de cette ravine au moyen d'une canalisation de diamètre 2,6 m. Une grille de protection est située en amont immédiat de cette canalisation, et ceci afin d'éviter aux principaux corps flottant ou charriés d'entrer dans la canalisation (cf. photographie P9110069). Cette grille, nécessaire au bon fonctionnement de l'ouvrage, risque néanmoins d'être obstruée lors des crues fortement chargées et générer ainsi des débordements pouvant être destructeurs. Un aménagement complémentaire (fosse à sédiment située plus en amont) ou un nettoyage fréquent, voire même durant les crues (dégrilleur), paraît indispensable.

Ravine Vaitopu (BV d'environ 0,8 km²) pk : 14,2 environ

Ce petit bassin versant de forme très allongé possède un fond de vallée particulièrement pentu. Il fait actuellement l'objet d'une urbanisation intensive qui aura pour principale conséquence d'augmenter les débits. Des lotissements sont en cours de réalisation dans la partie amont du bassin et une ZAC est en cours de réalisation dans sa partie intermédiaire.

Afin d'aménager au mieux les parcelles du lotissement amont (lotissement SAGE) et de la ZAC, la ravine a été confinée en rive droite.

Ces travaux de déviation comporte des ouvrages (pont du lotissement SAGE photographie P9120090, et pont de la route au droit de la partie avale de la ZAC) et une section courante (au droit de la ZAC) sous dimensionnés (Photographie P9120092) . Ces ouvrages et le chenal de la ZAC ne permettent visiblement pas l'évacuation d'une crue décennale.

Des débordements importants sont donc à prévoir. Ces débordements, vu la pente, risquent de générer des écoulements à forte vitesse et constituer ainsi une menace pour la stabilité des remblais et des constructions.

Au droit de la RT2, une fosse de dépôts et de dissipation d'énergie a été réalisée (photographie P9120099). Cet ouvrage a visiblement été mal calé, il génère des débordements sur le parking du stade qui s'évacuent ensuite sur le rond point.

Rivière Punaruu (BV d'environ 44,6 km²) pk : 14,4

Cette rivière est la plus importante du territoire communal. Elle prend sa source dans les reliefs centraux de l'île de Tahiti Nui, au niveau du mont Orohena. Une importante zone d'extraction (gravières) et une importante zone industrielle occupe le fond de la vallée en amont immédiat de la RT2. La rivière est aménagée (principalement par des digues en enrochements) depuis le début de la zone d'extraction jusqu'au lagon.

Editée en septembre 2000, le BCEOM a réalisé, à l'aide d'une modélisation mathématique des écoulements, une cartographie de la crue centennale de la Punaruu. Cette modélisation n'incluait pas la modélisation de la Vaitopu ni ses débits. Les résultats de cette modélisation indiquent, lors de la crue exceptionnelle de référence :

- un débordement du lit mineur au niveau de la zone industrielle, entre la brasserie de Tahiti et le poste de chloration,
- un débordement au niveau du quartier proche du lagon.

Suite aux importantes extractions et travaux réalisées depuis dans le cours d'eau, on peut toutefois supposer que le lit du cours d'eau n'est plus exactement identique et que la ligne d'eau ne serait plus exactement la même. Il conviendrait ainsi de vérifier régulièrement que les modifications induites par ces travaux ne changent pas significativement la ligne d'eau et les zones d'aléa.

Rivière Maruapo (BV d'environ 3,8 km²) pk :

Des débordements relativement fréquents peuvent se produire au droit de la confluence avec son principal affluent. Ces deux cours d'eau semblent avoir de fortes potentialités de transport solide.

Lors d'une crue particulièrement violente accompagnée de transports solides importants ou de coulées boueuses c'est à dire lors d'un événement

particulièrement exceptionnel, un changement de lit (dérivation du cours d'eau en rive gauche) pourrait se produire.

Ravine sans nom (BV d'environ 0,55 km²) pk :

Cette ravine présente un talweg encaissé puis, au droit de son débouché sur la plaine alluviale, un cône de matériaux grossiers. Ce cône situé en pied de falaise suggère une mise en place par coulée boueuse. Le lit mineur étant peu marqué, des débordements ou un changement de lit au droit de ce cône peut être envisagé.

