



**Cartographie de l'aléa inondation au droit des cours
d'eau de Polynésie Française – 2013**

Lot 1 – Modélisation

COURS D'EAU : AOMA

Commune : **TAIARAPU OUEST**

Ile : **TAHITI**

Septembre 2013

N°rapport : 1488 13 02-V2

TABLE DES MATIERES

1. METHODOLOGIE	4
2. DONNÉES D'ENTRÉES	6
2.1. Données topographiques	6
2.1.1. Lit Mineur :	6
2.1.2. Lit Majeur :	6
2.2. Données hydrologiques	7
2.2.1. Caractéristiques du bassin versant	7
2.2.2. Données hydrologiques de l'AOMA	8
2.2.3. Calcul des débits de projet	9
3. ENQUETE DE TERRAIN	12
3.1. Enquête auprès des riverains	12
3.2. Visite de terrain	14
3.3. Analyse hydrogéomorphologique	16
4. CONSTRUCTION DU MODELE	18
4.1. Lit Mineur (logiciel MIKE 11)	18
4.1.1. Ouvrages hydrauliques :	18
4.1.2. Calage des coefficients de Manning-Strickler	19
4.1.3. Conditions limites	19
4.2. Lit Majeur (MIKE 21)	20
4.2.1. Topographie	20
4.2.2. Coefficients de Manning-Strickler	20
4.2.3. Conditions limites :	21
4.3. Couplage lit Majeur / lit mineur	21
5. SIMULATION DES CRUES DE PROJET	22
5.1. Calage du modèle	22
5.2. Commentaires sur les résultats de modélisation	23
5.2.1. Choix des simulations	23

5.2.2. Constat en lit mineur de l'Aoma	23
5.2.3. Constat en lit majeur	26
5.2.4. Cartographie	27
6. PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT	28
6.1. Enjeux	28
6.2. Définition des aménagements	28

Table des figures :

Figure 1 : carte de Tahiti	4
Figure 2 : carte des bassins versants	7
<i>Figure 3 : Hydrogramme de crue</i>	19
Figure 4 : Coefficient de manning strickler en lit majeur	20
<i>Figure 5 : Hydrogramme AOMA Q10</i>	24
<i>Figure 6 : Hydrogramme AOMA Q100</i>	25
<i>Figure 7 : Hydrogramme AOMA Q100 avec embâcles</i>	26

1. METHODOLOGIE

La rivière **AOMA** est située au PK 4.5, sur la commune de TAIARAPU OUEST, au nord-ouest de la presqu'île de TAHITI, dans un secteur rural.

La figure ci-dessous présente son positionnement sur l'île de TAHITI :

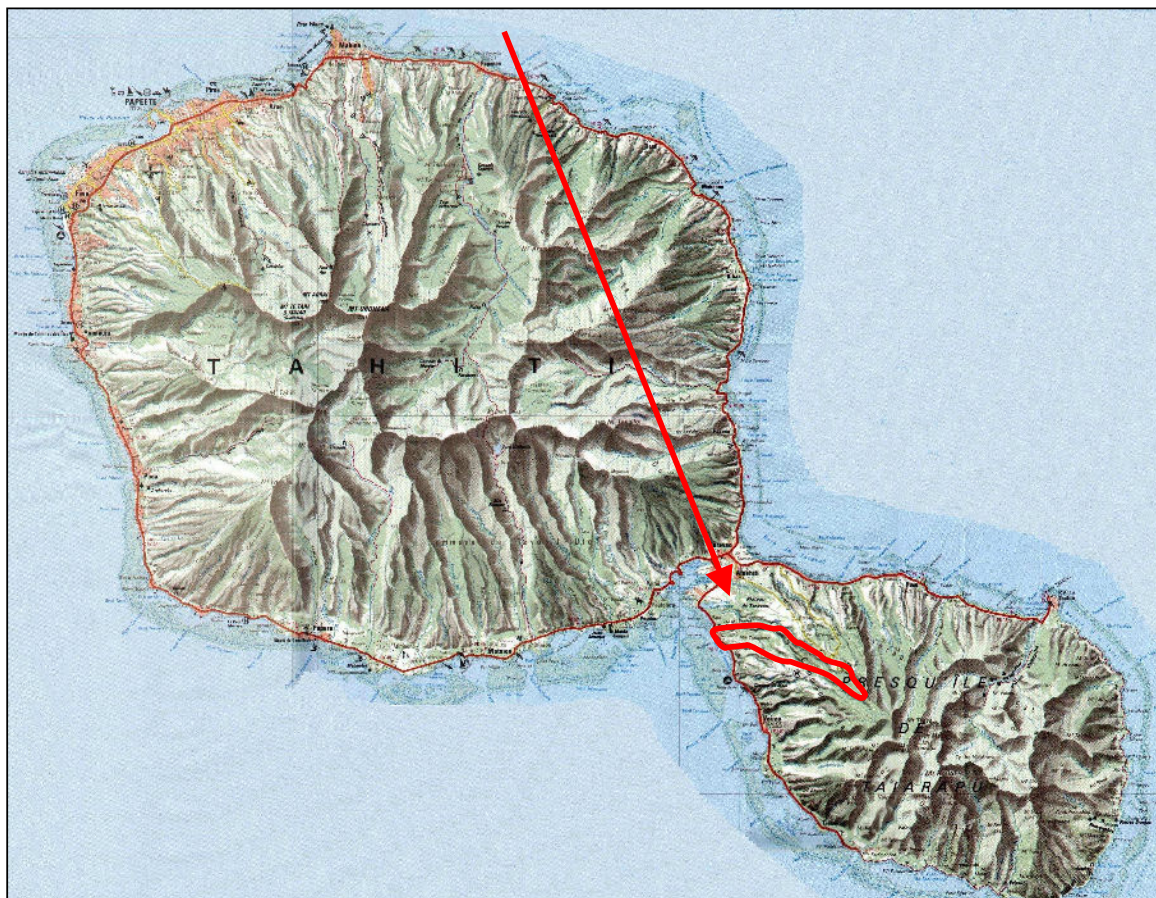


Figure 1 : carte de Tahiti

Le linéaire d'étude est de 2400 m à partir de l'embouchure dont 1.9 km sur le cours d'eau principal et 0.5 km sur l'affluent en rive gauche.

Ce linéaire englobe la plaine littorale et la vallée jusqu'en amont de la zone agricole. Les terrains situés au-delà ne présentent pas de potentiel constructible et ne constituent pas des zones d'étalement des crues et donc de régulation des débits.

Le cours d'eau a été modélisé seul compte tenu des enquêtes de terrain. Cette hypothèse de modélisation sera vérifiée à posteriori.

La démarche retenue pour cette modélisation est la suivante :

- 1) **Visite de terrain** avec rencontres des riverains afin d'établir une carte des débordements passés la plus exhaustive possible et d'identifier les éventuelles traces hydrogéomorphologiques

- 2) Réalisation de la **cartographie hydrogéomorphologique**
- 3) **Modélisation du lit mineur et du lit majeur de l'Aoma**
 - Construction du modèle 2 D de l'Aoma (lit majeur + lit mineur)
 - Edition des cartes de hauteur d'eau et vitesse maximale au cours de la crue
- 4) Analyse des résultats de la modélisation et vérification de la **concordance entre l'hydrogéomorphologie, l'enquête de terrain et la modélisation 2D**
- 5) **Caractérisation des aléas**

2. DONNEES D'ENTREES

2.1. DONNEES TOPOGRAPHIQUES

2.1.1. Lit Mineur :

La modélisation du lit mineur de l'Aoma est basée :

- sur un levé topographique au 1/500^{ème} réalisé par le cabinet HUIN TOPO pour le compte de la Direction de l'Equipement en avril 2010 et février 2011, comprenant des profils en travers au 1/200^{ème}.
- sur des profils en travers complémentaires du lit mineur au 1/200^{ème} espacés de 80 m réalisés par le cabinet WILD en juin 2013, sur 1 km.

2.1.2. Lit Majeur :

L'analyse en lit majeur s'est basée sur la restitution photogrammétrique au 1/5000^{ème} fournie par les services de l'Urbanisme et datant de 2001.

