



# **Cartographie de l'aléa inondation au droit des cours d'eau de Polynésie Française – 2014**

## **Lot 1 – Modélisation**

### **COURS D'EAU : TEHAUPARU**

*Commune :* **PAEA**

*Ile :* **TAHITI**

**Septembre 2014**

**N°rapport : 1581 14 01**

**TABLE DES MATIERES**

---

<b>1. METHODOLOGIE</b>	<b>4</b>
<b>2. DONNEES D'ENTREES</b>	<b>6</b>
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. Calcul des débits de projet	8
<b>3. ENQUETE DE TERRAIN</b>	<b>10</b>
3.1. Enquête auprès des riverains	10
3.2. Visite de terrain	11
3.3. Analyse hydrogéomorphologique	13
<b>4. CONSTRUCTION DU MODELE</b>	<b>14</b>
4.1. Lit Mineur (logiciel MIKE 11)	14
4.1.1. Identification des lits mineurs :	14
4.1.2. Ouvrages hydrauliques :	14
4.1.3. Calage des coefficients de Manning-Strickler	16
4.1.4. Conditions limites	16
4.2. Lit Majeur (MIKE 21)	17
4.2.1. Topographie	17
4.2.2. Coefficients de Manning-Strickler du lit majeur	17
4.2.3. Conditions limites :	18
4.3. Couplage lit Majeur / lit mineur	18
<b>5. SIMULATION DES CRUES DE PROJET</b>	<b>19</b>
5.1. Calage du modèle	19
5.2. Commentaires sur les résultats de modélisation	20
5.2.1. Choix des simulations	20

5.2.2. Constat en lit mineur de la TEHAUPARU	20
5.2.3. Constat en lit majeur	25
5.2.4. Cartographie	27
<b>6. PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT</b>	<b>28</b>
6.1. Enjeux	28
6.2. Variantes d'aménagement	28

### **Table des figures :**

Figure 1 : carte de Tahiti .....	4
Figure 2 : carte du bassin.....	7
Figure 3 : Hydrogramme de crue .....	16
Figure 4 : Coefficient de Manning Strickler en lit majeur .....	17
Figure 5 : Hauteur d'eau en Q100 avec embâcles .....	19
<i>Figure 6 : Hydrogramme TEHAUPARU Q10.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure 7 : Hydrogramme de la TEHAUPARU pour le débit Q100.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 8 : Hydrogramme du C36-37 pour le débit Q100 .....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 9 : Hydrogramme TEHAUPARU Q100 avec embâcles.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 10 : Hydrogramme C36-37 pour le débit Q100 avec embâcles .....</i>	<i>24</i>
Figure 11 : Hauteur d'eau dans le lit majeur à la fin de la simulation (4h10 après le début de la crue décennale) .....	25

# 1. METHODOLOGIE

---

La rivière **Tehauparu** est située au PK 20.9, sur la commune de PAEA, au sud-ouest de l'île de TAHITI, dans un secteur urbanisé.

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



Figure 1 : carte de Tahiti

Elle est encadrée par le cours d'eau C36-37 (côté nord) et la rivière C39 (côté sud)<sup>1</sup>.

Le linéaire d'étude est d'environ 1000 m à partir de l'embouchure, ce qui englobe la plaine littorale jusqu'en amont de la zone habitée. Les terrains situés au-delà ne présentent pas de potentiel constructible, la vallée se transformant en canyon.

---

<sup>1</sup> Dénomination des cours d'eau utilisées par la Direction de l'Équipement pour la Liaison Ouest Papeete-Taravao

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 la Tehauparu**
  - Construction du modèle 2 D de la TEHAUPARU (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 la TEHAUPARU est basée sur des profils en travers au 1/200<sup>ème</sup> espacés de 100 m et réalisés par le cabinet WILD en juillet 2014.

Le lit mineur du cours d'eau C36-37 a été modélisé à l'aide des profils en travers au 1/200<sup>ème</sup> réalisés par le cabinet TOPOPACIFIQUE pour le compte de TNAD (ex-EGT).en octobre 2003.

**N.B.1:** Evolution du profil en long de la Tahauparu entre 2003 et 2014.

Les deux levés topographiques superposés ont révélés un écart de -20cm entre le profil en long de 2003 et 2014 sur la partie basse du cours d'eau. Cet écart est probablement dû à un état d'engravement différent.

#### 2.1.2. Lit Majeur :

L'analyse en lit majeur s'est basée sur la restitution photogrammétrique au 1/2000<sup>ème</sup> fournie par les services de l'Urbanisme et datant de 2001.

A titre d'information, un 1/2000<sup>ème</sup> est bâti avec une densité moyenne de points cotés à raison d'1 point tous les 60 m (1 point tous les 3 cm sur plan).

Elle est complétée par la restitution photogrammétrique au 1/2500<sup>ème</sup> réalisée par le Pays dans le cadre de la LOPT (1999).

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

Aucune observation de débit n'a été effectuée sur la TEHAUPARU

### 2.2.1. Caractéristiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques du bassin versant de la TEHAUPARU sont les suivantes :

- Superficie : 1.50 km<sup>2</sup>
- Plus long chemin hydraulique : 4.5 km
- Pente moyenne pondérée : 10.4%
- Pente moyenne globale : 20 %

Les caractéristiques hydrologiques sont les suivantes :

Temps de concentration (formule de Kirpich <sup>2</sup> )	24 mn
Coefficient de ruissellement décennal	0.31

La figure ci-dessous montre le bassin versant de TEHAUPARU :