Ravine Vaiaoa (BV d'environ 0,7 km²) pk :

Pour une crue de fréquence décennale, des débordements sont probables dans la partie aval de cette ravine.

ANNEXE 6

REMARQUES CONCERNANT LES ALEAS INONDATIONS SUR L'ILE DE HIVA OA

Points particuliers relevés sur l'île d'Hiva Oa (cf. carte des aléas)

La morphologie de l'île se caractérise par un relief très diversifié, relativement boisé (hormis la zone ouest), ne comportant que peu de zones plates. Certains secteurs peuvent même être fortement pentus (falaises). On notera notamment la forme de « cirque » des parties amont des bassins versants d'Atuona et de Puamau (cf. photographie P9280015). La présence de falaises laisse supposer des risques importants de chute de blocs. En fait, il s'avère qu'aucune chute de blocs ayant créé des dégâts n'a été à ce jour recensée. Cela est principalement dû à l'éloignement des habitations et à l'existence de zones boisées entre les falaises et les habitations. En aval de ces zones de falaises, on trouve d'amont vers l'aval de grandes parties boisées, des zones cultivées puis des zones habitées.

Sans photographies aériennes seules les parties accessibles ont fait l'objet d'un report cartographique des aléas. L'échelle des cartes utilisées étant la 1/50 000, le report des aléas doit être considéré comme indicatif.

Rivière Vaoia : Bassin versant d'environ 13 km²

C'est dans la partie aval de ce bassin versant que se situe la ville d'Atuona, principale agglomération de l'île. Cette ville a subi des inondations importantes le 21 janvier 1983. A cette occasion, la rivière Vaoia et son affluent rive gauche ont quitté leurs lits et envahi toute l'agglomération. Le débit maximal instantané avait été estimé à 210 m³/s. Des inondations d'ampleur similaire s'étaient déjà produites antérieurement, au moins une fois (probablement en 1902).

Il est à noter qu'il existe une station hydrométrique au droit du pont (cf. photographie P9270060), comprenant un enregistreur, des échelles, un pluviomètre enregistreur. Sans clefs, il n'a pas été possible de connaître l'état exact des équipements.

D'importants travaux de recalibrage du lit étaient, lors de la visite, en cours sur cette rivière (cf. photographie P9300001). Ils consistaient en la réalisation :

- d'une digue en enrochements puis en gabions en rive droite,
- d'une digue en gabions en rive gauche
- d'ouvrages de collecte, au moyen de buses, des affluents (cf. photographie P9280042).

La section courante de l'aménagement est voisine de la section du pont. Cette section ne permet pas l'évacuation d'un débit équivalent à la crue de 1983.

Par ailleurs, les protections de berges n'ont, semble-t-il, pas été stabilisées par mise en place d'une butée de pied et le fruit de la carapace en enrochements n'était pas correct (cf. photographie P9280047).

Il est donc probable que des débordements identiques, voire ponctuellement plus importants en cas de dégradation des berges (embâcles au droit des buses, basculements des gabions,...) à ceux de 1983 se produiraient avec une crue similaire. Les aménagements réalisés ne paraissent efficaces que pour des crues de période de retour voisine de la crue décennale.

Rivière Faakua : Bassin versant d'environ 26 km²

Il s'agit du plus grand bassin versant de l'île. Ce bassin versant est, à ce jour, inhabité. Seules quelques habitations se situent, au droit de la route littorale, en rive gauche de la rivière. Les crues de ce bassin sont, semble-t-il, violentes (débit maximal estimé à 530 m³/s le 21/01/1983) et peuvent charriées de grande quantité de matériaux. L'embouchure de cette rivière se situe au fond de la baie du port d'Atuona. La forme de cette baie et de cet exutoire contribue à amplifier très fortement les houles et les tsunamis. En 1946, une vague, estimée à 12 m de hauteur, a ainsi déferlé sur le gué de la route littorale.

Rivière Hanaiapa

Cette rivière draine un bassin versant de forme allongé comportant des versants relativement pentus notamment en rive gauche. La piste longe le cours d'eau sur toute sa longueur. Dès que le relief le permet des habitations ont été construites le long de la piste. Celle-ci constitue, sauf en partie terminale, la limite rive droite de la zone inondable.