A titre d'information, un 1/5000^{ème} est bâti avec une densité moyenne de points cotés à raison d'1 point tous les 150 m (1 point tous les 3 cm sur plan). Cette densité de points est plus élevée sur la zone d'étude grâce au dégagement des terrains agricoles. Elle est **d'un point tous les 70 m en moyenne.**

Elle est complétée par le levé topographique au 1/500^{ème} réalisé par le cabinet HUIN pour la DEQ en partie basse de la vallée en avril 2010.

L'assemblage de ces plans, après suppression des éventuelles incohérences, permet d'établir un modèle numérique de terrain du lit majeur.

2.2. DONNEES HYDROLOGIQUES

2.2.1. Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques du bassin versant sont les suivantes :

- Superficie : 9.98 km²
- Plus long chemin hydraulique : 12.3 km
- Pente moyenne pondérée : 10%
- Pente moyenne globale : 2.7 %

Les caractéristiques hydrologiques sont les suivantes :

Temps de concentration (formule de Kirpich ¹)	67 mn
Coefficient de ruissellement décennal	0.5

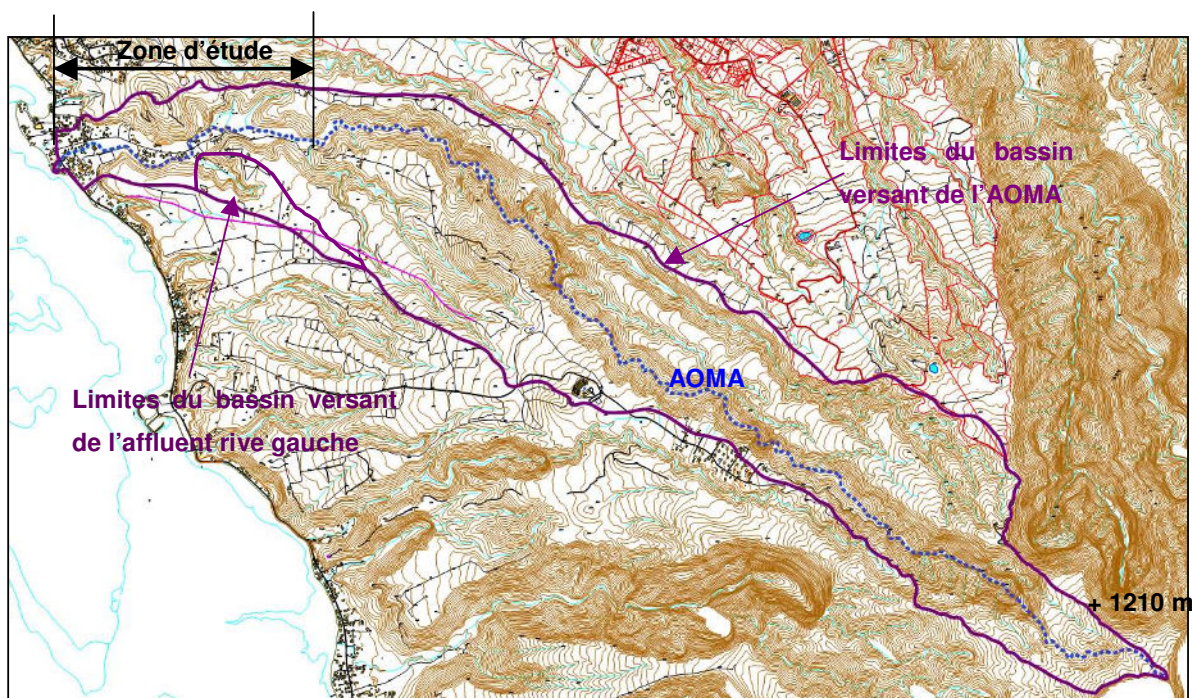


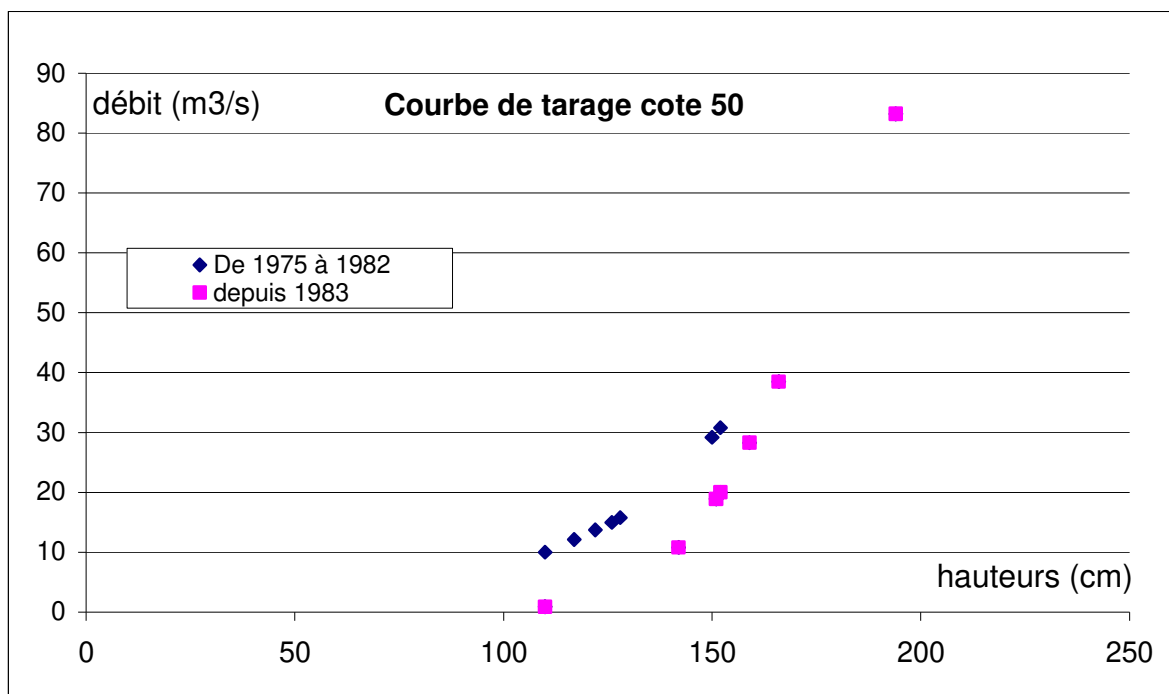
Figure 2 : carte des bassins versants

¹ Formule du temps de concentration retenue par ANTEA dans sa note méthodologique [3]

2.2.2. Données hydrologiques de l'AOMA

La rivière AOMA dispose d'une échelle limnimétrique, située à la cote 50 et exploitée entre 1975 et 1988.

Toutefois, les commentaires provenant de l'annuaire de l'ORSTOM indiquent que l'étalonnage est soumis à de nombreuses réserves avant le 01/06/83, ce qui semble confirmer par l'analyse des débits et le tracé des courbes de tarage comme le montre le graphe ci-dessous.



De ce fait, il a été choisi de ne retenir que les valeurs postérieures à 1983, ce qui réduit le nombre d'années d'observations à 5 et exclut l'épisode de VEENA. La période de retour maximum sera donc fixée à 10 ans (4 fois la durée d'observations au maximum).

Un traitement statistique suivant une loi de Gumbel a donc été appliqué aux débits instantanés maximums enregistrés sur la rivière AOMA entre 1983 et 1988.

Les données sont les suivantes :

		Q ₁₀
Débit AOMA à la cote 50 (6,14 km ²)	m ³ /s	64
Module spécifique	m ³ /s/km ²	10.4
Débit AOMA à l'exutoire (9.98 km ²)	m ³ /s	97

Ces données sont cohérentes avec celles observées sur la rivière AIVARO située à la Presqu'île (exposition Sud Sud Ouest) entre 1973 et 1992, qui donne un module spécifique décennal de 13.1 m³/s/km².

2.2.3. Calcul des débits de projet

En 2006, lors du programme ARAI1, une note méthodologique [4] avait proposé, en l'absence de données statistiques disponibles, d'utiliser les deux méthodes suivantes et de retenir la valeur la plus pessimiste :

- méthode globale CRAEGER, appliquée à Tahiti par J. Danloux [2]
- calcul du débit décennal par la méthode rationnelle et du débit centennal par la méthode du gradex, selon la note réalisée par le bureau d'études ANTEA dans le cadre des PPRI [3].