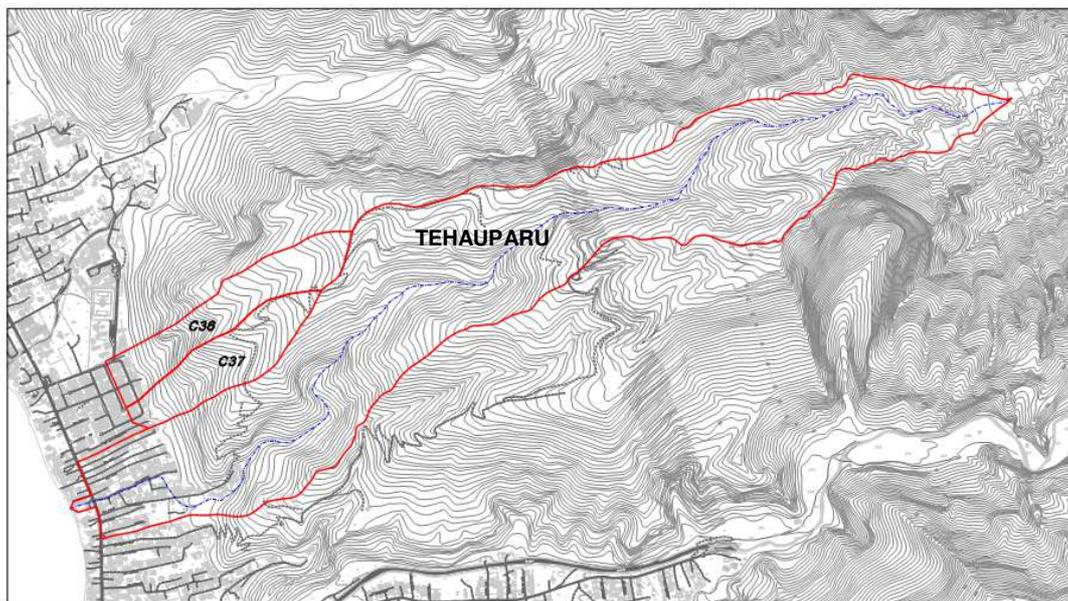


Figure 2 : carte du bassin

Le bassin versant voisin C36-37 au nord de la Tehauparu a une superficie de 0.4 km<sup>2</sup>. Son temps de concentration est plus faible que celui de la Tehauparu. L'hypothèse de la concomitance des pics de crues est donc peu probable et n'a donc pas été retenue pour l'établissement des scénarios

<sup>2</sup> Formule du temps de concentration retenue par ANTEA dans sa note méthodologique [3]

## 2.2.2. Calcul des débits de projet

En 2005, dans le cadre 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 :

- Extrapolation des ajustements statistiques aux bassins versants voisins par la méthode de Creager (Cf. J.Danloux dans [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].

### ▪ Caractéristiques de la pluie de projet utilisée pour la Tehauparu

Station :	Vahiria P2 <sup>3</sup>
Durée de pluie intense	< 30 mn

Coefficients de Montana <sup>4</sup>		
	P10	P100
a	5.08	6.43
b	-0.27	-0.27

### ▪ Estimation des débits de la Tehauparu

#### ○ Méthode de Creager (recalculé C = 40)

Les débits estimés selon cette méthode sont les suivants :

		Q10	Q100
Débit de projet	m3/s	<b>13</b>	<b>37</b>
Module spécifique	m3/s/km <sup>2</sup>	9	25

#### ○ Méthode Rationnelle et Gradex (ANTEA)

Les débits estimés selon cette méthode sont les suivants :

		Q10	Q100
Intensité pluvieuse (24 mn, X ans)	mm/mn	2.16	2.76
Débit de projet	m3/s	<b>17</b>	<b>32</b>
Module spécifique	m3/s/km <sup>2</sup>	11	21

<sup>3</sup> Station pluviométrique retenue par ANTEA dans [3].

<sup>4</sup> Données extraites de [1]

○ **Choix du débit de projet**

A titre de comparaison, le module spécifique centennal des rivières voisines faisant l'objet de mesures de débits est le suivant :

- PUNARUU (PK 14 ) : 15 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>
- OROFERO (PK 21) : 23.2m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup> (mesures moyennement fiables en raison de la présence de laves torrentielles et de problème de calage)

Les modules spécifiques obtenus par la méthode de Creager et la méthode {rationnelle + GRADEX} sont donc homogènes avec ces valeurs.

Les valeurs obtenues par les deux méthodes donnent des valeurs proches. Par cohérence avec les précédentes études PPRI, il est proposé de retenir la méthode {rationnelle + Gradex}.

	Q10	Q100
Débit de projet (m <sup>3</sup> /s)	<b>17</b>	<b>32</b>

### 3. ENQUETE DE TERRAIN

#### 3.1. ENQUETE AUPRES DES RIVERAINS

L'enquête a été menée en août 2014.

Point d'enquête (amont vers l'aval)	Témoignage	Commentaires
<p><b>Côté montagne</b></p> <p><b>n°3</b></p>	<p>Cette habitation semble être la plus touchée par le débordement de la rivière à cause d'un lit mineur mal canalisé et la présence de nombreux embâcles. Les enrochements des berges sont constitués de gros blocs en rive droite (Ø1000 à 2000mm) et de petits blocs en rive gauche réalisés par les riverains (Ø300mm environ) qui sont emportés par les crues.</p> <p>Annuellement, (depuis 1970 année de résidence). durant les périodes de pluie vers décembre, la rivière bloquée par des embâcles sort de son lit et inonde une partie du terrain en bordure de la rivière avec des hauteurs d'eau de 50cm.</p> <p>De plus à l'arrière, les eaux de ruissellement du talus se concentrent sur la servitude et inondent les maisons situés en contre bas.</p>	<p>Lit de la rivière sec lors de la visite.</p> <p>Largeur variable, de 2 à 5m et cheminement sinueux avec de nombreux déchets et embâcles.</p>
<p><b>Côté montagne, au niveau de la plaine</b></p> <p><b>n°1, 2 et 4</b></p>	<p>Inondations annuelles par la route, dues à une absence de canalisation des eaux pluviales.</p> <p>Par contre, aucun débordement n'a été observé par le canal béton depuis sa réalisation vers 2008.</p>	<p>Aucun système d'assainissement des EP.</p> <p>Voies d'accès non revêtues.</p>
<p><b>Côté montagne, au niveau de la plaine</b></p> <p><b>n°5 et n°7</b></p>	<p>Habitation (5) : Aucun débordement du dalot observé depuis sa réalisation. Les écoulements d'eau lors des pluies sont aussi canalisés par le dalot.</p> <p>Habitation (7) : Depuis 1974 et depuis la réalisation du dalot, aucun débordement constaté.</p>	<p>(5) TERIITEHAU Yvonne, durée de résidence 44ans.</p> <p>Grande propriétaire unique de la zone.</p> <p>Rétrocession de terrain pour aménagement du dalot, <u>incompréhension du pourquoi de la déviation de la rivière vers ses terrains.</u></p>
<p><b>Côté mer, en rive droite</b></p>	<p>Habitations (6) : Dalot enterré, aucun débordement constaté depuis 1990. Même lors de fortes pluies, débit important constaté à l'exutoire mais aucun débordement du dalot.</p>	