Rivière Hanapaaaoa

L'ancienne piste, figurant sur la carte au 1/50 000 n'est plus praticable. Une nouvelle piste, longeant la mer, a été ouverte pour accéder à Hanapaaaoa. Il n'a donc pas été possible de remonter le thalweg sur plus d'un kilomètre. A cet endroit il est relativement encaissé. Il s'élargit en fait juste en amont de l'église (cf. photographie P9290038). C'est à cet endroit que commence réellement les zones inondables.

Elles occupent ensuite tout le fond de vallée. Il est à noter qu'il existe une station hydrométrique comprenant un enregistreur, des échelles à maxima, un pluviomètre enregistreur et un pluviomètre totalisateur (cf. photographie P9290034). Sans clefs, il n'a pas été possible de connaître l'état exact des équipements en dehors du pluviomètre totalisateur qui est lui inutilisable.

Rivières de Motuua et Nahoe

Ces deux vallées sont à fond relativement plat dans leur partie aval. Un glissement d'une partie de la montagne, située en crête entre ces deux vallées, s'est produit il y a quelques années. Il a ainsi formé dans chaque vallée un 'barrage' qui a ensuite lâché soudainement occasionnant ainsi des dégâts dans la partie aval de ces cours d'eau. Toute la partie basse doit ainsi être considérée comme zone d'aléa fort.

Rivières de Puamau.

Contrairement à ce que laisse penser la carte au 1/50 000, les différents thalweg du cirque de Puamau ne se rejoignent pas avant leurs exutoires. Il existe ainsi trois exutoires différents. L'absence de photographie aérienne rend délicat le tracé des aléas. D'après la visite sur site, les deux routes goudronnées remontant dans le bassin versant sont, sauf au droit des

ouvrages de franchissement, situées hors du champ d'inondation. La partie basse du village, située au droit du pont principal et le long de la plage entre les thalwegs, est inondable. Les problèmes les plus importants sont, semble-t-il, des problèmes d'instabilité de berges et des problèmes de débordement au droit des ouvrages de franchissement. .

ANNEXE 7

QUELQUES NOTIONS PERMETTANT DE REALISER DES CALCULS HYDRAULIQUES SIMPLES EN REGIME PERMANENT

Préambule : Les notions présentées, ci après, ont pour objectif de permettre à des non spécialistes de cerner l'ordre de grandeur des débits de débordements du lit mineur des cours d'eau de Polynésie française dans le cadre de ARAI.

CALCUL DES DEBITS EN REGIME PERMANENT UNIFORME

Ce calcul doit permettre d'évaluer le débit de débordement du lit mineur d'un cours d'eau dans le cas où il n'y a pas de modification du régime d'écoulement, quel que soit celui-ci, c'est à dire notamment, mais pas obligatoirement, en l'absence d'ouvrage.

On utilise, pour estimer ce débit au milieu d'un tronçon, la formule de Manning Strickler.

Son utilisation suppose :

- que le tronçon est suffisamment droit pour l'assimiler à un tronçon rectiligne et suffisamment long pour qu'au droit de la section de calcul il n'y est pas d'influence des extrémités,
- que la section courante de ce tronçon est de forme quasiment constante,
- qu'il n'y a pas de variation significative de la pente de la ligne d'eau. Cette pente, pouvant être considérée comme constante sur le tronçon lors des hautes eaux, est, si les hypothèses précédentes sont vérifiées, proche voire égale à la pente moyenne du fond du thalweg.

Formule de Manning Strickler : $Q = K.S.Rh^{2/3}.\sqrt{i}$

avec : Rh : Rayon hydraulique = S/P
P : périmètre mouillé (m)
S : surface mouillée (m²)
i : pente de la ligne d'eau (en m/m)

Le coefficient de Strickler est un coefficient qui traduit la rugosité (frottements) du fond et des berges du lit.

Le tableau ci-dessous fournit quelques valeurs usuelles de ce coefficient.

REGIME PERMANENT VARIE : SECTIONS SINGULIERES

Au droit de sections singulières (pont, rétrécissement ou élargissement brusque, seuil, vannes, rupture de pente, ..) il se produit très souvent un changement du régime de l'écoulement (courbe de remous).