Les résultats obtenus seront comparés à ceux obtenus lors des précédentes études hydrauliques réalisées par la Direction de l'Equipement sur l'AOMA (étude de la LOPT [5] et étude d'aménagements hydrauliques [6]).

▪ Caractéristiques de la pluie de projet utilisée pour l'Aoma

Station :	Taravao P1 ²
Durée de pluie intense	60 mn

Coefficients de Montana ³		
	P10	P100
a	4.91	5.65
b	-0.30	-0.26

▪ Estimation des débits de l'Aoma

○ Méthode globale CRAEGER

La méthode est la suivante :

- 1) Recherche du débit maximal connu sur un bassin voisin de l'Aoma disposant d'observations
- 2) Détermination des rapports entre débit maximal et débit caractéristique de crue (Q_{10} , Q_{50} , Q_{100})
- 3) Détermination des coefficients de Craeger correspondants

Les débits estimés selon cette méthode sont les suivants :

		Q10	Q100
Débit de projet	m3/s	123	235
Module spécifique	m3/s/km ²	12.3	23.55

○ Méthode Rationnelle et Gradex (ANTEA)

Les débits estimés selon cette méthode sont les suivants :

		Q10	Q100

² Station pluviométrique retenue par ANTEA dans [3].

³ Données extraites de [1]

Intensité pluvieuse (67 mn, X ans)	mm/mn	1.41	1.92
Débit de projet	m3/s	117	202
Module spécifique	m3/s/km ²	11.7	20.3

A noter que les débits de l'AOMA avaient directement été estimés à 120 m3/s et 205 m3/s par ANTEA dans sa note méthodologique.

o **Etudes antérieures sur l'Aoma**

Les débits de l'AOMA ont déjà été étudiés dans le cadre de l'étude d'aménagement hydraulique de l'AOMA [6].

A l'occasion de cette étude, les débits de l'Aoma ont été estimés comme suit à l'aide de la méthode rationnelle (station de référence : TARAVAO P1) :

		Q10	Q100
Débit de projet	m3/s	70	150
Module spécifique	m3/s/km ²	7	15

A noter que ces valeurs ont été minorées artificiellement par le coefficient de ruissellement suite à des constatations de débordements sur le terrain moins fréquentes que celles constatées dans le modèle 1D (absence d'écrêtement des débits).

o **Choix du débit de projet**

Le débit décennal statistiquement observé est de 97 m3/s ce qui, suivant les données de la littérature qui constatent un facteur 2 entre le Q10 et le Q100, fourni un débit centennal de 194 m3/s.

Les données provenant de la méthode usuellement retenue pour les PPR donnent des valeurs légèrement supérieures à cet ajustement statistique + ratio : 13 % pour le Q10 à 4 % pour le Q100.

Les valeurs utilisées dans [6] paraissent sous-estimées pour un modèle 2D, qui prend compte l'écrêtement des débits (- 28% pour le Q10 et - 21 % pour le Q100)

La méthode de CRAEGER donne des valeurs supérieures de 21 % pour le Q10 et 27 % pour le Q100 à

Les données obtenues par la méthode rationnelle + gradex et par la méthode statistique donnent des valeurs proches et cohérentes.

Les valeurs proposées sont issues de la méthode ajustement statistique+ratio :

		Q10	Q100
Débit de projet	m3/s	97	194


Une répartition de débit de pointe au prorata de la superficie a été effectuée entre le lit principal AOMA (95%) et l'affluent AOMA2 (5%) .

3. ENQUETE DE TERRAIN

3.1. ENQUETE AUPRES DES RIVERAINS

L'enquête a été menée en août et septembre 2013.

Position RG = rive gauche RD = rive droite	PK	N°	Commentaires
RG	100	1	Observations depuis 1993: débordement annuels (80 cm d'eau) . Erosion aux extrados des berges (jusqu'à 6 m de terrain perdu) . Présence d'embâcles
RG	760	2	Observations depuis 1983 : jamais inondé. Inondation fréquente en RD et entre la piste et la RG (0.3 à 0.6 m d'eau) . Présence d'embâcles mais peu de blocs. Signale des inondations importantes en aval du Pont P 77
RG	1040	3	Observations depuis 1983 : max. de crue observé lors de VEENA en 83 (1 m d'eau et fortes vitesses) . Inondation annuelle, avec quatre inondations majeures 1983, 1998, 2010 et 2011. Présence d'embâcles. Berges non protégées.
RG	1170	4	Observations depuis 1983. Inondé 3 fois en 30 ans (dernière fois entre 2008 et 2010) avec des hauteurs d'eau de 0.2 m environ. Eau provenait des débordements du pont.
RD	1250	5	Observations depuis 1987. Inondé une fois en 1993 (0.2 m d'eau). Eau provenant des débordements du pont
RD	1350	6	Inondé 1 fois en 1993
RD	1500	7	Observations depuis 1985. Jamais inondé mais signale un détournement de la rivière réalisé en 85. Berges enrochées
RD	1840	8	Observations depuis 2005 (lotissement récent) . Inondé 3 x en 8 ans avec 1 m d'eau. Berges non protégées
RG	2000	15	Observations depuis 1971. Inondés 4 fois dont Veena en 1983. Entre 0.5 et 0.7 m d'eau, avec de fortes vitesses sur le terrain. Berges non protégées

RD (au Nord de la route de la vallée)	2100	16	Observations depuis 1983. Inondés annuellement (problème de refoulement de la rivière par les buses) avec 0.4 m d'eau en moyenne. L'eau s'écoule vers le nord.  <i>traces des inondations</i>
RG (au sud de la servitude)	2140	14	Inondé 1 fois en 2003 (1 m d'eau). L'eau s'arrête généralement au terrain de sport.
RD	2200	10	Observations depuis 1973. Inondés 4 fois avec 0.5 m d'eau en moyenne. Maximum en 1983 (cyclone VEENA) avec 0.8 m d'eau. Pb de débordement accentués depuis le détournement de la rivière. Problème d'embâcles au pont de la RDC
RG	2350	11	Observations antérieures à 1993. Inondés 5 fois avec 0.7 m d'eau en moyenne. Signale un problème d'obstruction du pont créant une remontée de la ligne d'eau en amont.
RD (aval RDC)	2400	20	Observations depuis 1998. Pas d'inondation mais constatations de remontée d'eau dans les caniveaux de la RDC.
RD (aval RDC)	2400	9	Observations antérieures à 1990. Jamais inondés
	AOMA 2	17	Observation antérieures à 1970. Jamais inondés
	AOMA 2	18	Observations depuis 1980. Débordement lors de fortes pluies (0.6 m d'eau)
	AOMA 2	19	Observations depuis 1960. Débordement lors de fortes pluies (0.6 m d'eau)

Les conclusions de cette enquête de terrain sont les suivantes :



- 1) **Débordements fréquents** liés à une **problématique d'embâcles** et de troncs d'arbres. Les débordements se font principalement en aval du pont du P74, avec une prédominance en rive droite.
- 2) **Peu de transport solide**
- 3) Erosion des berges en partie haute
- 4) **Obstruction du pont de la RDC** entraînant une **remontée de la ligne d'eau vers l'amont**

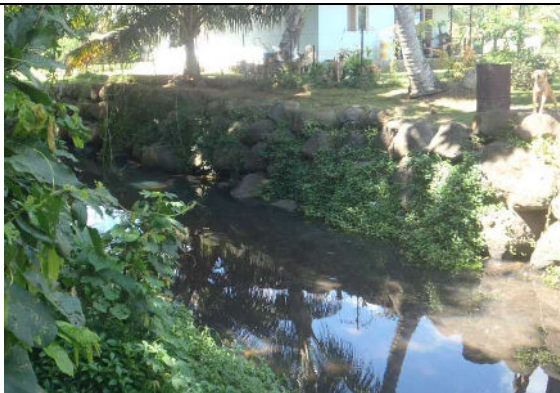
3.2. VISITE DE TERRAIN

Deux grands tronçons ont été identifiés de l'amont vers l'aval :

- tronçon 1 allant du PK 0 au PK 1342 (pente moyenne à 0.8 %)
- tronçon 2 allant du PK 1342 au PK 2465 (pente moyenne à 0.26 %)

Le tableau suivant présente la morphologie du cours d'eau sur la zone d'étude :

TRONÇON 2 (pente = 0.26%)	
De l'embouchure (PK 2465) à la RDC (PK 2360) : 86 ml	
	<p><i>Lit canalisé (6 à 7 m de large) avec forte influence lagonaire.</i></p> <p><i>Berges protégées</i></p>
Pont de la RDC (PK 2360)	
	<p><i>Pont à poutre</i></p> <p><i>Influence lagonaire marquée</i></p> <p><i>Faible tirant d'air disponible(1 m).</i></p> <p><i>Présence d'embâcles bloqués sous le pont</i></p>
Du pont de la RDC (PK 2360 au PK 1700)	



PK 2100 : berges protégées



PK 1900 : Berges non protégées avec formation d'un glacis par endroit

PK 1700 au PK 1300



PK 1400

Anciennes protections de berges recouvertes par la végétation.