Les conclusions de cette enquête de terrain sont les suivantes :

- 1) Des inondations ont lieu annuellement en amont sur la zone où le lit mineur est mal canalisé.
- 2) Selon certains témoignages, les inondations sont principalement dues à une absence d'assainissement pluvial : ruissellement des eaux de talus sur la servitude d'accès au fond de la vallée.
- 3) Aucun débordement du canal béton n'a été observé depuis sa réalisation (vers 1998).

### 3.2. VISITE DE TERRAIN

Quatre tronçons ont été identifiés de l'aval vers l'amont :

- tronçon 1 : PK 963 au PK 867 (pente moyenne à 0.4 %)
- tronçon 2 : PK 867 au PK 607 (pente moyenne à 0.4 %)
- tronçon 3 : PK 607 au PK 491 (pente moyenne à 8.2 %)
- tronçon 4 : PK 491 au PK 0 (pente moyenne à 13.4%)

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

<b>TRONCON 1 (AVAL)</b>	
	<p>Dalot béton fermé (3m x 1.4m), pente 0.4 %  De l'embouchure à la RDC : PK 963 au PK 867 (96ml)  Le fond du dalot ensablé et débouche directement sur la plage</p>

<b>TRONCON 2</b>	
	<p style="text-align: center;">Canal béton (largeur 3m) De la rupture de pente au dalot de la RDC PK 867 au PK 607 (pente moyenne à 0.4 %) Fond du canal engravé et enherbé du fait de la faible pente.</p>
<b>TRONCON 3</b>	
	<p style="text-align: center;">Canal béton (largeur 3m) Jusqu'à la rupture de pente (coude marqué) : PK 607 au PK 491 (pente moyenne à 8.2 %) Le canal présente peu de dépôt compte tenu des pentes. Il n'y a pas de servitudes de curage.</p>
<b>TRONCON 4 (AMONT)</b>	
	<p style="text-align: center;">Section naturelle ou en partie enrochée PK 491 au PK 0 (pente moyenne à 13.4%) Section hétérogène et peu canalisée Enrochements de protection de berge de petites tailles</p>

*Tableau 1 : Visite de terrain*

Au niveau de la rupture de pente (passage de 8.2% à 0.4 %) située au profil P11- PK 607, il y a un fort risque de dépôt.

### **3.3. ANALYSE HYDROGEOMORPHOLOGIQUE**

En amont, la TEHAUPARU ne présente pas de plancher alluvial. Le cours d'eau est encaissé entre les versants et s'apparente à un canyon.

En aval, avant de déboucher sur la plaine littorale, un plancher alluvial se forme sur 250 mètres de long. Il s'élargit progressivement pour atteindre une largeur maximum de 50 mètres. Compte tenu de l'absence de canalisation du cours d'eau, l'ensemble de ce plancher alluvial est susceptible d'être mobilisé par le lit mineur.

Au débouché de la plaine littorale, un cône de déjection très marqué est observé. La rivière forme un coude ; son lit a été déporté au nord de ce cône (selon l'enquête de terrain, ce déport serait artificiel. La date précise de ce détournement n'est pas connue mais aurait eu lieu durant ces 50 dernières années). L'extrados du coude a été protégé par des enrochements libres.

En aval le cours d'eau TEHAUPARU traverse ensuite la plaine littorale sur environ 400m de long. La plaine littorale est relativement plane (côte moyenne 3.2 mNGT), avec quelques points bas (zone de dépression marécageuse) laissant sous-entendre des risques de stagnation d'eau en cas d'inondation.

La plaine littorale se compose de matériaux limoneux coralliens en aval de la route de ceinture et de limons colluviaux en amont jusqu'au pied de versant). Le cortège alluvionnaire de la Tehauparu est identifié uniquement en amont du cône de déjection : ce dernier correspond au lit moyen du cours d'eau (zone de mobilité du lit mineur).

L'absence de limites géologiques du lit majeur en plaine conduit à prendre une hypothèse d'une extension du lit majeur la Tehauparu jusqu'au C36-37 au nord et jusqu'au C39 au sud.

Dans la plaine, le cours d'eau est canalisé dans un ouvrage en béton et l'urbanisation dense et recoupée par de nombreuses servitudes ne permet pas d'identifier de terrasses alluviales.

## 4. CONSTRUCTION DU MODELE

---

La **modélisation** de la TEHAUPARU 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. Identification des lits mineurs :

Suite à l'enquête de terrain et à l'analyse hydrogéomorphologique, deux lits mineurs ont été modélisés : celui de la TEHAUPARU et le C36-37 situé au nord.

#### 4.1.2. Ouvrages hydrauliques :

##### 4.1.2.1. Recensement des ouvrages de la TEHAUPARU

Les ouvrages recensés sur le linéaire modélisé de la TEHAUPARU sont essentiellement des ouvrages de franchissement de type passerelle, dont la liste est donnée ci-dessous.