Régime de l'écoulement :

Il se caractérise par le nombre de FROUDE (Fr) . Il correspond au rapport des forces d'inertie sur les forces de gravité.

$$Fr = V/\sqrt{gh}$$

avec :

V : vitesse de l'écoulement (m/ s), h : hauteur d'eau (m), g : 9,81

Trois régimes :

- **Fr < 1, régime fluvial**
- **Fr = 1, régime critique**
- **Fr > 1, régime torrentiel**

Le régime d'écoulement va dépendre notamment de la pente de la ligne d'eau et de la hauteur d'eau de l'écoulement.

Au droit de ces sections singulières, deux cas peuvent généralement se produire en présence d'ouvrages de longueur limitée.

Cas 1 : l'ouvrage ne modifie pas ou peu la largeur d'écoulement. L'impact de l'ouvrage ne réhaussera généralement pas de façon significative la ligne d'eau. Si la pente de l'ouvrage est suffisante, la rugosité généralement plus faible au droit de l'ouvrage permettra d'éviter une surélévation significative de la ligne d'eau (cf. figures a et c du schéma page suivante). Le débit de débordement du lit mineur pourra être définie en amont ou en aval de l'ouvrage au moyen de l'utilisation de la formule de Manning Strickler dans une section droite appartenant à un tronçon rectiligne (cf. page précédente).

Cas 2 : l'ouvrage (pont, buse, ...) ou la formation d'embâcles implique une réduction importante de section d'écoulement. Cet ouvrage va alors induire une modification du régime d'écoulement. (cf. figures b et d du schéma page suivante).

Régime torrentiel

Dans le cas des rivières de Tahiti ou plus généralement de Polynésie, les cours d'eau sont relativement pentus au droit de leur débouché dans la plaine, leurs écoulements en crues s'effectuent ainsi la plupart du temps en régime torrentiel.

Dans le cas d, l'écoulement va ainsi passer du régime torrentiel au régime fluvial, avec formation d'un ressaut, en amont de l'ouvrage puis repasser en régime torrentiel en aval de l'ouvrage. Au droit d'une des sections de l'ouvrage, l'écoulement va donc s'effectuer en régime critique.

Régime fluvial

Dans le cas de certaines rivières de Tahiti ou de certains cours d'eau des îles de Polynésie française, la plaine alluviale est suffisamment conséquente pour que la pente terminale (avant l'exutoire) soit faible pour que le régime final de ces cours d'eau s'effectue en régime fluvial. La présence d'un ouvrage de dimension restreinte peut générer une modification locale des conditions d'écoulement et générer ponctuellement un écoulement en régime critique. Les débordements du lit mineur peuvent alors se produire, soit au niveau du lit mineur soit au niveau de l'ouvrage si la réduction de section est suffisamment importante. Il convient alors de calculer quel est la condition la plus restrictive.

Le calcul en section courante s'effectue en utilisant la formule de Manning Strickler au droit d'une section amont à l'ouvrage en respectant les conditions d'application définies dans les pages précédentes.

Au droit de l'ouvrage, le fonctionnement peut se résumer au schéma b de la page suivante.

Le calcul du débit critique au droit de l'ouvrage est défini ci après.

Calcul du débit critique maximal au droit d'un ouvrage

Il est possible dans le contexte du passage en régime critique, dans les deux cas précédent, de définir par un calcul simple le débit maximal pouvant transiter par l'ouvrage. Ce calcul consiste à considérer par approximation que le débit réel sera inférieur, ou au mieux égal, au débit "critique" pouvant transiter dans la section de l'ouvrage. Ce débit "critique" peut être calculé en considérant l'équation :

$$\text{Débit critique : } Q_c = \sqrt{gS^3 / b}$$

Avec :

S : section d'écoulement de l'ouvrage (m²),

b : largeur du plan d'eau (m),

g : 9,81

Le débit de débordement du lit mineur est dicté par l'ouvrage (il se produit en amont) pour un débit inférieur, ou au mieux égal, au débit Q_c .