Lit très végétalisé

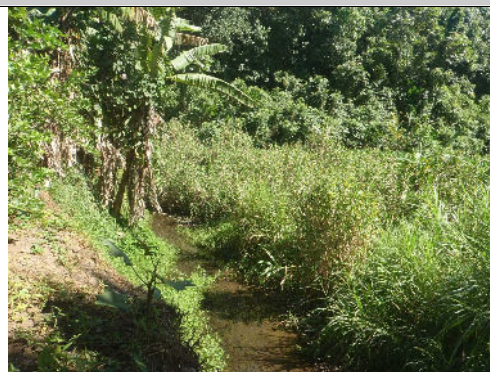
TRONÇON 1 (pente de 0.8 %)

Du PK 1343 au PK 700 (415 ml)



*PK
1100 :Pont
P74*

*Passerelle
métallique
sur culées
bétonnées*



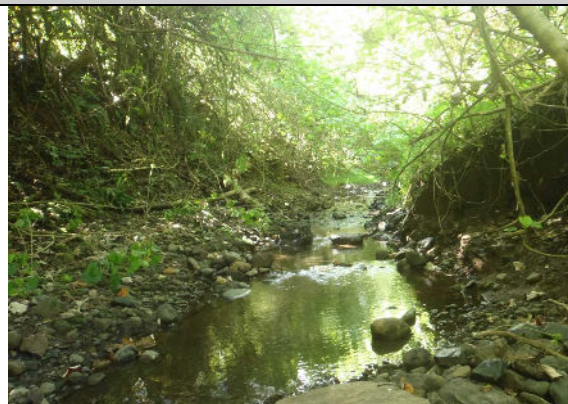
PK 880 : berges non protégées, lit très végétalisés

PK 700 au PK 0 ml)

Zones agricoles, cours d'eau envahir par la végétation, avec formation d'anse d'érosion.



Berges érodées en rive droite avec mise à nu du système racinaire



Lit mineur marqué avec des berges naturelles et très végétalisées.

Le cours d'eau présente de faibles pentes jusqu'en amont de la zone d'étude. Une des conséquences est la formation de méandres. Compte tenu de la finesse des matériaux des berges, majoritairement limoneuses, des phénomènes d'érosion sont observés à l'extrados de ces méandres notamment en amont du PK 800. En aval, ils sont aussi observables mais beaucoup moins marqués, notamment grâce à l'apparition d'une formation d'un glacis sur les matériaux des berges.

La granulométrie moyenne observée est relativement fine (< 5 cm en aval du PK 1300, entre 5 et 15 cm en amont).

Sur l'ensemble du linéaire étudié, la problématique d'embâcles végétaux est présente.

3.3. ANALYSE HYDROGEOMORPHOLOGIQUE

L'Aoma présente une vallée au plancher alluvial large (200 m environ) sur un linéaire de 1.5 km ce qui est relativement important pour des rivières de TAHITI. La faible granulométrie observée dans le lit et sur les berges ainsi que l'absence de cône de déjection traduit un faible pouvoir de charriage sur la zone d'étude. Cette capacité de charriage réduite se traduit également par les nombreux méandres de la rivière.

Dans la vallée, on n'observe pas de traces de terrasses alluviales ce qui traduit l'étalement des crues sur la quasi-totalité du plancher alluvial et une faible capacité d'incision.



Lit majeur entre les PK 0 et 500

Les matériaux du lit majeur sont limono graveleux avec toutefois une prédominance de la matière limoneuse, qui a favorisé le développement de l'agriculture dans la vallée.

Le débouché du lit majeur dans la plaine littorale se fait sans rupture de pente jusqu'à la mer. Les débordements se font majoritairement en nappe d'étalement en périphérie du lit majeur. La présence des remblais de la RDC, du terrain de l'Eglise et de la route de la vallée en rive droite de l'AOMA contraint les écoulements dans ces zones.

4. CONSTRUCTION DU MODELE

La **modélisation** de l'Aoma a été réalisée à l'aide :

- du logiciel **MIKE 21**, logiciel 2D (**modèle bidimensionnel**) pour le lit majeur. Ce modèle permet de modéliser en lit majeur des écoulements multidirectionnels et fournir les hauteurs d'eau et vitesses des écoulements sur l'ensemble du lit majeur.
- du **logiciel MIKE 11** en lit mineur pour conserver une analyse fine des écoulements en lit mineur.

Le **couplage des deux modèles** se fait sous l'interface **MIKE FLOOD** qui établit des liens entre le lit mineur et le lit majeur.

4.1. LIT MINEUR (LOGICIEL MIKE 11)

4.1.1. Ouvrages hydrauliques :

Les ouvrages recensés sur le linéaire modélisé de l'Aoma sont principalement des ouvrages de franchissement, dont la liste est donnée ci-dessous.

N°profil	PK	Type d'ouvrage	Largeur ouvrage (m)
P74	1120	Tablier sur poutre métallique, avec culée béton	8 m
P10 – Ouvrage RDC	2370	Pont béton à poutre avec garde corps	10 m

Compte tenu du rôle joué par ces ouvrages dans les débordements, ces deux ouvrages ont été modélisés.

Digues :

La rivière AOMA présente des digues non pérennes (géométrie et structure non adaptée aux fortes crues) en rive droite entre le PK 700 et 900. Ces digues sont destinées uniquement à protéger des terrains agricoles, dont la cote est située au même niveau que les terrains habités en rive gauche. Un rapport de la Direction de l'Equipeement en 2012 prévoyait leurs démolitions en travaux urgents compte tenu du préjudice qu'elles portaient aux terrains de la rive gauche.

Il a été choisi de ne pas les modéliser pour l'ensemble des simulations compte tenu :

- de leurs caractères non pérennes (risque de rupture de ces digues lors des crues centennales) qui ôte toute influence sur la cartographie finale de l'aléa inondation
- des préconisations de démolition du rapport de la DEQ .

4.1.2. Calage des coefficients de Manning-Strickler

Sur le linéaire étudié de l'Aoma, le coefficient de rugosité retenu est le suivant :

	PK0 - 480	PK580-1120	PK 1120-2010	PK 2010-2465
Coefficient de rugosité de Manning-Strickler M	17-20	20	20-25	25-30

L'ouvrage de la RDC a été modélisé avec un coefficient M de 50. Ces valeurs sont en accord avec la bibliographie [7] et avec [5].

Sur l'AOMA 2 (affluent), le coefficient M a été fixé à 25

4.1.3. Conditions limites

L'hydrogramme modélisé est construit selon la méthode du SCS. L'hydrogramme a été prolongé de 30 mn pour permettre un début de vidange du lit majeur.

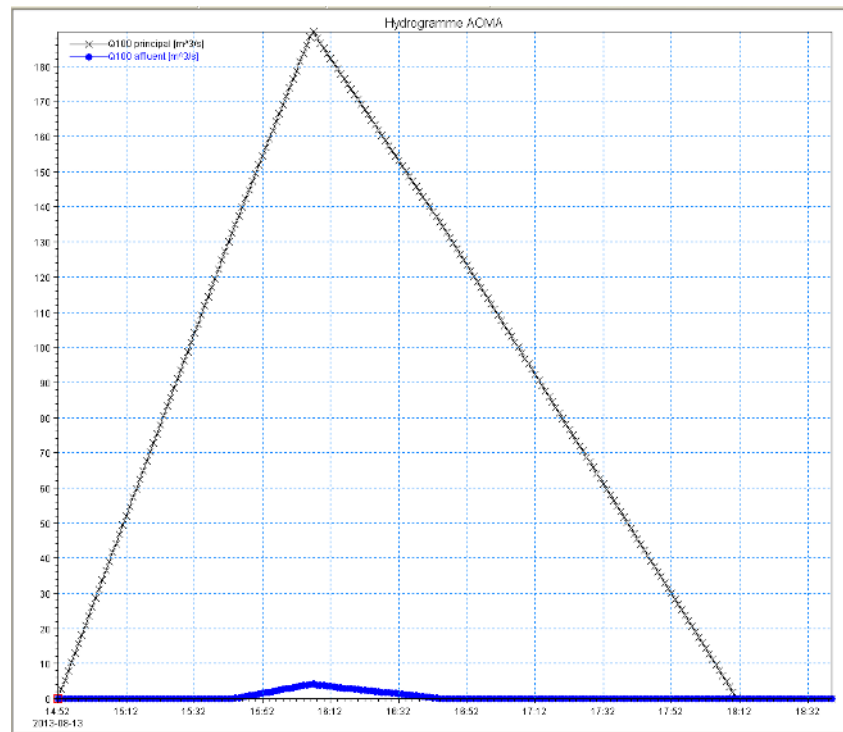


Figure 3 : Hydrogramme de crue

La condition limite avale est la cote imposée par le lagon à l'exutoire de l'Aoma.

Conformément au cahier des charges, elle est fixée à :

- + 1 m NGPF pour les scénarios Q100 et Q100 avec embâcles.
- +0 m NGPF pour le scénario Q10

4.2. LIT MAJEUR (MIKE 21)

4.2.1. Topographie

La topographie du lit majeur est modélisée à partir des données topographiques évoquées au § 2.1.2.

La zone ainsi couverte englobe les limites du lit majeur préalablement fixées par l'hydrogéomorphologie au § 3.3. Cette zone est découpée en 12000 mailles de 20 m x 20m, couvrant une superficie de 480 ha.

4.2.2. Coefficients de Manning-Strickler

Les coefficients de Manning-Strickler M sont fournis sous forme de matrice géographique :

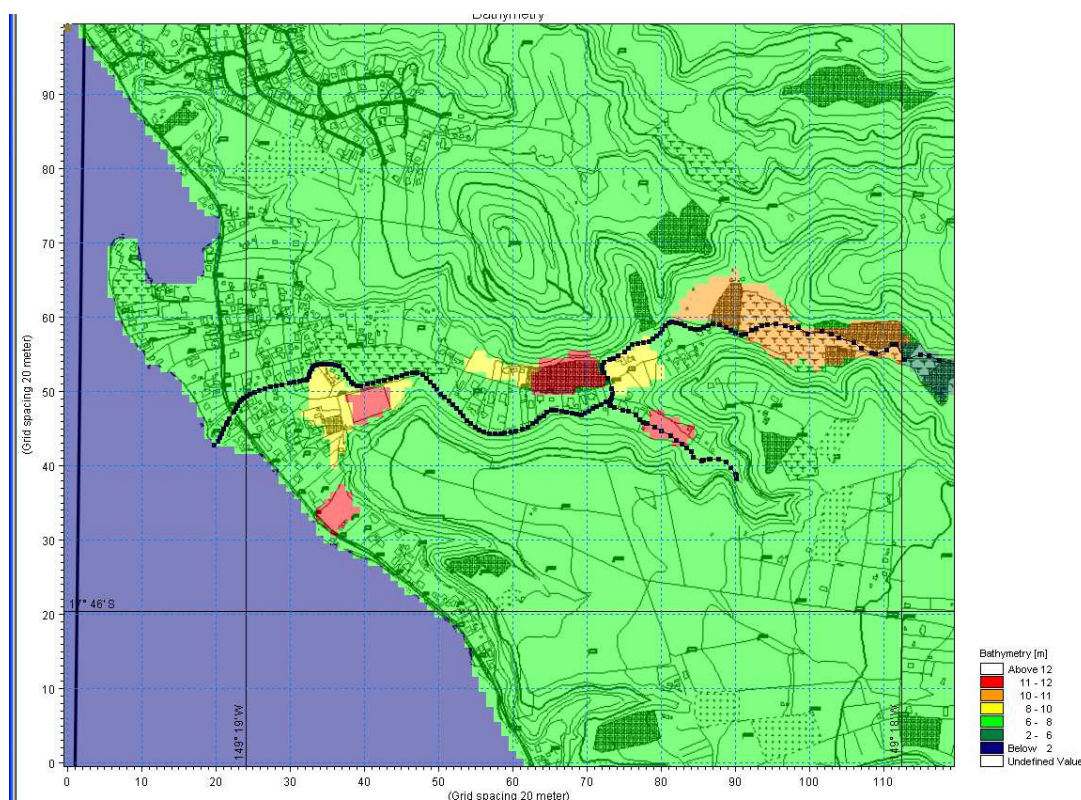


Figure 4 : Coefficient de manning strickler en lit majeur

Les valeurs retenues sont comprises entre 6 et 12 :

- 6 (vert foncé) : zone de forêt dense du fond de vallée...
- 8 (vert clair) : zones d'habitations relativement dense avec clôtures pleines
- 10 (jaune) : zone d'habitat peu dense sans clôture
- 11 (orange) : zone arboricole débroussée (bananeraie ...)
- 12 (rouge) : zone agricole dégagée (culture maraîchère)

4.2.3. Conditions limites :

Des conditions doivent être imposées sur les mailles situées en limite de la zone étudiée.

- **au Nord et au Sud:** le resserrement de la plaine littorale à quelques mètres empêche toute communication du lit majeur de l'AOMA vers les rivières voisines.
- **à l'Est :** les montagnes empêchent l'eau de s'écouler dans cette direction. Il n'y a donc pas d'échanges avec l'extérieur du modèle à l'est, cette limite est dite fermée.
- **A L'ouest :** le lagon constitue une zone d'échange avec le modèle. Une cote fixée à +0 ou + 1 m NGPF lui est attribuée en fonction des scénarii.

Les hypothèses prises pour les limites Nord et Sud seront vérifiées en cours de modélisation.

4.3. COUPLAGE LIT MAJEUR / LIT MINEUR

Le couplage entre MIKE 11 et MIKE 21 se fait par le logiciel MIKE FLOOD qui permet de définir différents type de liens entre le lit mineur et le lit majeur.

Dans la présente étude, le type de liens utilisé sont les « Lateral links » qui correspondent aux déversements entre les lits mineurs et majeurs. Ce déversement est modélisé par des lois de seuil automatisées, en fonction de la cote de la berge, de la cote du lit majeur et du niveau d'eau. Ce principe s'applique sur tout le linéaire étudié.

5. SIMULATION DES CRUES DE PROJET

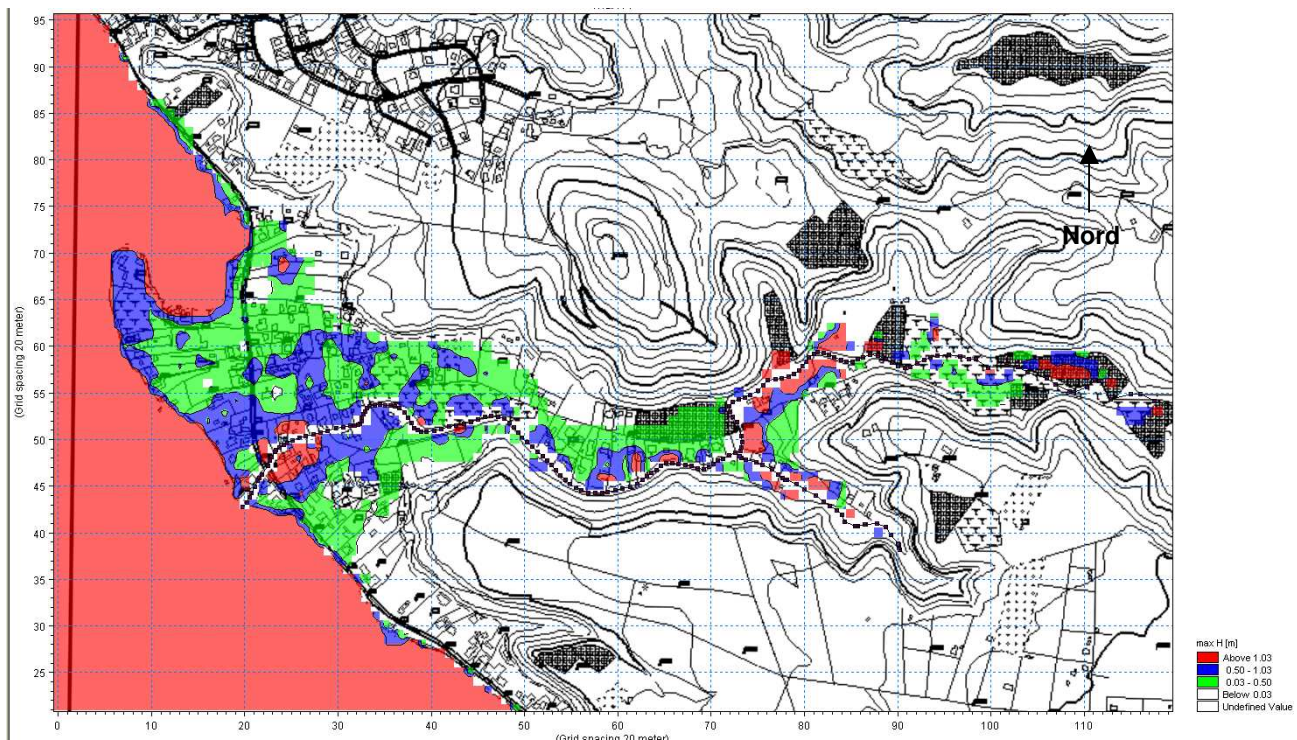
5.1. CALAGE DU MODELE

L'absence de mesures de débits sur ce bassin versant pendant la crue de 83 (station hors d'usage) rend difficile le calage du modèle. Néanmoins, les phénomènes décrits par les riverains sont retrouvés dans la modélisation Q100 avec embâcles :

- Etalement des débordements en aval du pont P74 formant un lac
- Fortes hauteurs d'eau en amont de la RDC proches de 1 m
- Remontée de la ligne d'eau en amont du pont de la RDC
- Fortes hauteurs d'eau et vitesses au PK 880 à 980 en rive gauche
- Absence de débordement en aval du pont de la RDC

Vérification des hypothèses prises pour les limites du lit majeur :

Les hypothèses prises pour les limites Nord et Sud du modèle 2 D doivent être vérifiées dans le cas de la simulation la plus défavorable , la simulation 3 (cf. § 5.2.1). L'image ci-dessous montre les hauteurs d'eau maximales atteintes pour cette simulation. Les débordements constatés n'atteignent pas les limites Nord et Sud du modèle. Les hypothèses de construction du modèle sont donc bien vérifiées.



5.2. COMMENTAIRES SUR LES RESULTATS DE MODELISATION

5.2.1. Choix des simulations

Les simulations effectuées sont les suivantes :

- Simulation 1 : Q10 – Hlagon = 0 m
- Simulation 2 : Q100 / H lagon = 1 m
- Simulation 3 : Q100 avec Obstruction des ouvrages par les embâcles/ H lagon = 1 m

Les profils en long de l'Aoma pour chaque simulation sont présentés en annexe.

5.2.2. Constat en lit mineur de l'Aoma

5.2.2.1. Analyse des débordements en simulation 1

En Q10, les débordements se produisent :

- entre les PK 700 et 1000, en amont du pont P71 (débordement généralise en rive gauche à partir de 70 m³/s – Q5- et en rive droite à partir de 50 m³/s –Q2 -)
- entre les PK 2144 et 2361 (en amont du pont de la RDC) avec des débordements généralisés des deux rives dès 50 m³/s -Q2.

Néanmoins, certains points très localisés (accès de dragues pour les berges), débordent dès 40 m³/s - Q1 .

Le pont P71 présente un tirant d'air de 2 m en Q10.

Le pont de la RDC présente une capacité de transit à pleine charge de 60 m³/s soit entre Q2 et Q5. L'absence de tirant d'air le rend sensible aux embâcles.

Analyse des hydrogrammes :

Le graphe ci-dessous présente les hydrogrammes en différents points du cours d'eau. L'apport de l'affluent AOMA 2 (PK 1184 – 4.2 m³/s en pointe) crée bien une augmentation du débit dans le lit principal entre le PK 855 et 1667 (passage de 92.8 à 97 m³/s). On constate également que le débit est écrêté de 20 % environ avec un débit de pointe de 81 m³/s à l'exutoire pour un débit de pointe injecté de 97 m³/s. Une partie des volumes débordés est donc directement évacuée à la mer.

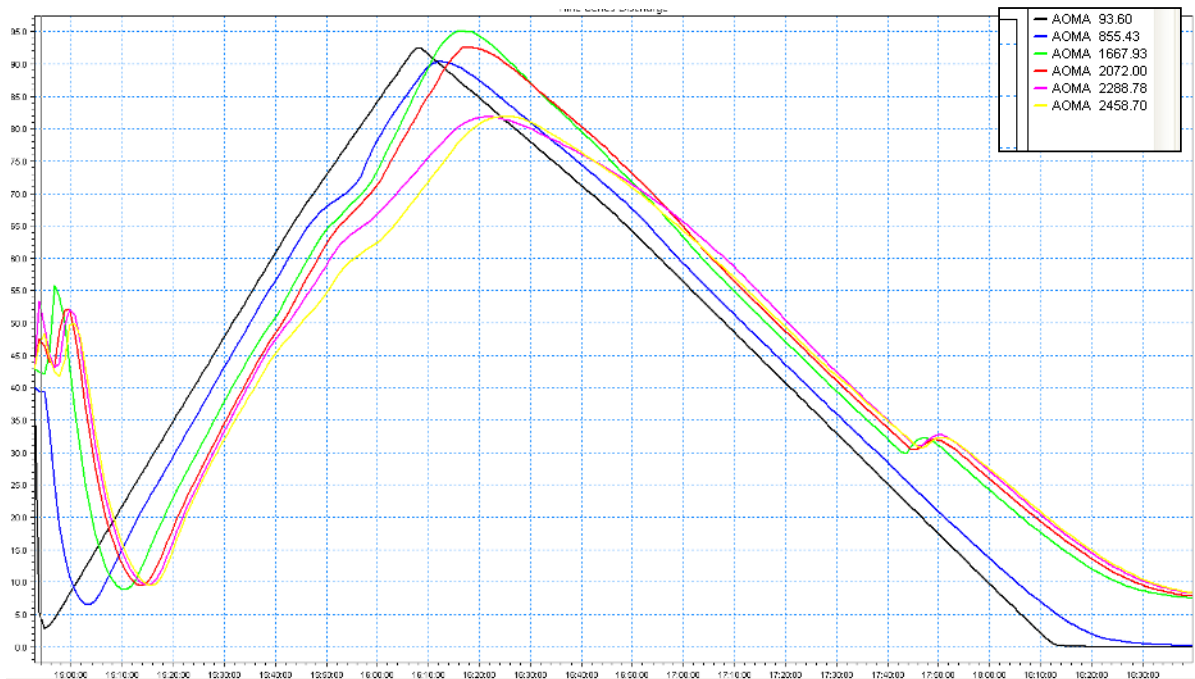


Figure 5 : Hydrogramme AOMA Q10

Les vitesses constatées dans le lit mineur de l'Aoma sont moyennes : elles sont comprises entre 2.5 et 3 m/s en amont du PK 2000 et entre 4 m/s en aval de ce PK.

5.2.2.2. Analyse des débordements en simulation 2

Les débordements sont généralisés à l'ensemble du linéaire étudié en rive gauche et en rive droite.

Le pont P71 présente un tirant d'air de 0.2 m en Q100.

Analyse des hydrogrammes :

Le graphe ci-dessous présente les hydrogrammes en différents points du cours d'eau.

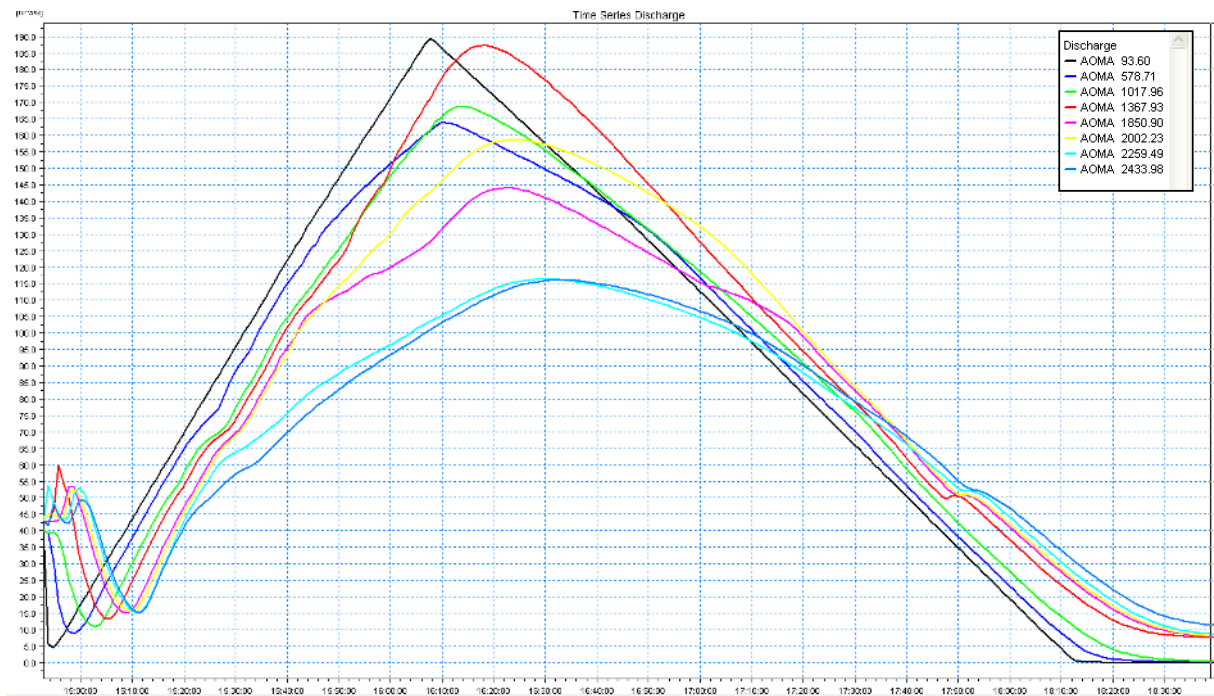


Figure 6 : Hydrogramme AOMA Q100

Le débit de pointe est écrêté de 40 % (81 m³/s) entre l'amont de la zone d'étude (197 m³/s) et l'exutoire (116 m³/s). Cette donnée est cohérente avec l'étude [6] qui indiquait un Q100 à l'exutoire de 112 à 150 m³/s suivant les fréquences de débordement observées.

Les volumes débordés en amont du PK 1020 sont réinjectés dans la rivière entre le PK 1200 et 1367.

Entre le PK 1367 et l'exutoire, les volumes débordés ne sont pas réinjectés dans la rivière et rejoignent donc directement la mer.

Les vitesses observées dans le lit mineur de l'Aoma sont élevées de 3.5 à 4 m/s en amont du PK 2000 et de 4.5 m/s en aval de ce PK.

A noter toutefois une accélération des écoulements entre le PK 1070 et 1170 liée à la mise en charge du pont P 71 combinée à la présence d'une « chute » sur le profil en long.

5.2.2.3. Analyse des débordements en simulation 3

En Q100 avec embâcles, l'ensemble du linéaire étudié déborde.

Le pont P74, modélisé comme obstrué à 50% devient limitant ce qui n'était pas le cas dans la simulation 2.

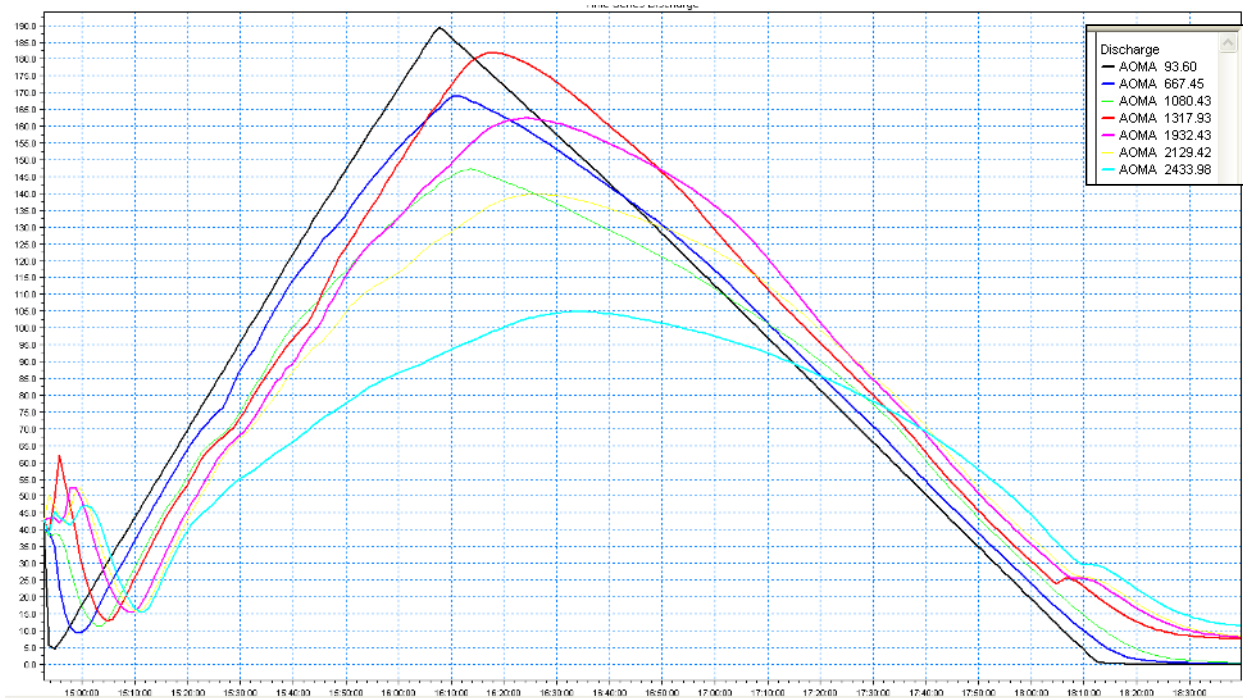


Figure 7 : Hydrogramme AOMA Q100 avec embâcles

L'écrêtement du débit est de 50% entre l'amont (197 m³/s) et l'exutoire (100 m³/s).

Les volumes débordés en aval du PK 1317 ne sont pas réintroduits dans le cours d'eau comme le montre l'hydrogramme ci-dessus.

5.2.3. Constat en lit majeur

5.2.3.1. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 1

Les débordements de la rivière en amont de la RDC se stockent dans la cuvette formée par la RDC et la route. L'évacuation de ces débits à la mer se fait ensuite par déversement par dessus la RDC au droit du carrefour avec la route de la vallée, sans que cela engendre de fortes vitesses (vitesses < 0.5 m/s). Il n'y a pas d'évacuation à la mer en rive gauche.

Entre le PK 800 et 1100, les débordements restent concentrés le long de la rivière, avec une prédominance en rive droite (hauteur d'eau entre 0.5 et 1 m) par rapport à la rive gauche (hauteur d'eau inférieure à 0.5 m).

Cela est dû en partie à la non-modélisation des digues (digués non perennes devant être supprimées à terme). En phase transitoire, la présence de ces digues en rive droite augmente la lame d'eau en rive gauche mais n'a pas d'impact sur le classement de la zone, déjà classée en zone rouge.

Les vitesses sont inférieures à 0.5 m/s.

La zone agricole en amont de la vallée en rive droite est inondée avec des hauteurs d'eau inférieures à 1 m et des vitesses inférieures à 0.5 m/s en moyenne (ponctuellement vitesses supérieures à 0.5 m/s en rive droite le long de la rivière).

Il n'y a donc aucun classement en aléa fort d'inondation pour le Q10.

5.2.3.2. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 2

En Q100, les débordements sont généralisés à l'ensemble du plancher alluvial de la vallée. Les zones inondées en Q10 présentent des hauteurs d'eau > 1 m.

On observe également de fortes vitesses :

- au droit de la vidange de la cuvette située en amont immédiat de la RDC. Cette vidange est située au carrefour de la RDC et de la route de la vallée.
- Entre le PK 900 et 1000 en rive gauche, en raison de la concentration des écoulements en lit majeur
- Au PK 200 en rive droite (zone agricole).

Ces zones se classent donc en aléa fort inondation.

5.2.3.3. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 3

Les hauteurs d'eau sont accentuées en amont de la RDC, en raison de l'obstruction à 50% de l'ouvrage de la RDC. Les autres débordements sont similaires à la simulation 2.

5.2.4. Cartographie

Le logiciel MIKE 21 fournit les hauteurs d'eau et vitesses maximales pour chaque maille du modèle, qui sont ainsi directement cartographiés.

La carte des hauteurs d'eau maximales est superposée à celles des vitesses pour former la carte des aléas selon le tableau suivant :

Vitesse \ Hauteur	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

Les limites du lit mineur sont cartographiées à partir des levés topographiques.

La **zone érodable en bordure de berges de 5 m** est rajoutée en **aléa fort** de part et d'autres des berges non protégées au **droit de la zone agricole, en amont du PK 500**.

La simulation 1 (Q10/Hlagon = 0 m) est cartographiée sur le plan PPR 023, la simulation 2 (Q100/Hlagon = 1 m) correspondant au plan PPR 024 et la simulation 3 (Q100 avec embâcles /Hlagon = 1 m) au plan PPR 025.

6. PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

6.1. ENJEUX

Le principal enjeu est la présence d'une quarantaine d'habitations en aléa moyen et d'une vingtaine d'habitations en aléa fort.

Comme indiqué dans l'étude [6], le recalibrage systématique en Q100 de l'AOMA ne paraît pas opportun au regard des contraintes financières, foncières et techniques (augmentation de l'engravement) qu'il engendrerait.

Le programme peut être établi sur la base minimum d'une sortie de l'ensemble des habitations de la zone d'aléa fort, sans pour autant gommer complètement l'aléa inondation ce qui assure en pratique une protection au minimum décennale (capacité de transit minimale entre 100 et 130 m³/s). En revanche, l'ouvrage de la RDC sera dimensionné en Q100 au regard de la configuration de la zone (RDC en remblai).

Le programme ne concerne que les zones habitées. La zone agricole amont, bien que touchée par les inondations, ne fait pas l'objet d'aménagements.

Le recalibrage de l'Aoma doit impérativement être fait de **l'aval vers l'amont**.

6.2. DEFINITION DES AMENAGEMENTS

Le tableau suivant présente les objectifs souhaités et les aménagements proposés pour les atteindre :

Objectifs	Aménagements proposés
Augmenter la capacité de transit du cours d'eau	1) Reprofiler le cours d'eau en aval de la RDC (Q10)
	2) Refaire le pont de la RDC (Q100 avec tirant d'air)
	3) recalibrage entre le PK 2100 et la RDC et entre le PK 1800 et 1950
	4) Reprofilage entre la RDC et le PK 1800
	4) traiter le tronçon PK 700-900 en rehaussant les berges et ou créant des zones de débordement préférentielles en rive droite (terrains agricoles)
Protection contre l'érosion	Protéger les berges au droit des coudes à proximité d'habitations : <ul style="list-style-type: none"> - PK 1900 à 2150, - PK 1770 - PK 1340 (enrochements existants à refaire) - PK 1150 à 1250 - PK 760

L'estimation financière du programme des aménagements est la suivante (divers et imprévus intégrés, fixés à 10 %) :

Désignation	U	Qté	Montant HTVA
Reprofilage et rehausse des berges (< 0.5 m) du tronçon en aval de la RDC	ml	90	8 500 000
Réfection du pont de la RDC (Q100)	ft	1	73 000 000
Reprofilage du cours d'eau entre la RDC et le PK 1700	ml	662	20 000 000
Recalibrage doux entre la RDC et le PK 1800 (y/c protection des berges et parapet éventuel de protection en BA)	ml	420	125 000 000
Recalibrage entre le PK 700 et 900 (y/c protection des berges et parapet éventuel de protection en BA)	ml	200	50 000 000
Protection des berges à l'extrados des coudes	ml	660	29 000 000
Montant TOTAL HTVA			305 500 000

A long terme :

Le dénivelé entre les terrains des riverains, la RDC et la route de la vallée devra être gommé en commençant par l'aval.

PLANS

- PPR 021 Cartographie hydrogéomorphologique
- PPR 022 Carte des enquêtes de terrain
- PPR 023 Cartographie de l'aléa inondation Q10 / H lagon = 0 m
- PPR 024 Cartographie de l'aléa inondation Q100 / H lagon = 1 m
- PPR 025 Cartographie de l'aléa inondation Q100 avec embâcles / H lagon = 1 m
- PPR 026 : Carte des aménagements

BIBLIOGRAPHIE

Hydrologie :

1. Caractérisation et modélisation de l'aléa hydrologique à Tahiti – G. WOLTING, 2000
2. Evaluation des maximums de crue sur l'île de Tahiti suivant une approche régionale – J. DANLOUX, 2003
3. Assistance technique pour l'évaluation et la cartographie de l'aléa inondation en Polynésie française – Convention BRGM/ANTEA n°POL0361 – P. STOLLSTEIME R, 2005
4. Note méthodologique pour la cartographie de l'aléa Inondation au droit des cours d'eau de Polynésie Française –B.E.T. SPEED/ BCEOM / VAIAD – 2005
5. Etude des crues de la LOPT, DEQ-GEGDP, 2001
6. Etude d'aménagement hydraulique de l'Aoma (faisabilité), VAIAD, DEQ,2012
7. Guide technique de l'assainissement – Le Moniteur – Régis Bourrier

Hydrogéomorphologie :

8. Cartographie des zones inondables, approche hydrogéomorphologique – Editions Villes et Territoires - 1996
9. Les bases techniques de la méthode Inondabilité – Editions CEMAGREF – O. GILARD, 1998

Hydraulique :

10. Hydraulique générale, A. LENCASTRE, édition 1995

ANNEXES :

Annexe 1 : profils en long du lit mineur

Annexe 2 : Implantation des levés topographiques et des PK

Annexe 3 : Tableau des hauteurs et vitesses en lit mineur

Annexe 4 : Bathymétrie de la modélisation (fichier informatique)

Annexe 5 : Tableau des hauteurs en lit majeur (fichier informatique)

Annexe 6 : Tableau des vitesses en lit majeur (fichier informatique)

ANNEXE 1 :

PROFILS EN LONG DU LIT MINEUR

ANNEXE 2 :

**IMPLANTATION DES LEVES TOPOGRAPHIQUES
ET DES PK**

ANNEXE 3 :

**TABLEAU DES HAUTEURS ET VITESSES EN LIT
MINEUR**

ANNEXE 4 :

**BATHYMETRIE DE LA MODELISATION (FICHER
INFORMATIQUE)**

ANNEXE 5 :

**TABLEAU DES HAUTEURS EN LIT MAJEUR (FICHER
INFORMATIQUE)**

ANNEXE 6 :

**TABLEAU DES VITESSES EN LIT MAJEUR (FICHER
INFORMATIQUE)**