N° profil	PK	Type d'ouvrage	Largeur ouvrage (m)
P8	507.53	Passerelle (ep. 0.20m)	2.8 m
P10	551.87	Passerelle (ep. 0.20 m)	2.7 m
P12	664.65	Passerelle (ep. 0.20m)	2.9 m
P13	685.60	Passerelle (ep. 0.20m)	2.9 m
P14	698.75	Passerelle (ep. 0.20m)	3.0 m
P15	717.23	Passerelle (ep.0.20 m)	2.8 m
P16	738.95	Passerelle (ep. 0.20m)	2.6 m
P17	762.63	Passerelle (ep. 0.20m)	2.8 m
P18	770.82	Passerelle (ep. 0.20m)	2.9 m
P19	781.16	Passerelle (ep. 0.20m)	3.0 m
P20	814.13	Passerelle (ep. 0.20m)	2.9 m
P21 A P22	867.20 à 955.27	Dalot béton RDC	3.0 m

Les passerelles sont situées au-dessus des voiles du canal en béton sans rehausse ni contraction de l'écoulement. La plupart s'apparentent à des dalles béton sans gardes corps. En cas d'obstruction des ces passerelles par des embâcles, elles risquent d'être submergées ou contournées par l'écoulement.

#### 4.1.2.2. Modélisation :

Les deux ouvrages suivants ont été modélisés avec une section libre à 100% dans le cadre du scénario Q100 et avec une section obstruée à 50 % dans le cadre du scénario Q100 avec embâcles :

- passerelle profil P8, PK507 : cette passerelle est la première après le débouché de la vallée et donc celle qui risque de s'obstruer en premier par les embâcles.
- pont de la RDC : la présence d'un parapet sur le tablier le rend sensible aux embâcles. Cet ouvrage est aussi l'entrée du dalot de 90m de long.

	
<p>Passerelle de type dalle béton P8, Pk 507 (ep. 0.20m)</p>	<p>Pont de la RDC P21, Pk 867</p>

### 4.1.3. Calage des coefficients de Manning-Strickler

PK	Nature de la section	Coefficient de Manning retenu (m <sup>1/3</sup> /s)
0→490	Section hétérogène, peu canalisée, présence de nombreux obstacles à l'écoulement : blocs et branches	15
490 -> 645	Canal béton de largeur 3m forte pente, peu de dépôts	40
645 → 870	Canal béton, pente faible, enherbement important mais probablement emporté lors des crues	35
870→ 973	Canal béton, peu de dépôts (sable)	40

Ces valeurs sont en accord avec la bibliographie [7].

### 4.1.4. Conditions limites

#### Condition limite amont

La Tehauparu ne dispose pas d'hydrogramme de crue. Les rivières voisines Tiapa ou encore Orofero disposent de données mais celles-ci ne sont pas extrapolables à la Tehauparu compte tenu de la forte hétérogénéité des bassins versants. Par conséquent, l'hydrogramme modélisé a été construit selon la méthode de l'hydrogramme triangulaire. Un temps de vidange de 2h30 (env. 2.6 fois la durée du pic de crue) a été rajouté à l'hydrogramme pour permettre une visualisation de l'ensemble des phénomènes de crue.

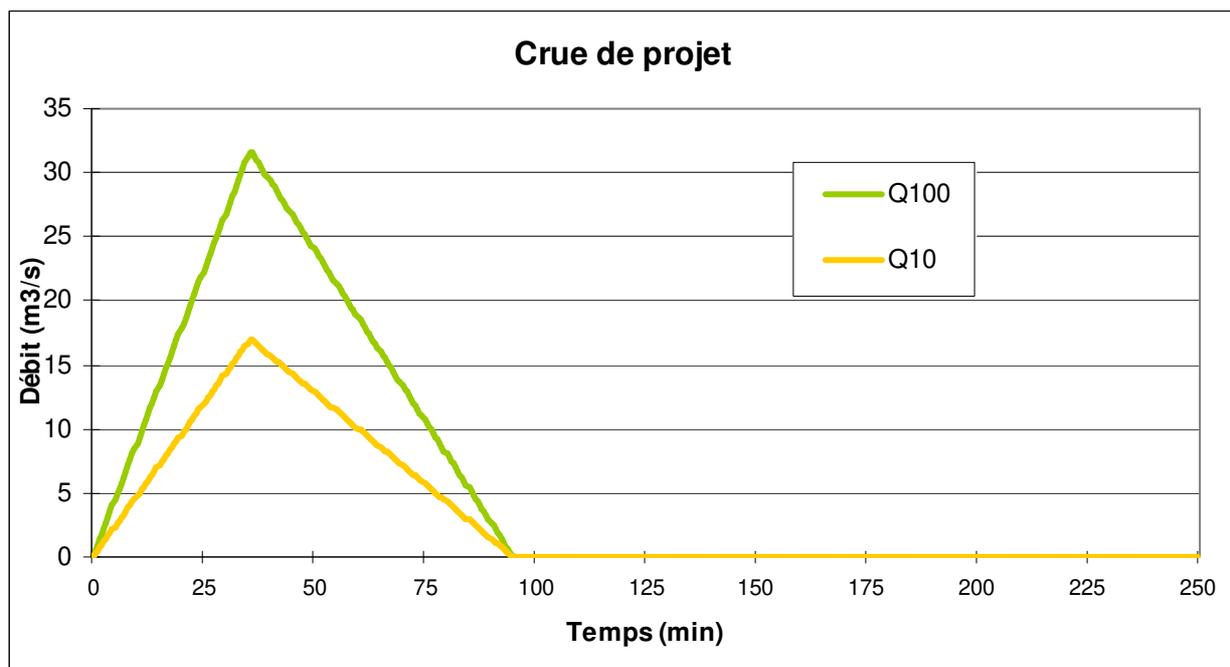


Figure 3 : Hydrogramme de crue

Concernant le fossé EP voisin : C36-37, comme évoqué au chapitre 2.2.1, la concomitance des pics de crues est peu probable. Par conséquent, le débit a été négligé (fixé à 0.1 m<sup>3</sup>/s dans la modélisation).

### **Condition limite avale**

La condition limite avale est la cote imposée par le lagon à l'exutoire de la TEHAUPARU et du C36-37.

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 2200 mailles de 20 m x 20m, couvrant une superficie de 88 ha.

La visite de terrain n'a pas révélé de discordance entre le MNT et le terrain actuel.

### **4.2.2. Coefficients de Manning-Strickler du lit majeur**

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



Figure 4 : Coefficient de Manning Strickler en lit majeur

Les valeurs retenues sont comprises entre 6 et 15 :

- 6 : lit majeur très encombré (forte urbanisation)
- 8 : terrains relativement dégagés
- 15 : axes préférentiels d'écoulement : routes, servitudes

#### **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** : l'analyse topographique ne montre aucune limite physique entre le bassin versant de la Tehauparu et ses bassins versants voisins. Le positionnement de cette limite sera donc vérifié au cours de la modélisation.
- **à l'est** : les montagnes empêchent l'eau de s'écouler dans cette direction. Il n'y a donc pas d'échange 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 types de liens entre le lit mineur et le lit majeur.

Dans la présente étude, le type de liens utilisés 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 débit sur ce bassin versant rend difficile le calage du modèle

#### 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 :

- **Limite fermée NORD** : le modèle montre effectivement un lit l'étalement de la lame d'eau s'arrête au droit de l'exutoire C36-37 qui sert de drain pour les volumes d'eau débordés.
- **Limite fermée SUD** : le modèle révèle qu'au sud, une partie des débordements traverse la route de ceinture et rejoignent directement le lagon. Une autre partie continue sa propagation vers le sud en direction du lit majeur voisin avant de se résorber lors de la décrue. Les faibles volumes qui transitent vers le lit majeur du C39 ne changent pas la cartographie au droit du lit majeur la TEHAUPARU. A l'inverse, la venue d'eau du C39 vers la Tehauparu est peu probable compte tenu des pentes observées en lit majeur.

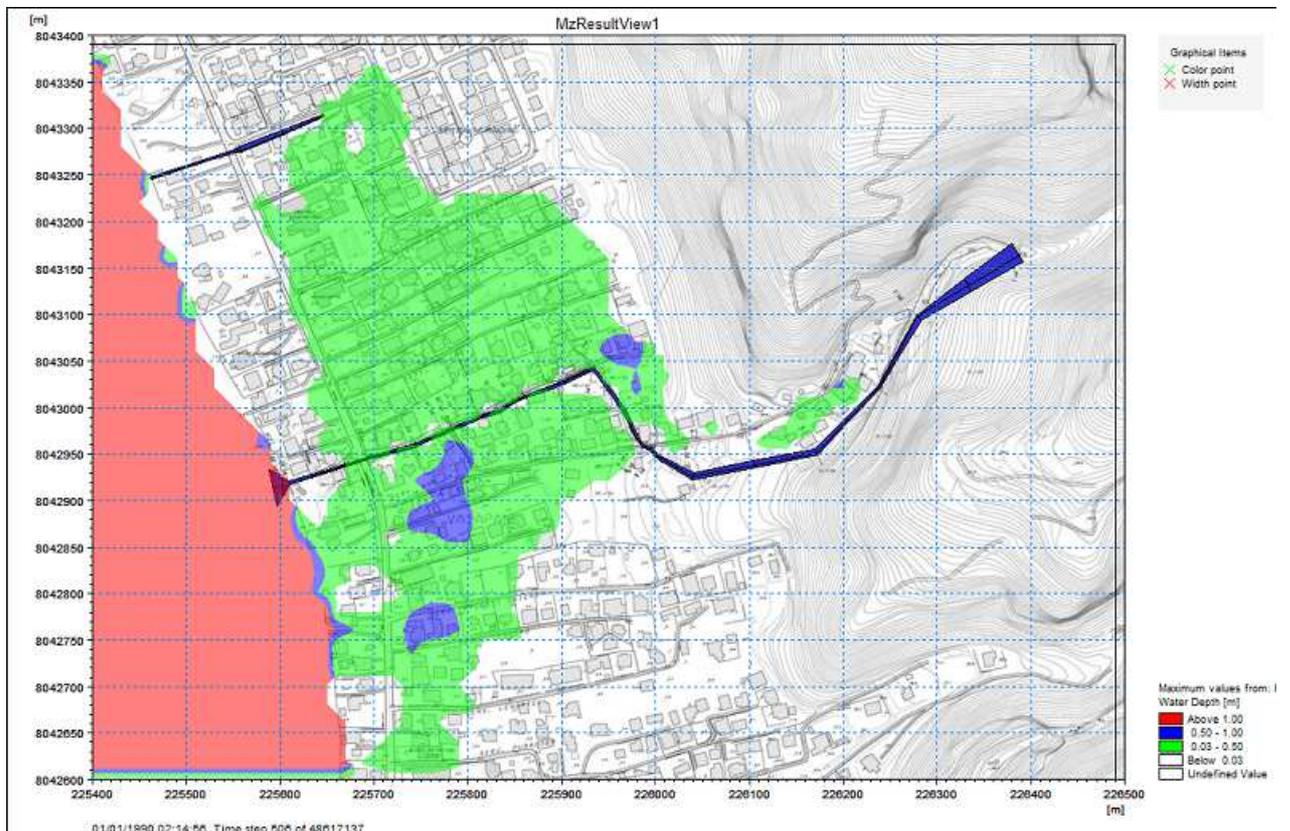


Figure 5 : Hauteur d'eau en Q100 avec embâcles

## **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 NGT.

Les profils en long de la TEHAUPARU pour chaque simulation sont présentés en annexe.

### **5.2.2. Constat en lit mineur de la TEHAUPARU**

#### **5.2.2.1. Analyse des débordements en simulation 1 : Q10 + Hlagon 0mNGT**

Le premier débordement a lieu au droit du PK814, pour un débit de 9.5 m<sup>3</sup>/s (Q5) avant de se propager sur le tronçon situé entre les PK640 et PK814. Ce tronçon correspond à la portion de canal béton située entre le dalot de la RDC et la rupture de pente.

Aucun débordement n'a lieu en dehors de ce tronçon pour ce scénario 1 : Q10.

En pratique, les débordements se produiront au droit des 8 passerelles de traversés situées sur ce tronçon et qui constituent des points bas dans les berges. En effet, en rive gauche, la plupart des riverains a rehaussé le voile du canal par des murs en parpaings.

L'écrêtement du débit de pointe est d'environ 2 m<sup>3</sup>/s entre l'amont et l'exutoire. Le volume transité diminue également entre ces deux points (- 40m<sup>3</sup>) ce qui montre qu'une partie des volumes débordés n'est pas réinjectée dans le cours d'eau.

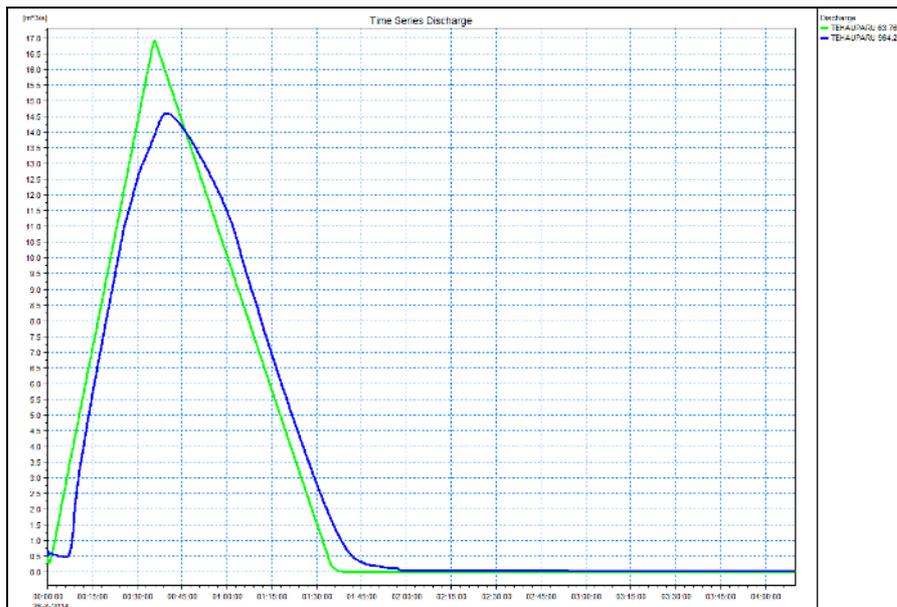


Figure 6 : Hydrogramme TEHAUPARU Q10

Les vitesses constatées dans le lit mineur de la TEHAUPARU sont élevées : elles sont comprises entre 4.8 et 6.5 m/s sur le tronçon amont non protégé, ce qui le rend très sensible à l'érosion.

**5.2.2.2. Analyse des débordements en simulation 2 : Q100 + Hlagon =1mNGT**

Les débordements ont lieu au droit du canal béton en aval de la rupture de pente (PK607) et jusqu'à la route de ceinture où le dalot de la RDC se met en charge pour un débit de 16m<sup>3</sup>/s (Q10 env.).

En amont, deux nouveaux points de débordements sont identifiés :

- PK 214 en rive droite
- PK 508 en rive droite et gauche : la passerelle se met en charge pour un débit de 26 m<sup>3</sup>/s (env.Q50)

Comme le montre l'hydrogramme ci-dessous, le débit de pointe est écrêté de 12 m<sup>3</sup>/s en Q100 entre l'amont et l'aval. Un volume débordé d'environ 6400 m<sup>3</sup> n'est pas réintroduit dans le lit mineur de la TEHAUPARU.

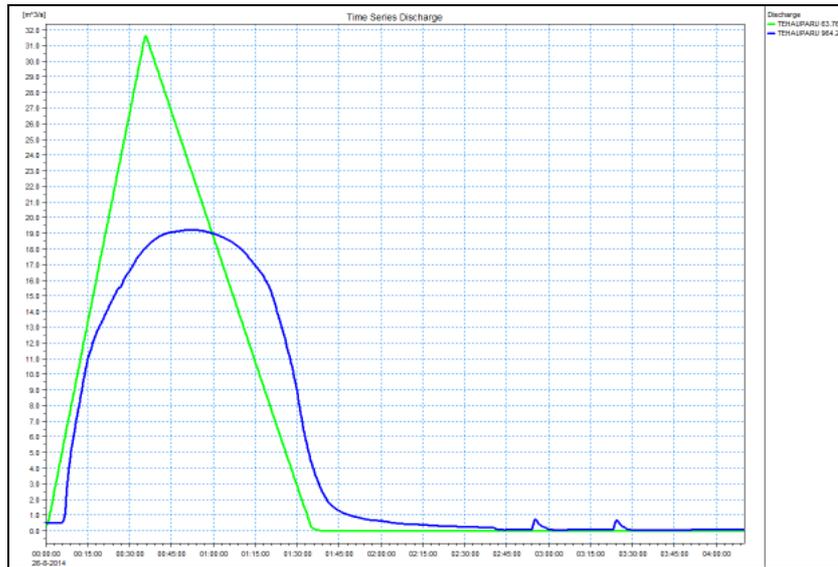


Figure 7 : Hydrogramme de la TEHAUPARU pour le débit Q100

Une partie rejoint directement le lagon et une autre partie rejoint le cours d'eau C36-37 d'après l'hydrogramme suivant.

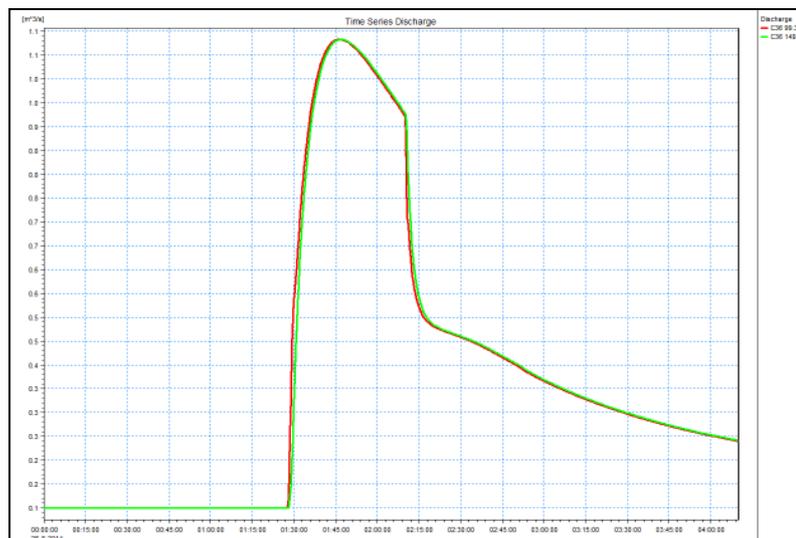


Figure 8 : Hydrogramme du C36-37 pour le débit Q100

Les vitesses observées dans le lit mineur de la TEHAUPARU sont très élevées de 5 à 8 m/s sur la zone amont non revêtue ce qui témoigne du très fort risque d'érosion sur ce tronçon.

En amont de la rupture de pente, sur la partie canal béton, les vitesses sont aussi très élevées : supérieures à 10m/s.

### 5.2.2.3. Analyse des débordements en simulation 3 : Q100 avec embâcles

Les premiers débordements se produisent au droit du dalot de la RDC pour un débit faible de 5m<sup>3</sup>/s (env. Q1) ensuite ils se propagent en amont dans le canal béton : du fait de la mise en charge liée à l'obstruction des embâcles, la ligne d'eau remonte.

Un peu plus tard, des débordements ont lieu au droit de la passerelle amont PK508 pour un débit de 12m<sup>3</sup>/s (Q10) et au PK215 pour un débit de 26 m<sup>3</sup>/s.

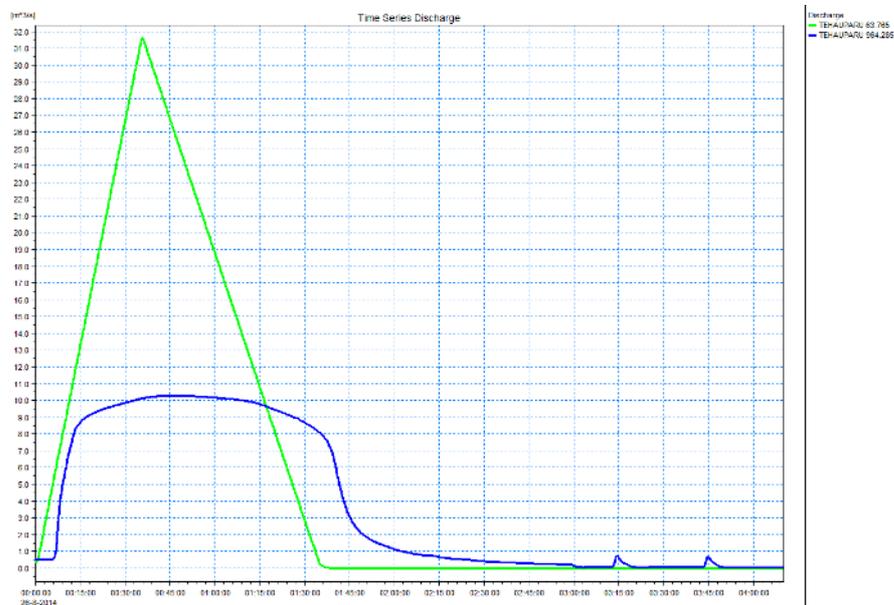


Figure 9 : Hydrogramme TEHAUPARU Q100 avec embâcles

L'écrêtement observé sur le débit de pointe entre l'amont et l'aval est de 21m<sup>3</sup>/s. Le volume débordé entre l'amont et l'aval et non réintroduit dans le lit mineur est estimé à 33 000 m<sup>3</sup> environ.

Comme le montre l'hydrogramme ci-dessous, une partie est réintroduite dans le lit mineur du cours d'eau C36-37 : volume évalué à 9000 m<sup>3</sup>. Une autre partie rejoint directement le lagon et enfin une partie stagne dans les dépressions topographiques.

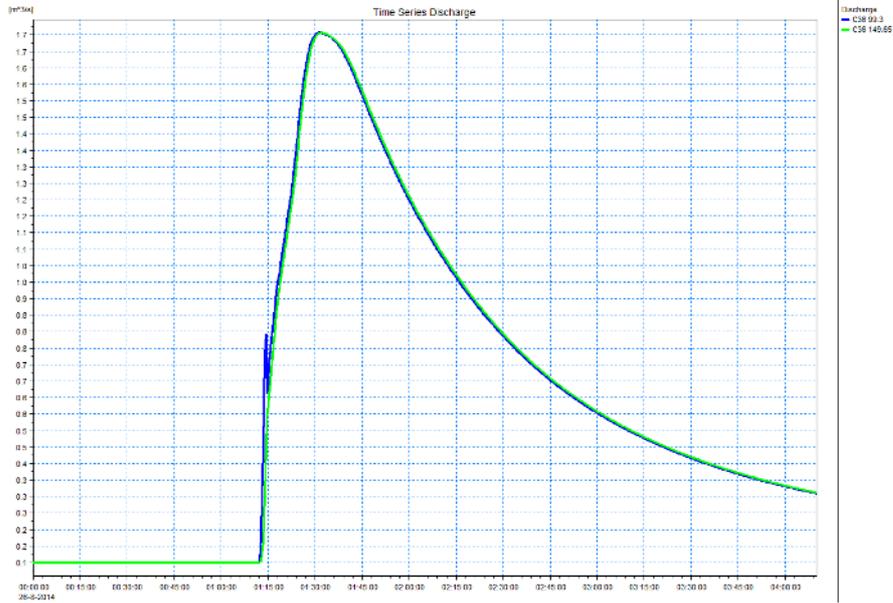


Figure 10 : Hydrogramme C36-37 pour le débit Q100 avec embâcles

## 5.2.3. Constat en lit majeur

### 5.2.3.1. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 1

La majeure partie des débordements s'écoule en rive gauche. A la décrue, le volume d'eau débordé rejoint en partie le lit mineur du cours d'eau. Une autre partie reste stagnante sur les terrains, au niveau des points bas comme le montre le graphique ci-dessous qui correspond à une extraction du modèle (hauteur d'eau) à la fin de la simulation.



Figure 11 : Hauteur d'eau dans le lit majeur à la fin de la simulation (4h10 après le début de la crue décennale)

Les vitesses moyennes en lit majeur sont faibles : <math><0.5\text{m/s}</math>.

### **5.2.3.2. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 2**

Après débordement au droit du canal béton, l'écoulement en lit majeur est diffus et de hauteur modérée (0.2 à 0.3m).

En rive gauche, la lame d'eau débordée s'étend progressivement pour rejoindre le lagon après avoir submergé la route de ceinture.

En rive droite (au nord), la lame d'eau débordée rejoint l'exutoire C36-37 sans passer par-dessus la route de ceinture.

Au niveau des quelques points bas topographiques une hauteur d'eau plus importante comprise entre 0.5m et 0.8 m est observée.

Les vitesses sont globalement inférieures à 0.5 m/s en lit majeur à l'exception du point suivant :

- débordement en rive droite sur la zone amont non revêtue. Ceci s'explique par la pente du lit majeur très importante à ce niveau (>10%).

### **5.2.3.3. Analyse des écoulements en lit majeur en simulation 3**

Par rapport à la simulation 2, on observe une légère augmentation de la zone inondée.

Une nouvelle zone de forte vitesse apparaît en rive gauche, en aval de la passerelle PK 508, au droit de la servitude d'accès. Ceci traduit le débordement observé suite à l'obstruction de cette passerelle par des embâcles.

### 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 couplée 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
$H \leq 0,5$ m	Faible	Moyen
$0,5 < H \leq 1$ 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** est rajoutée en **aléa fort** de part et d'autres des berges non protégées pour les 3 scénarios. Cette zone présente une largeur de 5 m de large en amont du PK508.

- La simulation 1 (Q10/Hlagon = 0 m) est cartographiée sur le plan **PPR 003**,
- la simulation 2 (Q100/Hlagon = 1 m) correspondant au plan **PPR 004**,
- la simulation 3 (Q100 avec embâcles /Hlagon = 1 m) au plan **PPR 005**.

## 6. PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

---

### 6.1. ENJEUX

Le principal enjeu est la présence d'une quinzaine d'habitations en aléa moyen.

L'objectif des aménagements est donc de sécuriser les habitations de la zone d'aléa moyen et faible.

Le recalibrage de la TEHAUPARU doit impérativement être fait de l'**aval vers l'amont** entre les Pk 970 et Pk 508 car les sections avales ne sont pas suffisantes pour transiter l'intégralité du débit centennal.

### 6.2. VARIANTES D'AMENAGEMENT

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

Objectifs	Aménagements proposés
Contrôler l'engravement du cours d'eau	Un bassin dégraveur en amont de la zone canalisée
Limiter le risque d'érosion	Protéger les berges non revêtues par des enrochements libres (posés avec un fruit de 3H/2V) ou par des enrochements percolés de béton, en amont du PK 508.
Limiter le risque de blocage des embâcles	Piège à embâcles en amont de la première passerelle (PK 508). Suppression des déchets et troncs d'arbres en amont.
Augmenter la capacité de transit du cours d'eau	1) Augmenter la capacité de transit du dalot de la RDC.
	2) Reprofiler le cours d'eau (*)
	3) Supprimer les passerelles intermédiaires ou leur donner un tirant d'air suffisant pour limiter le risque de mise en charge ou d'obstruction par des embâcles.

(\*) L'élargissement du canal béton semble difficilement envisageable ; en effet, compte tenu des faibles pentes (0.4%), il faudra quasiment doubler la largeur du canal pour obtenir une capacité de transit centennale. Cette solution n'est donc pas favorable car elle engendrerait des dépôts encore plus importants dans le cours d'eau (à moins de créer une section imbriquée).

A noter qu'une solution de canal de décharge placé dans l'axe de la vallée aurait pu être envisagée (tracé historique du cours d'eau) mais ceci semble difficilement réalisable compte tenu des contraintes foncières et de bâti. Ces solutions devront être étudiées en étude de faisabilité.

L'enveloppe des travaux est estimée entre 220 et 300 MFCP. Cette enveloppe devra être vérifiée par une étude de faisabilité.

## **PLANS**

- PPR 001 Cartographie hydrogéomorphologique
- PPR 002 Carte des enquêtes de terrain
- PPR 003 Cartographie de l'aléa inondation Q10 / H lagon = 0 m
- PPR 004 Cartographie de l'aléa inondation Q100 / H lagon = 1 m
- PPR 005 Cartographie de l'aléa inondation Q100 avec embâcles / H lagon = 1 m

## **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. STOLLSTEINER, 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. Guide technique de l'assainissement – Le Moniteur – Régis Bourrier

### **Hydrogéomorphologie :**

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

### **Hydraulique :**

9. Hydraulique générale, A. LENCASTRE, édition 1995

## **ANNEXES :**

Annexe 1 : profils en long du lit mineur

Annexe 2 : Tableau des hauteurs et vitesses en lit mineur

Annexe 3 : Bathymétrie de la modélisation (fichier informatique sur le CDROM)

Annexe 4 : Tableau des hauteurs et vitesses en lit majeur (fichier informatique sur le CDROM)