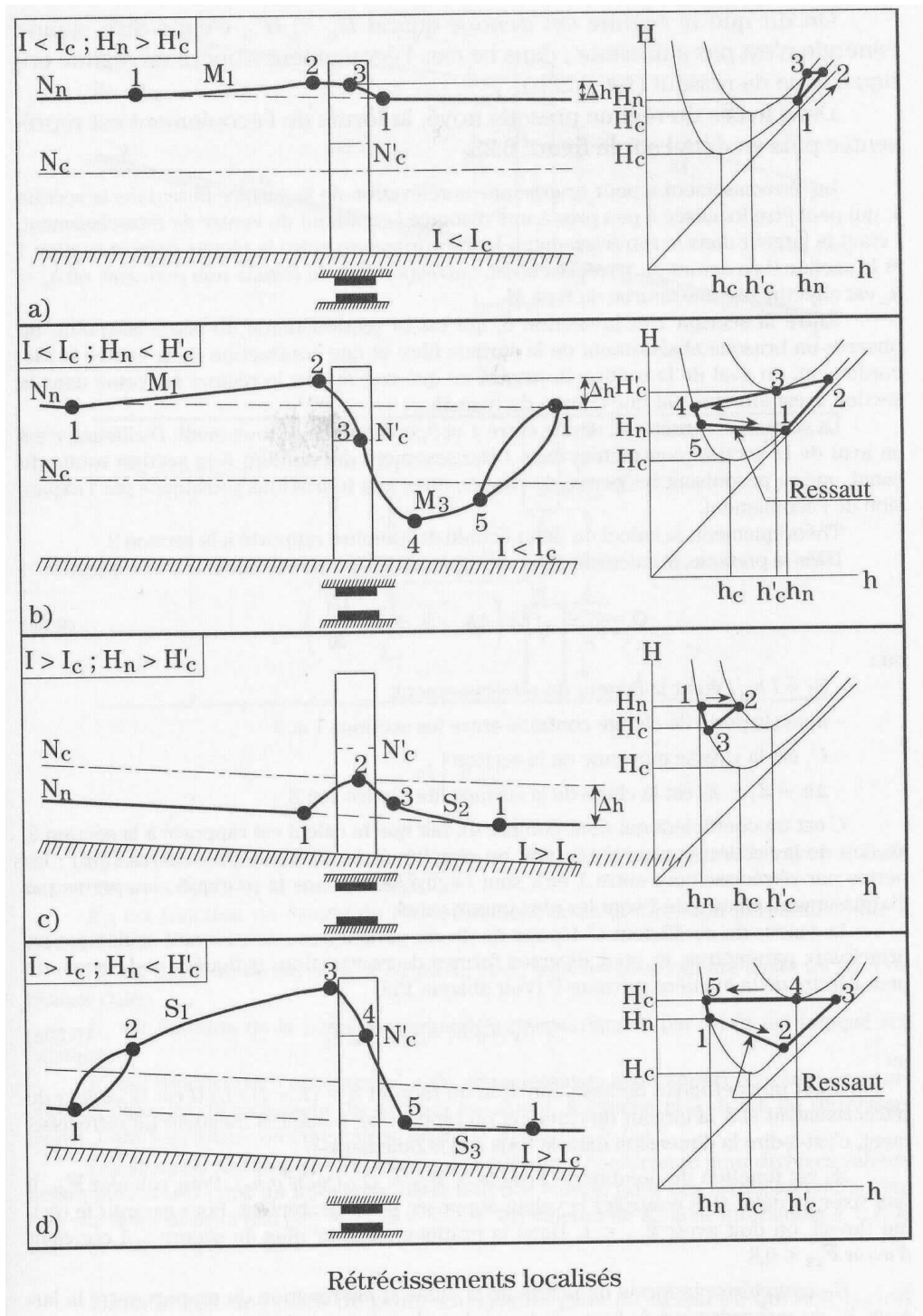
Cas particulier d'un seuil :

Dans le cas où l'ouvrage existant est un seuil, la relation de transformation hauteur débit est mieux connue. Cette relation va dépendre des caractéristiques de ce seuil (forme, hauteur, dénivelée,...) mais s'il s'agit d'un seuil standard, une première estimation peut être réalisée en considérant que la hauteur d'eau en amont du seuil sera régie par la relation hauteur débit :

$$Q = 1,5.b.H^{1,5}$$

Avec :

- b : largeur du seuil (m),
- H : charge amont sur le seuil (m).



(figure 6.22 du manuel Hydraulique générale, Armando Lencastre)

ANNEXE 8

PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES