

# RAPPORT TECHNIQUE

## CARTOGRAPHIE DE L'ALEA INONDATION DANS LE CADRE DES PLANS DE PREVENTION DES RISQUES NATURELS DE POLYNESIE FRANÇAISE - VAIHANA (MOOREA)

12 février 2020



## Informations relatives au document

### INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	C. DENIZOT
<b>Volume du document</b>	Rapport technique
<b>Version</b>	V2
<b>Référence</b>	RIV0029

### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

<b>Version</b>	<b>Date</b>	<b>Rédigé par</b>	<b>Visé par</b>	<b>Modifications</b>
V1	20-Dec-2019	C. DENIZOT	B. OLIVIER	
V2	31-Jan-2020	C. DENIZOT	B. OLIVIER	
V3	12-Fev-2020	C. DENIZOT	B. OLIVIER	

### DESTINATAIRES

<b>Nom</b>	<b>Entité</b>
Dominique TARDY	SAU

# SOMMAIRE

---

<b>1 - CADRE ET OBJET DE L'ETUDE</b> .....	<b>6</b>
<b>2 - ENQUETES DE TERRAIN ET RECUEIL DE DONNEES</b> .....	<b>7</b>
2.1 - Reconnaissance de terrain .....	7
2.2 - Recueil de données.....	19
<b>3 - ANALYSE HYDROLOGIQUE</b> .....	<b>20</b>
3.1 - Plus fort événement vécu .....	20
3.2 - Débits de projet .....	20
3.2.1 - Méthodologie retenue .....	20
3.2.2 - Caractéristique du bassin versant .....	21
3.2.3 - Détermination des débits de projet.....	22
3.2.3.1 - Débit décennal.....	22
3.2.3.2 - Débit centennal .....	24
3.2.3.3 - Débit cinquantennal .....	24
3.2.3.4 - Synthèse des débits de projet retenu .....	25
3.2.4 - Construction des hydrogrammes.....	25
<b>4 - CONSTRUCTION DU MODELE HYDRAULIQUE</b> .....	<b>28</b>
4.1 - Présentation du logiciel .....	28
4.2 - Construction du modèle .....	29
4.3 - Conditions aux limites.....	29
4.4 - Calage des paramètres du modèle hydraulique .....	30
<b>5 - DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE EN ETAT ACTUEL</b> .....	<b>31</b>
5.1 - Analyse des lignes d'eau et de la capacité du lit mineur.....	31
5.2 - Analyse de la zone inondable décennale .....	35
5.3 - Analyse de la zone inondable cinquantennale .....	35
5.4 - Analyse de la zone inondable centennale .....	35
5.5 - Analyse de la zone inondable centennale avec prise en compte d'hypothèses d'embâcles .....	37
5.6 - Cartographie de type PPRi .....	38
5.6.1 - Risque d'érosion de berges.....	38
5.6.2 - Axes secondaires d'écoulement .....	38
<b>6 - PROPOSITIONS D'AMENAGEMENTS</b> .....	<b>39</b>
6.1 - Priorité 1 : Entretien du lit mineur .....	39
6.2 - Priorité 2 : Amélioration de la capacité des ouvrages hydrauliques.....	39
6.2.1 - Amélioration de la capacité des passerelles .....	39
6.2.2 - Amélioration des écoulements sur la zone aval.....	40



## REFERENCES

---

Légende 1 – Hauteurs précipitées en mm en fonction de la durée et de la période de retour au Poste de Faa'a .....	20
Légende 2 – cartographie du bassin versant de la Vaihana.....	21
Légende 3 – Decoupage en sous bassins versants.....	23
Légende 4 – Pluies de projet et hydrogrammes de la Vaihana .....	26
Légende 5 – Analyse de la capacité du lit mineur.....	32
Légende 6 – Profil en long et lignes d'eau de la Vaihana.....	33
Légende 7 – Lignes d'eau centennales avec et sans ouvrages .....	36
Légende 8 – Analyse des ouvrages de la Vaihana .....	37
Légende 9 – Schéma de principe du recalibrage au droit du PT 17 .....	40
Légende 10 – Schéma de principe du cuvelage béton .....	41
Légende 11 – Estimation du coût du cuvelage béton .....	41

# 1 - CADRE ET OBJET DE L'ETUDE

Le cours d'eau étudié est la rivière Vaihana. Il est situé sur la commune de PAPEOTAI sur l'île de MOOREA.

Le linéaire à modéliser est de 1.8 km à partir de l'embouchure.

Dans le cadre de cette étude, il s'agit de cartographier l'aléa hydraulique de la Vaihana pour différentes crues de projet.

Pour cela, un modèle bidimensionnel a été mis en œuvre avec le logiciel INFOWORKS ICM.

Celui-ci permet de représenter les écoulements en lit majeur et de cartographier de façon précise le champ d'inondation.

L'objet de cette étude est de :

- Caractériser l'aléa inondation de la Vaihana pour différentes crues de projet
- Diagnostiquer les problèmes de débordements
- Proposer des solutions d'aménagement permettant de réduire le risque inondation sur le secteur

## 2 - ENQUETES DE TERRAIN ET RECUEIL DE DONNEES

Au préalable, une enquête de terrain a été réalisée pour avoir une bonne connaissance du secteur d'étude et recueillir les informations nécessaires à la réalisation de la prestation.

Un recueil de données a également été effectué de façon à prendre en compte les éléments existants sur le secteur d'étude.

### 2.1 - Reconnaissance de terrain

L'enquête de terrain a eu pour objectif de :

- D'analyser le fonctionnement de la Vaihana
- De visualiser l'état du lit (naturel, encombré, avec des embâcles...)
- De faire l'inventaire des ouvrages hydrauliques actuels
- De localiser les éventuels points sensibles de débordements et d'identifier leurs origines
- De recueillir des témoignages de riverains de façon à identifier d'éventuelles PHE (Plus Hautes Eaux)
- D'identifier les sous bassins versants du cours d'eau
- De faire l'inventaire des données topographiques nécessaires à la construction du modèle hydraulique

La rivière se décompose en deux parties :

- Une partie amont avec des pentes importantes et peu de problèmes d'inondation signalés
- Une partie aval avec un lit majeur qui s'élargit et des inondations signalées en particulier aux abords de la route de ceinture

Les caractéristiques notables du cours d'eau, identifiées suite aux observations de terrain sont présentées ci-dessous :



Amont de la zone d'étude

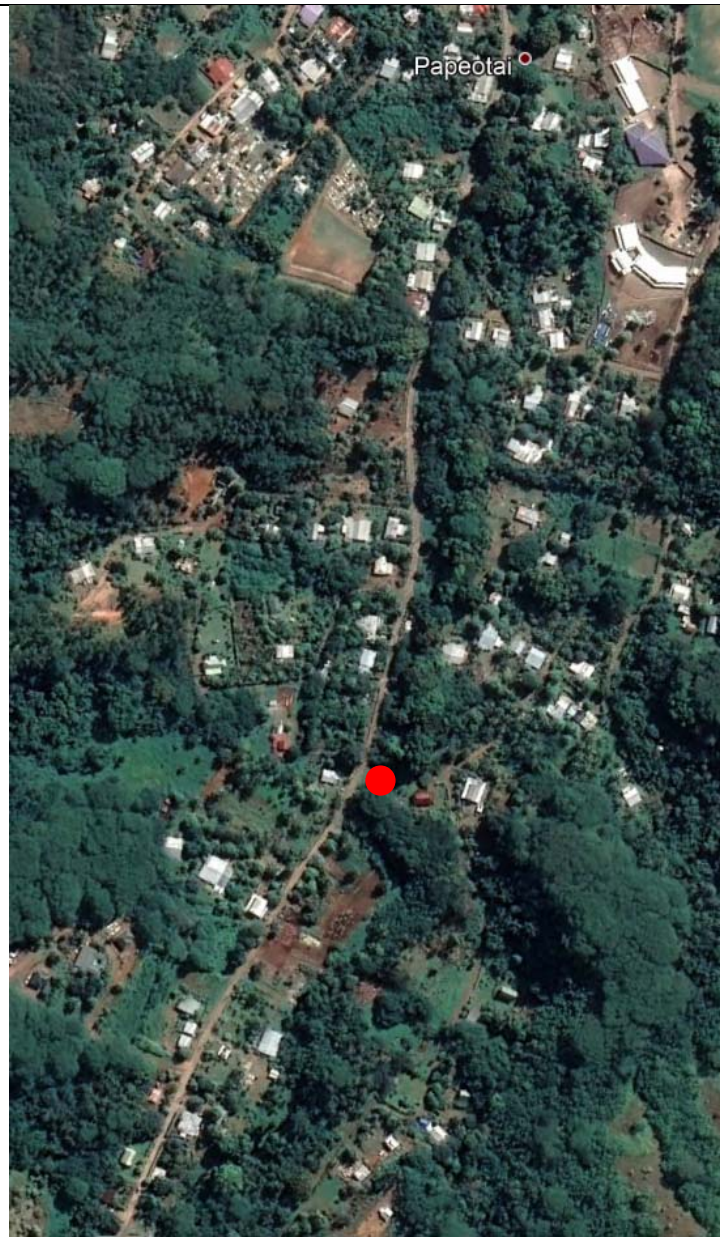
Le secteur amont est naturel et entièrement végétalisé avec la présence de blocs dans le lit mineur.



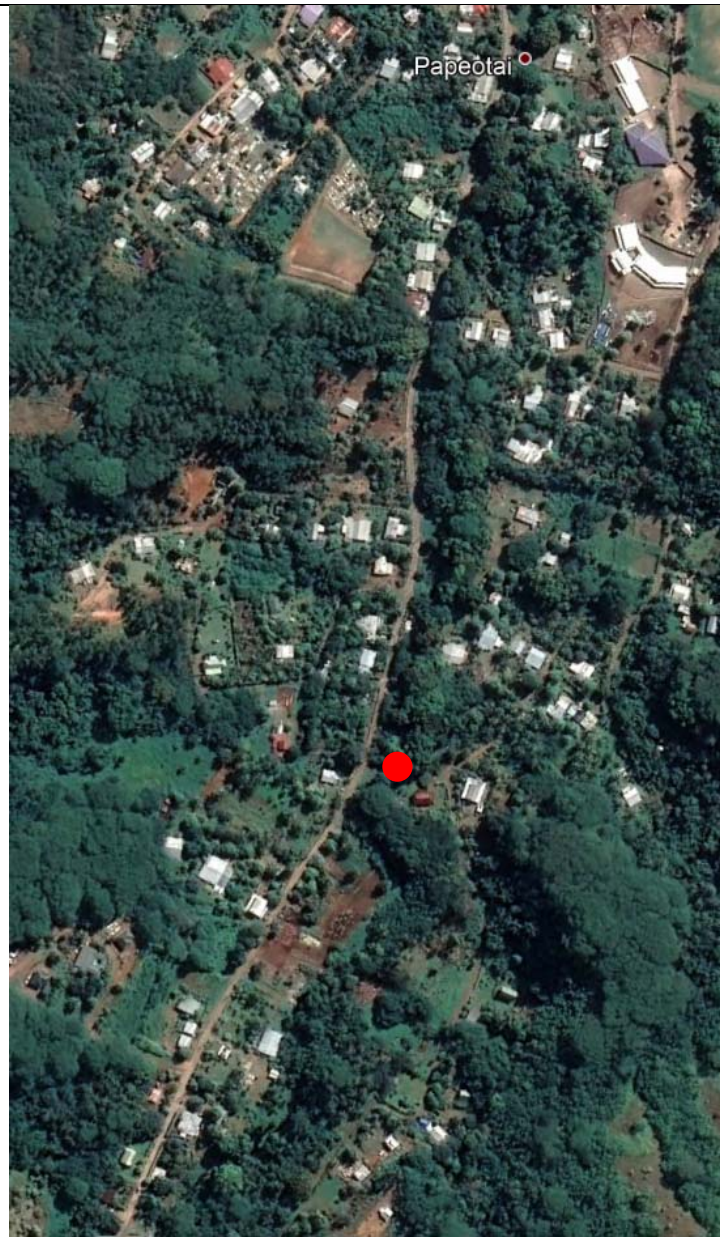
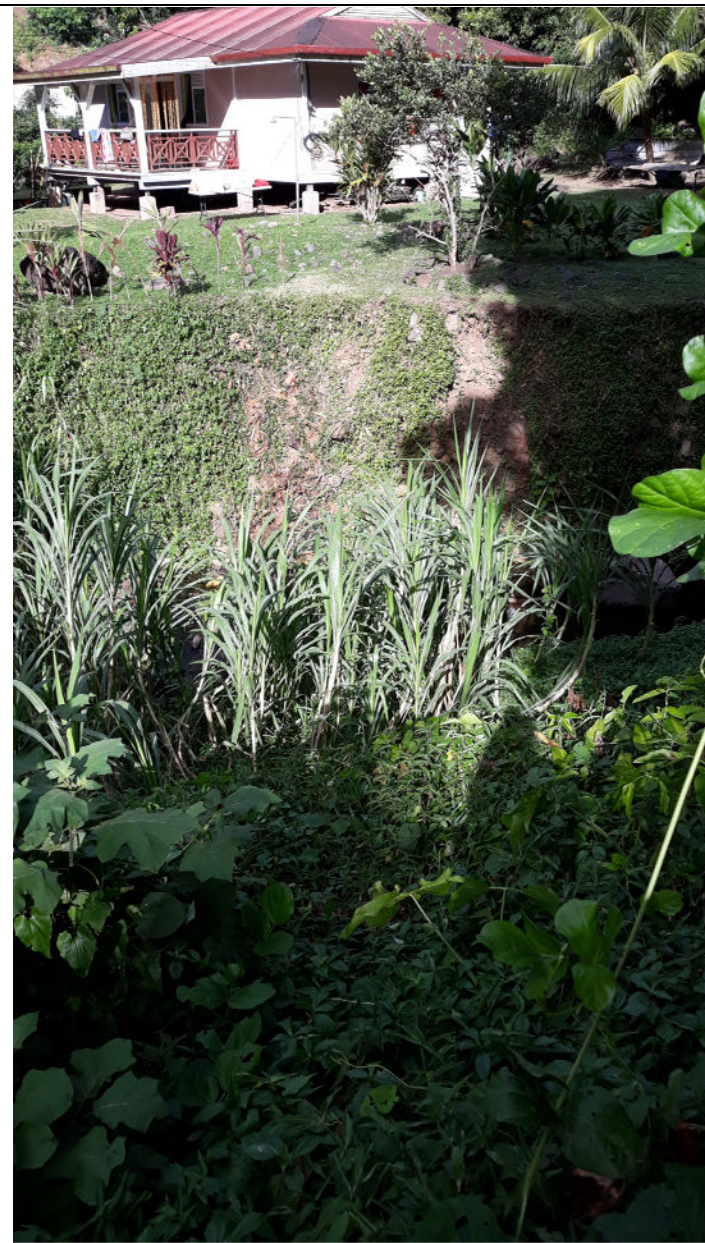


Une passerelle est implantée sur ce secteur amont de façon à franchir le cours d'eau pour accéder aux habitations amont.

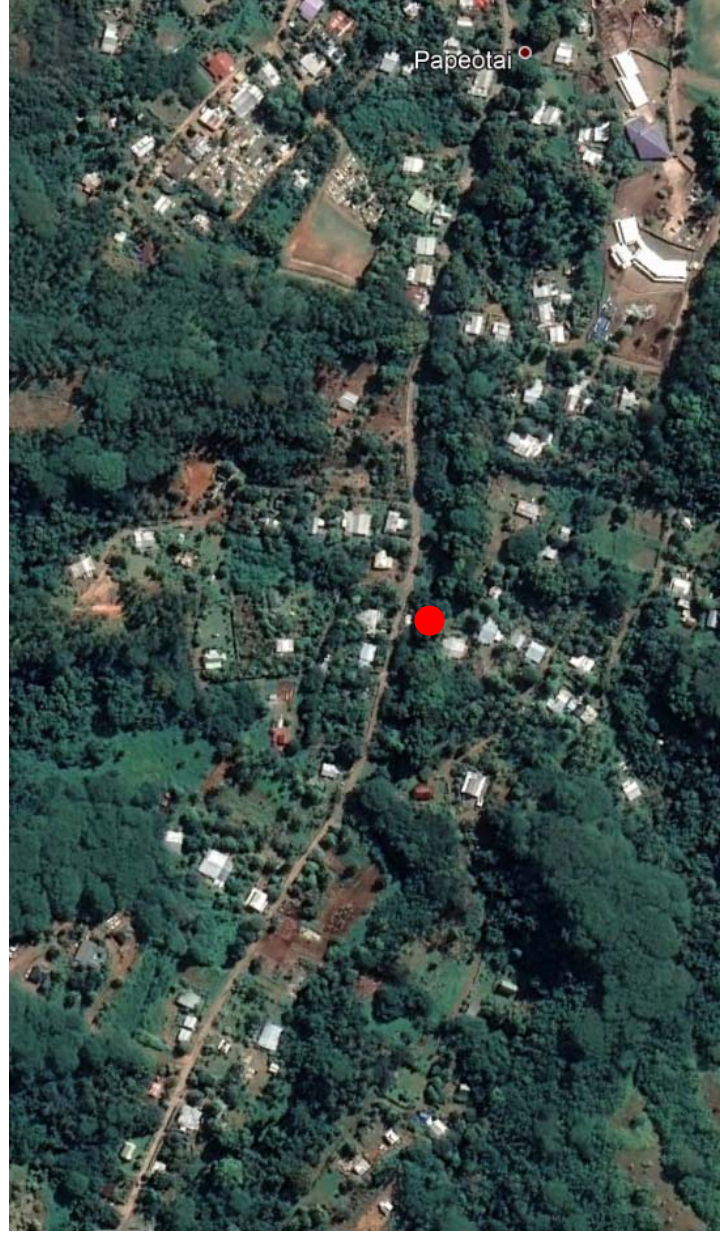
Celle-ci est constituée d'une poutrelle métallique et d'un platelage bois.



Le lit mineur sur toute la partie amont et centrale du cours d'eau est très encombré avec une végétation abondante.

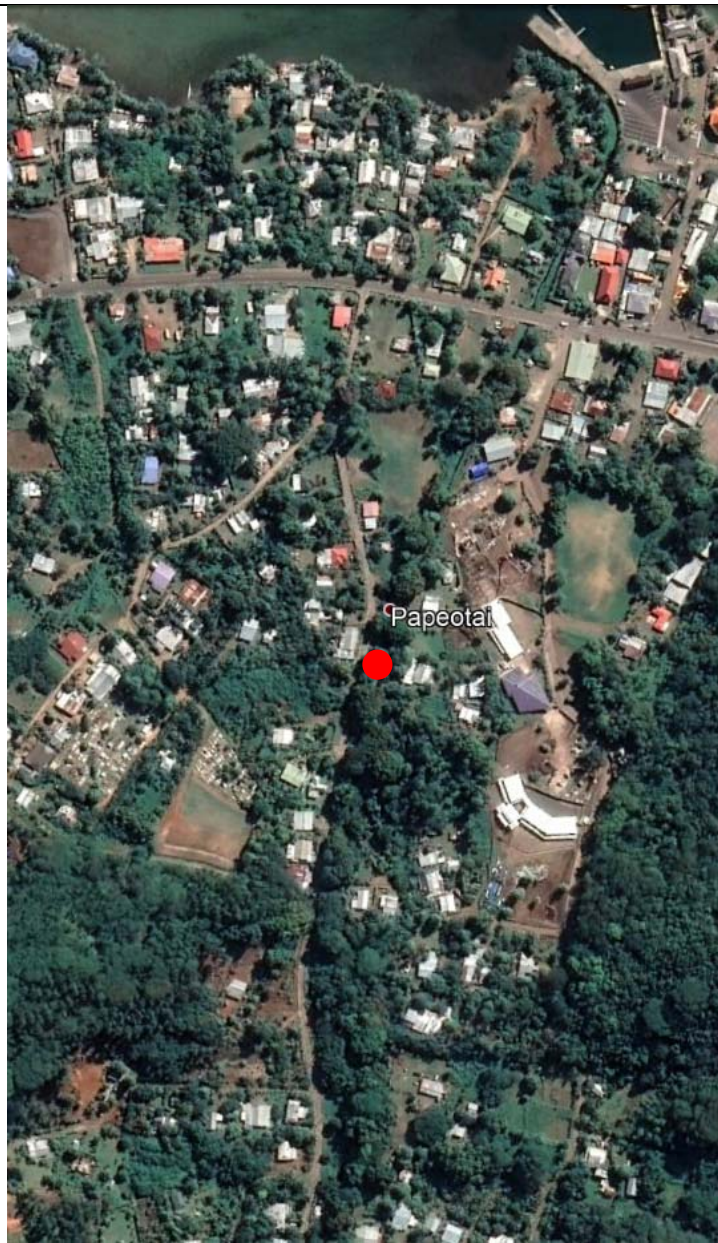


Certains tronçons de berges sont entretenus avec une végétation maîtrisée mais ce cas de figure constitue une exception puisque la majorité de la végétation dans le lit amont n'est pas entretenue.



Le Lit présente quelques traces d'anciens enrochements au droit de ce qui devait être un ancien ouvrage de traversée du cours d'eau.

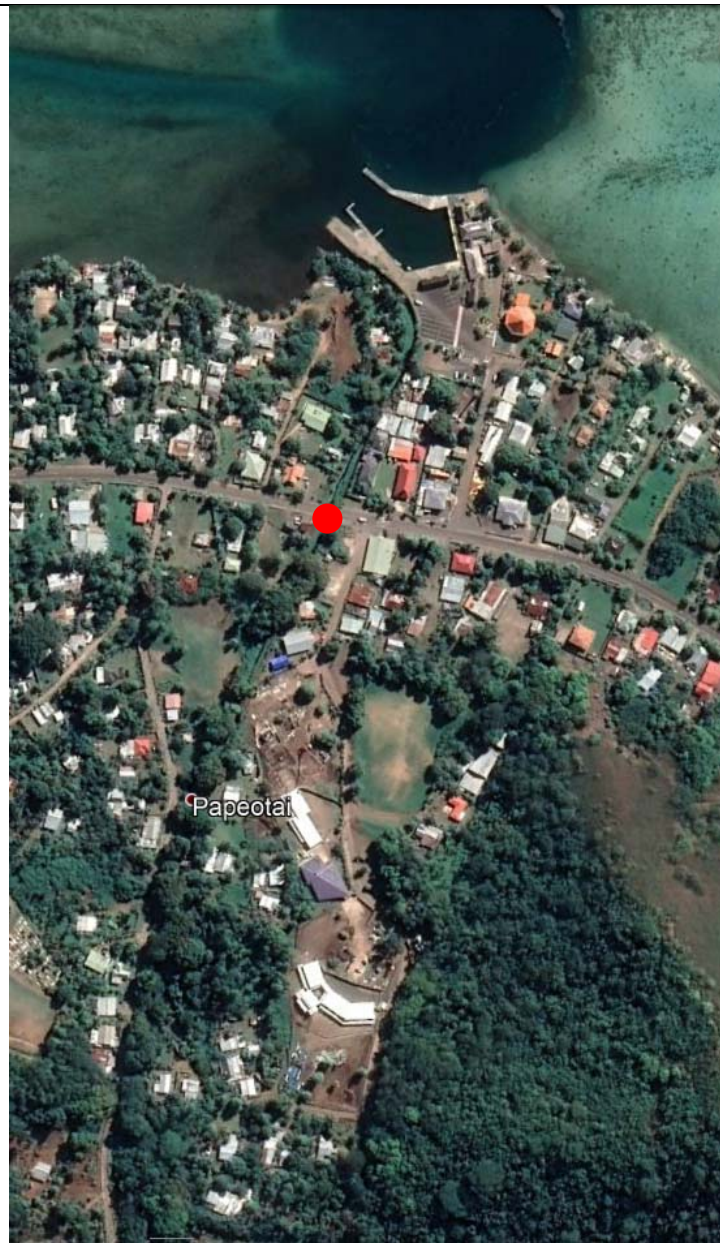
La végétation a envahie les berges depuis.



Une deuxième passerelle est implantée en aval.

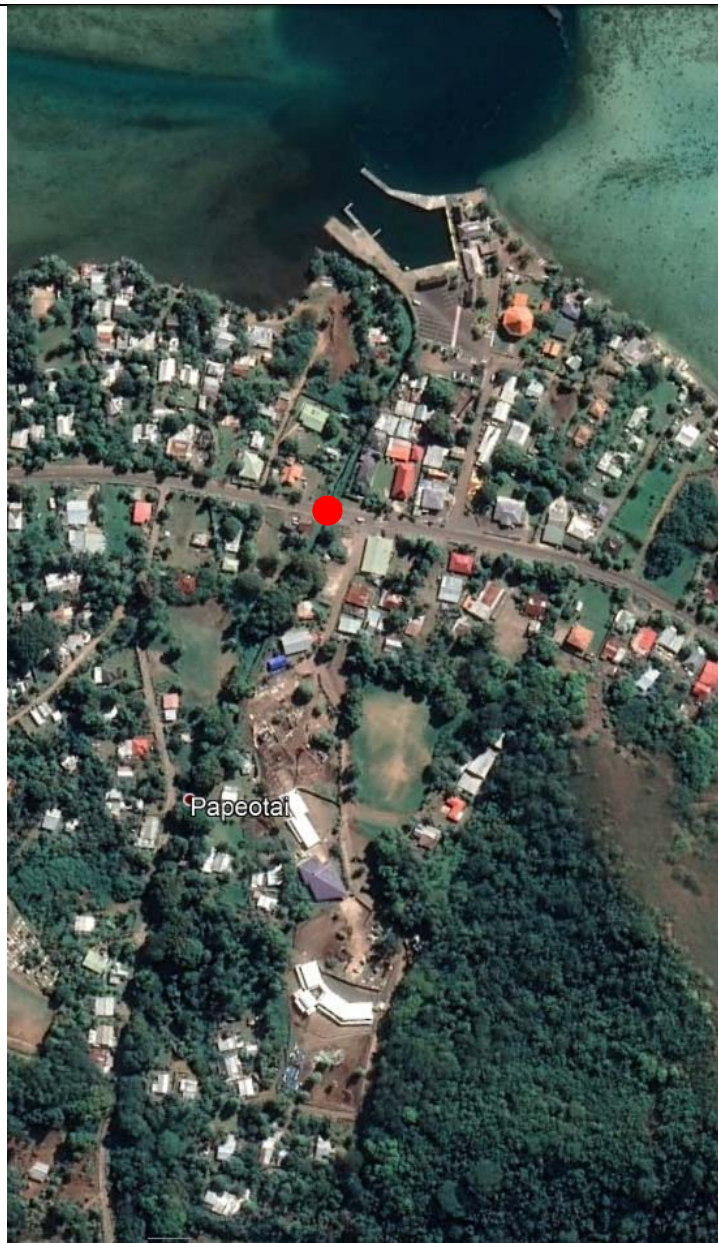
Celle-ci est constituée d'une poutrelle métallique et d'un tablier béton.

Les berges du lit mineur en aval et en amont de cet ouvrages sont basses avec des habitations à proximité immédiate du cours d'eau.



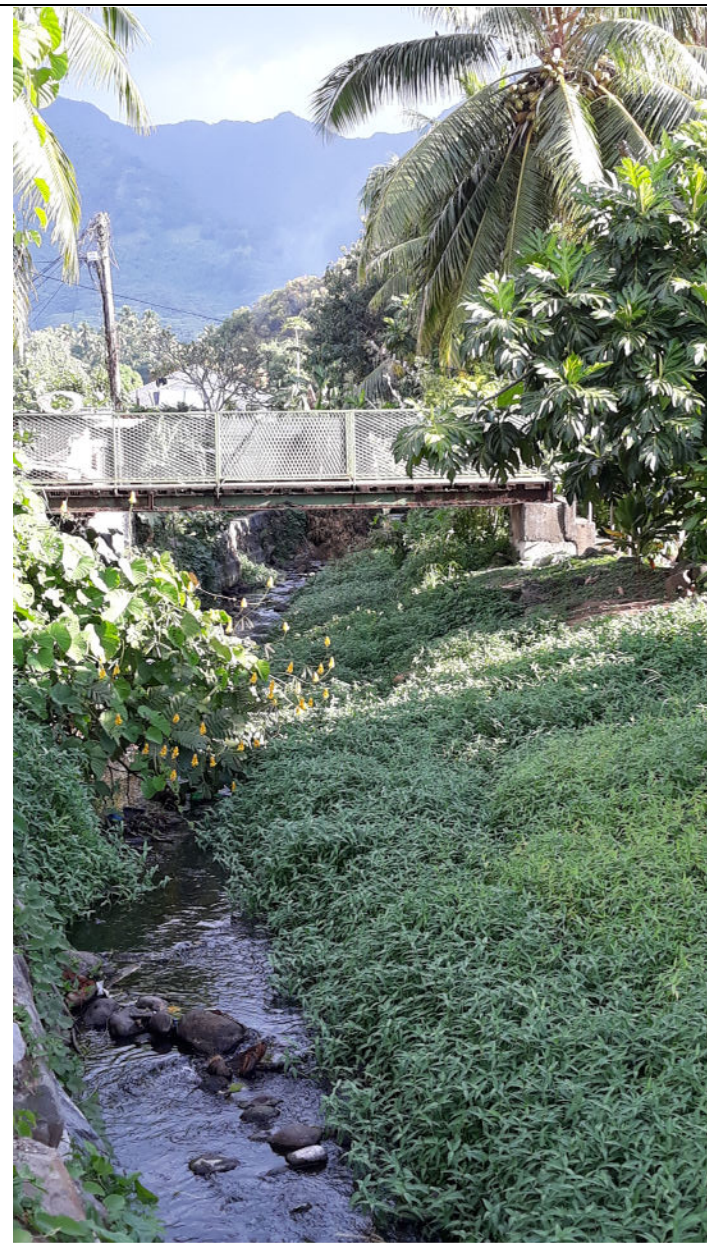
Le pont de la route de ceinture aval est de capacité restreinte. La route de ceinture est en remblai par rapport au terrain naturel amont.

Des problèmes d'inondation ont été signalés par les riverains sur toute la zone aval, notamment en amont de la route de ceinture.



En aval immédiat de la route de ceinture, le lit mineur est restreint avec des murs de protection des habitations de chaque côté du lit vif.

Le fond du lit reste naturel.

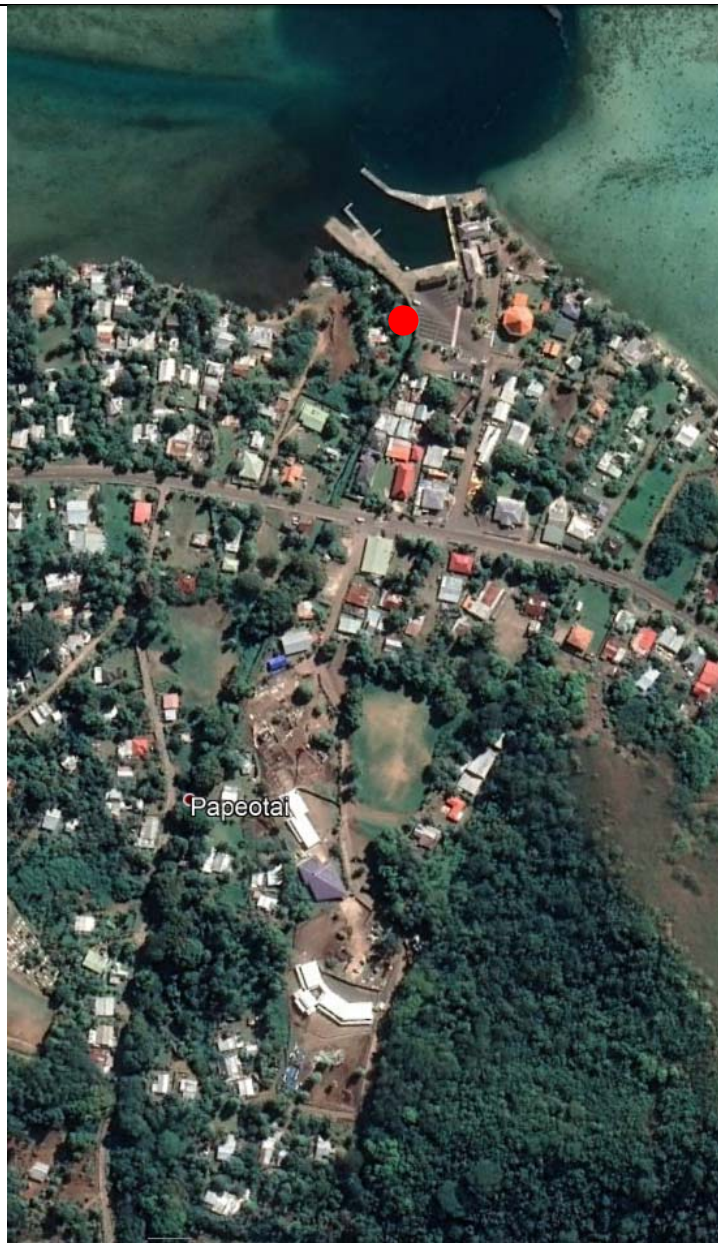


Une passerelle piétonne est implantée en aval.

Le lit mineur au droit de celle-ci est relativement bien entretenu.

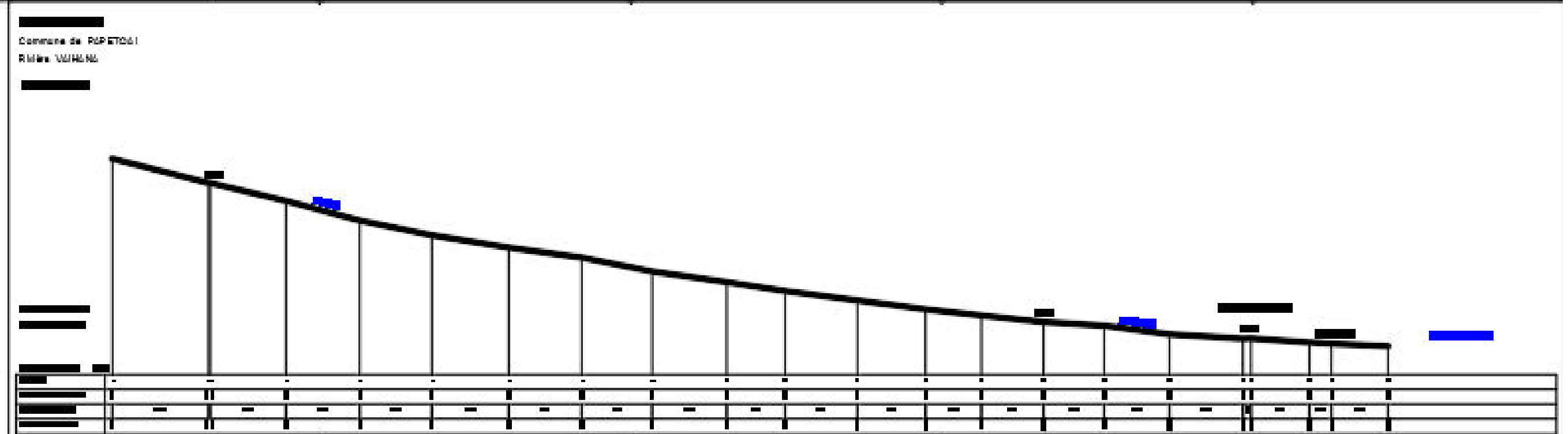
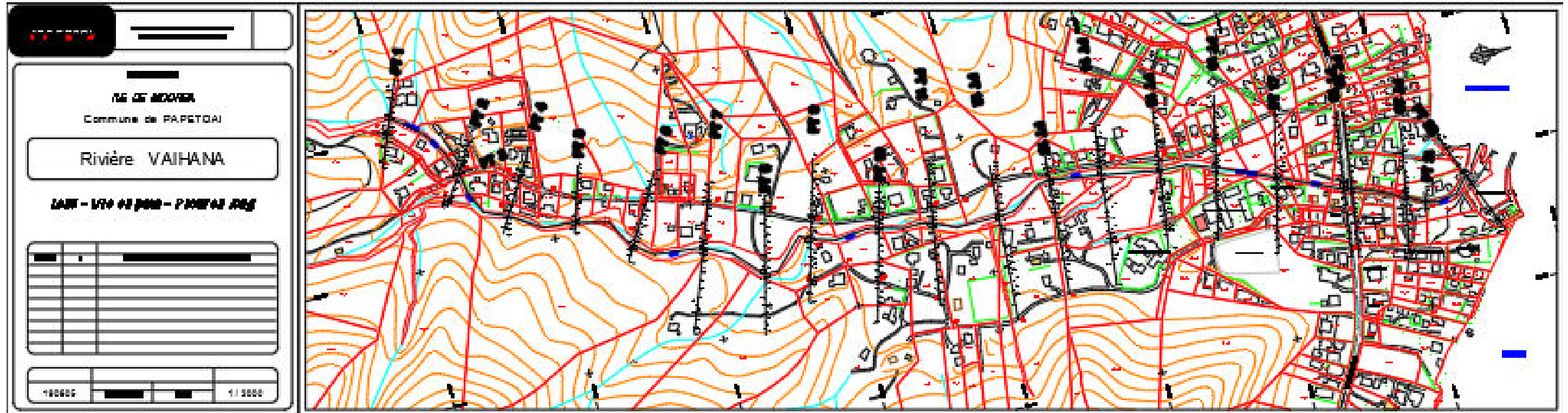
Des riverains nous ont signalé au moins 1m d'eau en lit majeur sur ce secteur aval.





L'aval du lit est chenalisé avec des protections de berges permettant d'éviter l'érosion du fait de la houle.

Cette reconnaissance de terrain a également permis de définir les besoins topographiques sur la zone d'étude pour la réalisation du modèle hydraulique :



## 2.2 - Recueil de données

En complément de cette campagne de terrain et des levés topographiques, un recueil de données a été effectué auprès du GEGDP.

Le GEGDP répertorie toutes les informations pluviométriques et hydrométriques enregistrées sur le secteur.

Aucune donnée n'est disponible sur cette partie de l'île de Moorea.

La bibliographie disponible concernant l'hydrologie sur le secteur de Moorea est la suivante :

- Évaluation des maximums de crues connues à Raiatea et Moorea – J. Danloux - Juillet 2003
- Assistance technique pour l'évaluation et la cartographie de l'aléa inondation en Polynésie française – Compte rendu de mission de P. Stollsteiner

Ces éléments ont été analysés et utilisés dans le cadre de l'analyse hydrologique.

## 3 - ANALYSE HYDROLOGIQUE

### 3.1 - Plus fort événement vécu

Les crues les plus importantes signalées sur Moorea ces dernières années sont celles de :

- Décembre 1991 (source étude Danloux de 2003)
- Décembre 1998

Nous ne disposons pas de témoignages sur ces crues.

### 3.2 - Débits de projet

#### 3.2.1 - Méthodologie retenue

La méthode de calcul des débits de projet de la Vaihana est donnée dans la note méthodologique de Stollsteiner.

La Vaihana n'est pas équipée de station hydrométrique. Une analyse statistique des débits de la Vaihana (méthode utilisée pour l'île de Tahiti) n'est donc pas possible.

De plus, les données hydrométriques disponibles sur Moorea ne permettent pas d'envisager un transfert vers le bassin versant étudié en raison des courtes durées d'observations et de la non représentativité des bassins versants jaugés par rapport au bassin versant étudié.

L'exploitation de données pluviométriques est donc utilisée pour le calcul des débits de projet.

Nous ne disposons pas d'enregistrements pluviométriques précis sur la zone de Papeotai. Les données disponibles sont issues d'une station éloignée (non représentatif de la pluviométrie locale). De plus, les durées d'observations de ce poste ne sont pas suffisamment longues pour pouvoir envisager une analyse statistique fiable.

Ce sont les données associées aux postes pluviographiques les plus proches et présentant les durées d'observations les plus longues qui sont retenues.

Il est proposé de retenir notamment le poste de FAAA, dont les hauteurs précipitées remarquables en mm sont présentées dans le tableau ci-dessous :

LEGENDE 1 – HAUTEURS PRECIPITEES EN MM EN FONCTION DE LA DUREE ET DE LA PERIODE DE RETOUR AU POSTE DE FAA'A

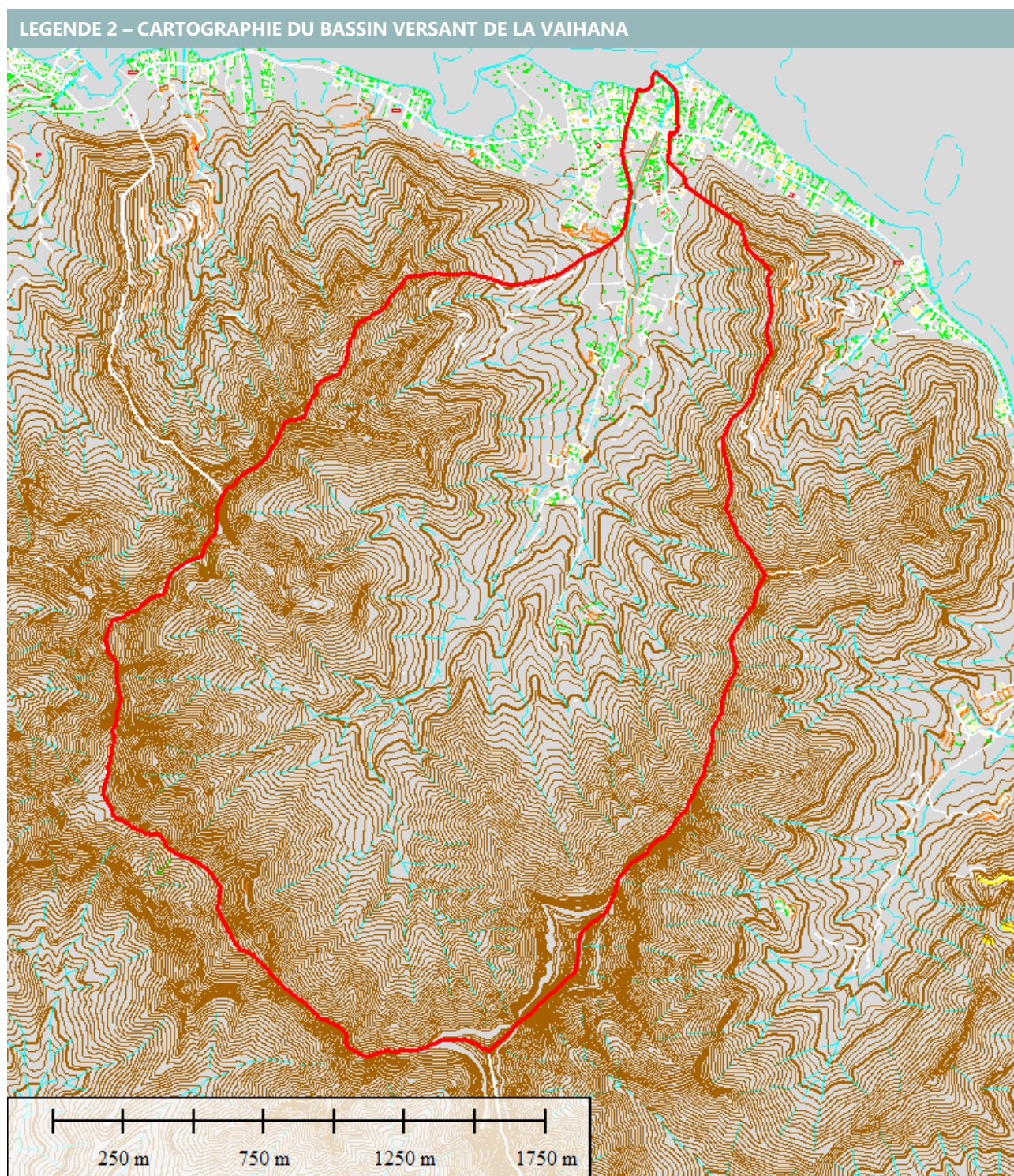
Durée	PERIODE DE RETOUR EN ANNEES						
	1	2	5	10	20	50	100
15 min	25.4	27.5	33.9	38.2	42.3	47.6	51.6
30 min	34.1	36.8	45.3	51	56.4	63.4	68.6
60 min	43.5	47.2	58.5	66	73.2	82.5	89.5
2 h	56.6	61.7	77.6	88.1	98.2	111.2	121
24 h	132.1	145.6	187.4	215.1	241.7	276.1	301.8

La méthode utilisée est issue de l'étude "Assistance technique pour l'évaluation et la cartographie de l'aléa inondation en Polynésie Française" réalisée par P. Stollsteiner.

Les préconisations de P. Stollsteiner sont d'utiliser une relation pluie-débit lorsque aucun ajustement statistique n'est possible.

### 3.2.2 - Caractéristique du bassin versant

Le bassin versant global de la Vaihana est représenté sur la figure ci-dessous :



Les caractéristiques de ce bassin versant sont les suivantes :

	BV VAIHANA
Surface en km <sup>2</sup>	4.79
Longueur en km	4.16
Pente pondérée en m/m	0.068

### 3.2.3 - Détermination des débits de projet

#### 3.2.3.1 - Débit décennal

Le débit décennal est calculé par application de la méthode rationnelle :

$$Q = \frac{C \times I(t_c, T) \times S}{3.6}$$

Avec :

- ▶ C : coefficient de ruissellement du bassin versant
- ▶ I(t<sub>c</sub>, T) : intensité en mm/h de la pluie de durée égale au temps de concentration du bassin versant pour la période de retour étudiée
- ▶ S : surface en km<sup>2</sup>

Le temps de concentration du bassin versant a été calculé selon deux méthodes :

■ Méthode de Kirpich :

$$t_c = 0.0195 \times \left( \frac{L}{\sqrt{p}} \right)^{0.77}$$

Avec :\*

- ▶ t<sub>c</sub> : temps de concentration en min
- ▶ L : longueur du bassin versant en m
- ▶ p : pente moyenne en m/m

Avec cette méthode de calcul :

	BV VAIHANA
Longueur en km	4.16
Pente pondérée en m/m	0.068
Temps de concentration en min	34

■ Par évaluation du temps de propagation de la crue :

Il s'agit de découper le bassin versant global en sous bassins versants de pente homogène (voir figure page suivante) et de calculer pas à pas le temps de concentration global.

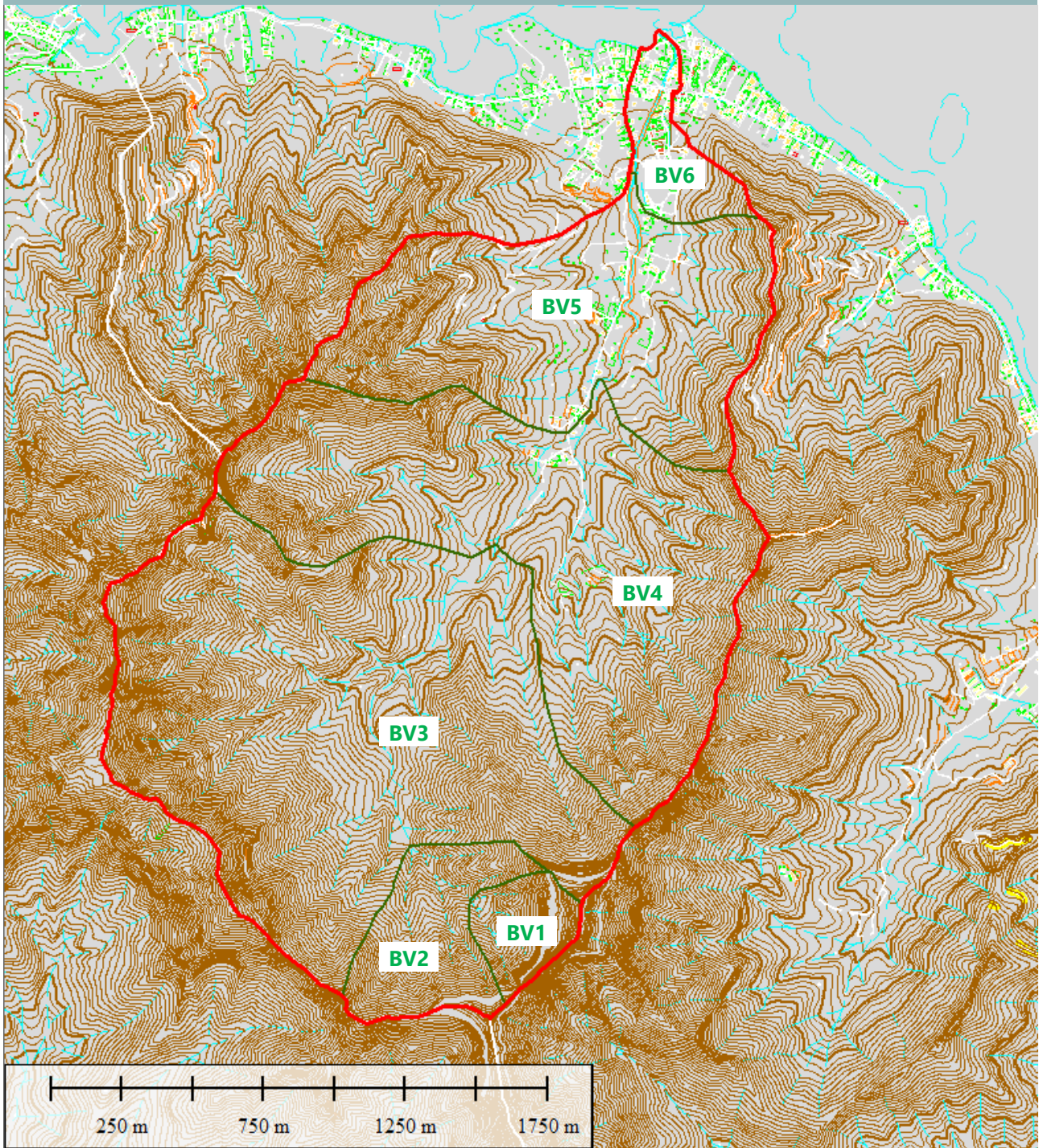
■ Le temps de concentration du bassin versant amont est calculé avec la formule SCS :

$$t_c = \frac{5.48 \times (n \times L)^{0.8}}{\sqrt{P_2} \times p^{0.4}}$$

Avec :

- ▶ t<sub>c</sub> : temps de concentration en min
- ▶ n : coefficient de Manning
- ▶ L : longueur du bassin versant en m
- ▶ P<sub>2</sub> : précipitation en mm sur 24 heures de période de retour 2 ans
- ▶ p : pente moyenne en m/m

### LEGENDE 3 – DECOUPAGE EN SOUS BASSINS VERSANTS



- Ce résultat permet de calculer par la méthode rationnelle le débit décennal généré par le bassin versant amont. A partir du débit, on obtient par la formule de Manning Strickler la vitesse d'écoulement des eaux le long du sous bassin versant suivant :

$$v = K \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{p}$$

Avec

- ▶  $v$  : vitesse d'écoulement en m/s
- ▶  $k$  : coefficient de Strickler
- ▶  $R_h$  : rayon hydraulique en m
- ▶  $p$  : pente moyenne en m/m

- La vitesse d'écoulement permet de calculer le temps de propagation des eaux le long du sous bassin versant et ainsi, le débit généré par les sous-bassins versants cumulés.

Les étapes et résultats de cette méthode de calcul sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

BV	Surface en km <sup>2</sup>	Longueur en km	Pente	Surface cumulée (BV+ BV précédents)	Vitesse d'écoulement moyenne en m/s	Temps de concentration du sous BV en min	Temps de concentration total en min	Q <sub>10</sub> des sous BV cumulés en m <sup>3</sup> /s
BV1	0.12	0.392	1.018	0.12		6	6	2
BV2	0.26	0.298	0.369	0.38	3.3	2	8	6
BV3	1.88	1.334	0.127	2.25	2.8	8	16	38
BV4	1.40	0.745	0.067	3.65	3.5	3	19	54
BV5	0.99	0.837	0.036	4.64	3.2	4	23	61
BV6	0.15	0.55	0.018	4.79	2.6	4	27	58
<b>BV TOTAL</b>	4.79	4.16	0.068	4.79			27	58

Le temps de concentration retenu est de **30 minutes** (la moyenne entre les deux temps de concentrations calculés qui sont de même ordre de grandeur) pour chacun des bassins versants amont. Pour un coefficient de ruissellement de 0.4 (issu de l'étude Stollsteiner), le débit décennal est de **54 m<sup>3</sup>/s**.

### 3.2.3.2 - Débit centennal

Le débit centennal est ensuite calculé par la méthode du Gradex :

$$Q_{100} = Q_{10} + \frac{(I(t_c,100) - I(t_c,10)) \times S}{3.6}$$

Avec :

- ▶  $I(t_c, T)$  : intensité en mm/h de la pluie de durée égale au temps de concentration du bassin versant pour la période de retour étudiée
- ▶  $S$  : surface en km<sup>2</sup>

### 3.2.3.3 - Débit cinquantennal

Le débit de période de retour 50 ans est calculé à partir de la méthode rationnelle.

Le coefficient de ruissellement retenu correspond à la moyenne entre le coefficient de ruissellement décennal et le coefficient de ruissellement équivalent centennal.



### 3.2.3.4 - Synthèse des débits de projet retenu

BV	VAIHANA
Surface	4.79 km <sup>2</sup>
Longueur	4.16 km
Pente	0.068
Temps de concentration retenu	30 min
C10	0.4
C50	0.48
Q <sub>10</sub>	54 m <sup>3</sup> /s
Q <sub>50</sub>	80 m <sup>3</sup> /s
Q <sub>100</sub>	<b>101 m<sup>3</sup>/s</b>
Q <sub>100</sub> spécifique	21.1 m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>

### 3.2.4 - Construction des hydrogrammes

L'utilisation d'un logiciel de transformation Pluie - Débit permet d'obtenir un hydrogramme à partir d'une pluie de projet.

Pour cette étude, le module hydrologique du logiciel INOWORKS ICM développé par Wallingford, a été mis en œuvre.

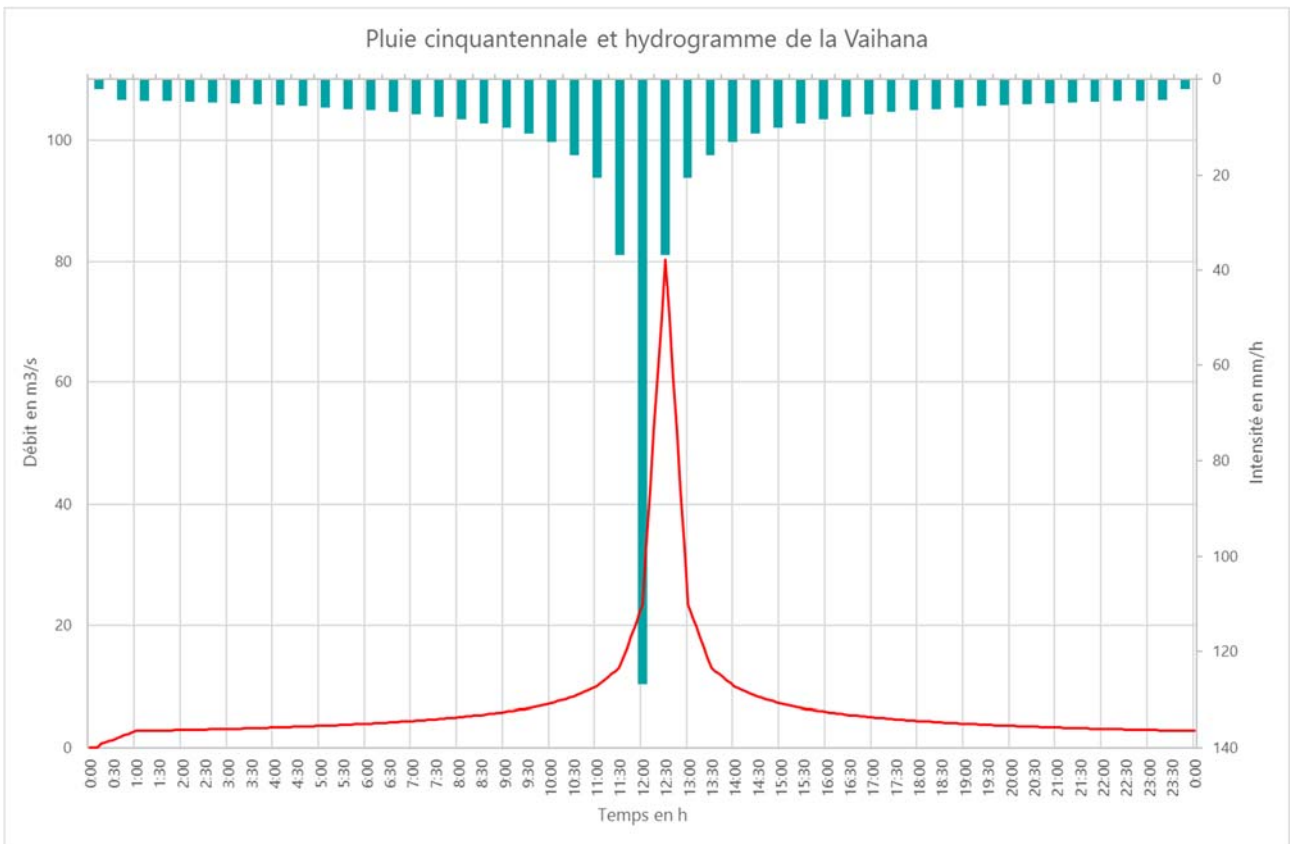
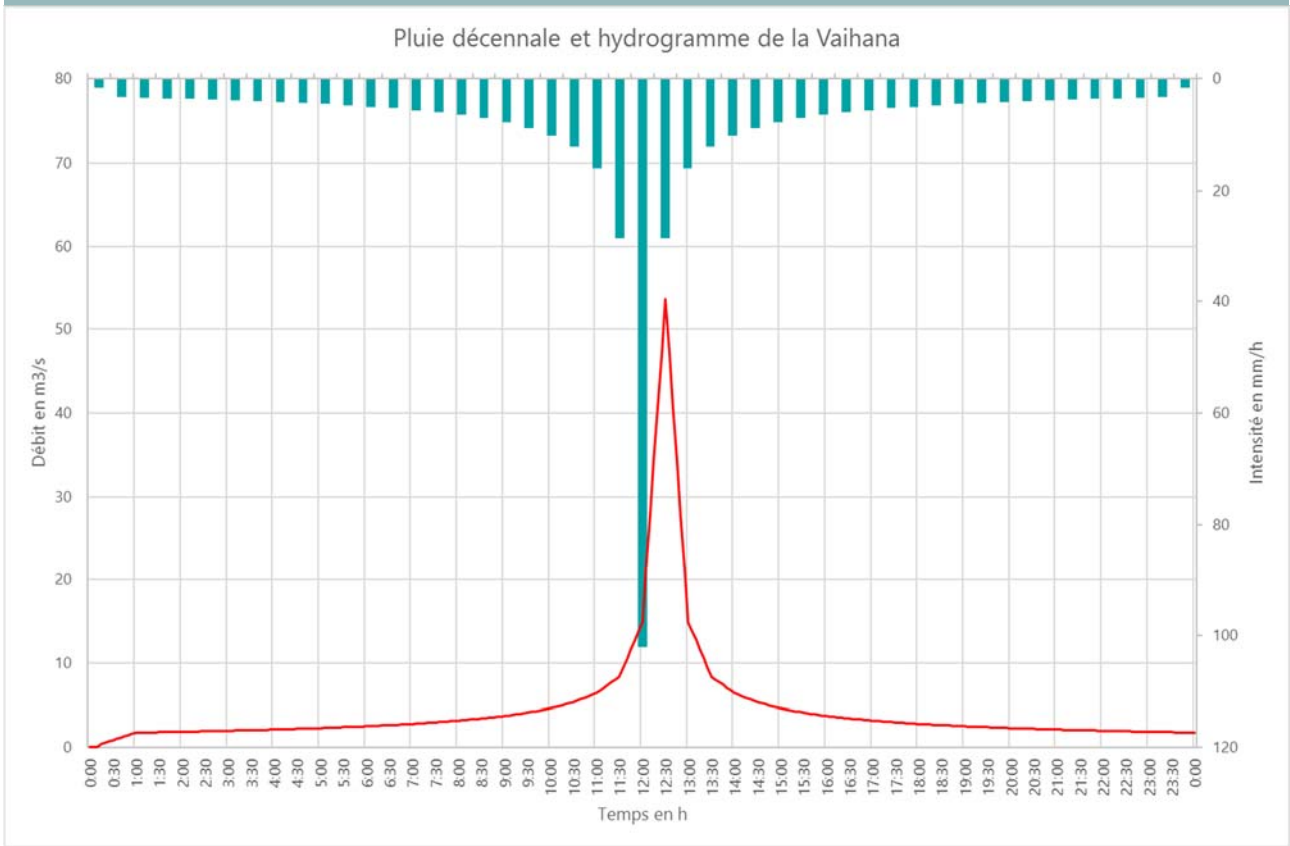
Des pluies de Kiefer de période de retour 10, 50 et 100 ans ont été construites, elles sont données page suivante.

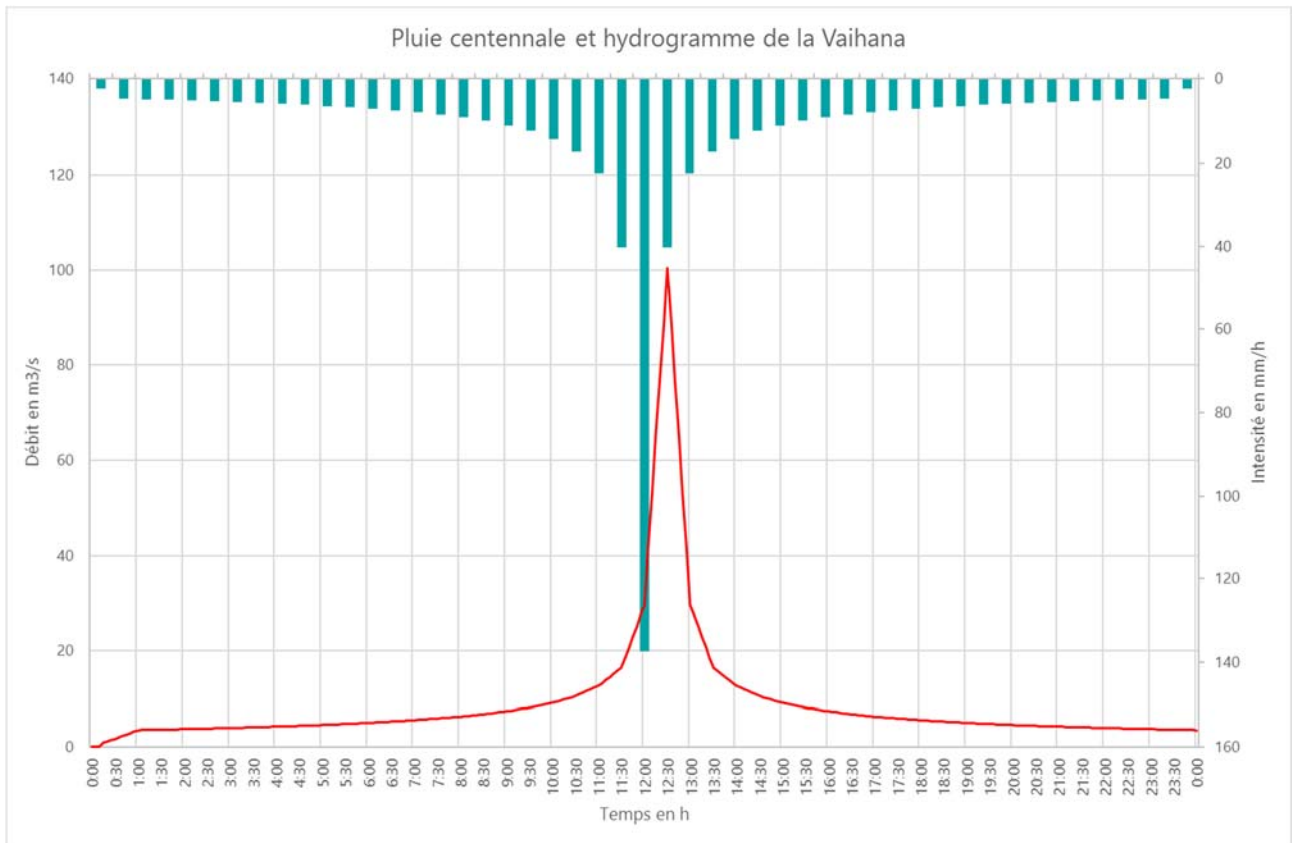
Les caractéristiques de ces pluies sont les suivantes :

- Durée : 24 heures
- Période intense d'une durée de 30 min (égal au temps de concentration du bassin versant)

Les hydrogrammes issus de cette modélisation pluie-débit sont présentés page suivante.

LEGENDE 4 – PLUIES DE PROJET ET HYDROGRAMMES DE LA VAIHANA





## 4 - CONSTRUCTION DU MODELE HYDRAULIQUE

Le modèle hydraulique et hydrologique bidimensionnel a été construit à l'aide du logiciel INFOWORKS ICM.

Ce logiciel a l'avantage de combiner :

- Un module hydrologique permettant de transformer la pluie en débit
- Un module hydraulique couplant modélisation 1D et 2D

### 4.1 - Présentation du logiciel

La modélisation 1D – 2D est réalisée à l'aide de la suite logicielle INFOWORK ICM sur le secteur étudié.

Ce logiciel développé par HR WALLINGFORD SOFTWARE est commercialisé en France par la société GEOMOD. Cette suite logicielle bénéficie des dernières évolutions cartographiques (intégration d'outils SIG) et présente donc une convivialité très supérieure pour la construction du modèle, et pour l'exploitation graphique des résultats.

Le module hydrologique permet de modéliser le bassin versant de la Vaihana et de connaître les débits générés pour les pluies de projet par une transformation pluie-débit.

Les débits résultants sont ensuite directement injectés dans le modèle hydraulique 1D-2D.

L'autre intérêt de ce logiciel est qu'il permet de coupler des zones en 1D et en 2D.

Un module 2D a été développé par HR WALLINGFORD, permettant de modéliser les écoulements de surface complexes en zones inondables par un maillage bidimensionnel. La zone inondable est alors représentée par des mailles triangulaires. Les hauteurs d'eau et vitesses sont calculées localement en chaque point du maillage.

La modélisation 2D se justifie pour représenter finement les écoulements bidimensionnels à surface libre, et permet de calculer précisément le fonctionnement sur les secteurs particuliers (zones urbaines, digues, ...).

Le module 2D utilise le principe de discrétisation de la zone inondable sous forme de mailles triangulaires et résout les équations de St Venant pour la hauteur et la vitesse en deux dimensions. La surface à modéliser est discrétisée en un maillage triangulaire. Le MNT doit être utilisé pour la création du maillage. Des zones de vides, des lignes de contrainte et des murs peuvent être inclus dans le maillage.

L'intérêt du logiciel utilisé INFOWORKS ICM 2D est qu'il permet en outre de coupler la modélisation à surface libre 2D dans le lit majeur avec une modélisation 1D de cours d'eau permettant de représenter correctement la bathymétrie des cours d'eau (sans simplification topographique lié à la limitation du nombre de mailles 2D) et les ouvrages en charge.

Dans ce cas, toutes les lois d'hydraulique classiques sont modélisables en fonction du type d'ouvrage et de son fonctionnement (lois d'orifice, lois de Bernoulli, lois de seuils, siphons, vannes mobiles...).

L'intérêt du logiciel INFOWORKS réside dans ses possibilités d'adaptation aux écoulements à modéliser, du plus simple au plus complexe.

Le modèle, en couplage 1D/2D permet de représenter les écoulements, les ouvrages de franchissements, et les aménagements connexes (digues, seuils, bras morts ...).

#### ■ Modélisations 1D

En effet, il permet de représenter les écoulements simples par des profils en travers (modélisation 1D représentant sans simplification la bathymétrie), qui peuvent être maillés (dans le cas de bras de dérivation, ou de lit majeur actif).

Les surverses sur digues et ou berges sont représentées par des lois de seuils.

Les ouvrages sont modélisés en fonction de leurs caractéristiques par différentes lois : de type Bradley pour les ouvrages à surface libre, de type lois de seuil ou d'orifice pour les ouvrages en charge.

#### ■ Modélisations 2D

Les lits majeurs avec des écoulements plus complexes peuvent être représentés par le module bidimensionnel du logiciel. Dans ce cas, le maillage du lit majeur est beaucoup plus dense et adapté aux contraintes du terrain. Le lit mineur reste modélisé en 1D (pour une meilleure discrétisation de la bathymétrie).

Le maillage 2D est construit pour prendre en compte les particularités des écoulements en se basant sur des lignes topographiques structurantes appelées « lignes de contraintes » (obstacles, remblais, ouvrages, discontinuités topographiques...).

## 4.2 - Construction du modèle

Les levés topographiques réalisés par le cabinet de géomètre WILD dans le cadre de cette prestation ont été utilisés pour la construction du modèle hydraulique 2D., comprennent :

- Le levé de 22 profils en travers réalisés en juillet et août 2019 réalisés par le cabinet de géomètre WILD dans le cadre de cette prestation
- Le levé des ouvrages hydrauliques
- Le LIDAR du SHOM datant de 2015 de précision 1m
- La restitution photogrammétrique au 1/5000 du lit majeur réalisée à partir de photos aériennes (fournie par le Service de l'Urbanisme) – précision altimétrique de 50 cm

## 4.3 - Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- L'hydrogramme amont généré par le bassin versant
- Une cote marine en aval variant entre 0 et 1 m NGT

#### 4.4 - Calage des paramètres du modèle hydraulique

Aucune donnée de calage n'a pu être collectée sur le secteur d'étude.

Les paramètres de calage sont les suivants :

- Les coefficients de Strickler
- Les coefficients de perte de charge au droit des ouvrages couverts

Le calage a été réalisé à partir des observations de terrain et des paramètres couramment utilisés en fonction de la nature du lit ou de l'occupation du sol :

- Coefficient de Strickler en lit mineur sur la partie amont (forte pente) : 15
- Coefficient de Strickler en lit mineur sur la partie aval (faible pente) : 20
- Coefficient de Strickler en lit majeur : 10

## 5 - DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE EN ETAT ACTUEL

Une fois le modèle construit, différentes crues de projet ont été simulées :

- Crue décennale avec un niveau marin de 0 m NGT
- Crue cinquantennale avec un niveau marin de 0.5 m NGT
- Crue centennale avec un niveau marin de 1 m NGT
- Crue centennale avec prise en compte d'hypothèses d'embâcles et un niveau marin de 1 m NGT

Pour le scénario avec embâcles, les hypothèses suivantes ont été prises en compte :

- Obstruction de la section à 50% pour les 2 passerelles amont
- Obstruction de la section à 50% pour le pont de la route de ceinture
- Pas d'obstruction de la passerelle piétonne aval : cette passerelle présente une cote sous-poutre haute et les embâcles resteront plutôt bloqués en amont, au droit du pont de la route de ceinture

L'aléa de chacune de ces crues a été cartographié selon la grille suivante :

	Vitesse inférieure à 0.5 m/s	Vitesse supérieure à 0.5 m/s
Hauteur d'eau inférieure à 0.5 m	Faible	Moyen
Hauteur d'eau entre 0.5 m et 1 m	Moyen	Fort
Hauteur d'eau supérieure à 1 m	Fort	Très fort

### 5.1 - Analyse des lignes d'eau et de la capacité du lit mineur

Les lignes d'eau obtenues sont données page suivante pour les différentes crues de projet.

Une analyse de la capacité du lit mineur a été faite au droit de chaque profil en travers.

Celle-ci ne tient pas compte de l'influence des ouvrages hydrauliques.

Le tableau ci-dessous indique le débit de début de débordement au droit de chaque profil :

**LEGENDE 5 – ANALYSE DE LA CAPACITE DU LIT MINEUR**

	<b>Débit de début de débordement en Rive Gauche</b>	<b>Débit de début de débordement en Rive Droite</b>	<b>Période de retour correspondante</b>
PT 1		8 m <sup>3</sup> /s	<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 2 et 3	70 m <sup>3</sup> /s		Entre 10 et 50 ans
PT 4		>101 m <sup>3</sup> /s	<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 5	>101 m <sup>3</sup> /s		<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 6	>101 m <sup>3</sup> /s		<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 7		>101 m <sup>3</sup> /s	<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 8	83 m <sup>3</sup> /s		Entre 50 et 100 ans
PT 9	>101 m <sup>3</sup> /s		<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 10		>101 m <sup>3</sup> /s	<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 11		>101 m <sup>3</sup> /s	<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 12		75 m <sup>3</sup> /s	Entre 10 et 50 ans
PT 13		>101 m <sup>3</sup> /s	<b>Supérieure à 100 ans</b>
PT 14	87 m <sup>3</sup> /s		Entre 50 et 100 ans
PT 15		40 m <sup>3</sup> /s	<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 16	70 m <sup>3</sup> /s		Entre 10 et 50 ans
PT 17	35 m <sup>3</sup> /s		<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 18		50 m <sup>3</sup> /s	<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 19	67 m <sup>3</sup> /s		Entre 10 et 50 ans
PT 20		13 m <sup>3</sup> /s	<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 21		15 m <sup>3</sup> /s	<b>Inférieure à 10 ans</b>
PT 22		Influence du niveau marin	<b>Supérieure à 100 ans</b>

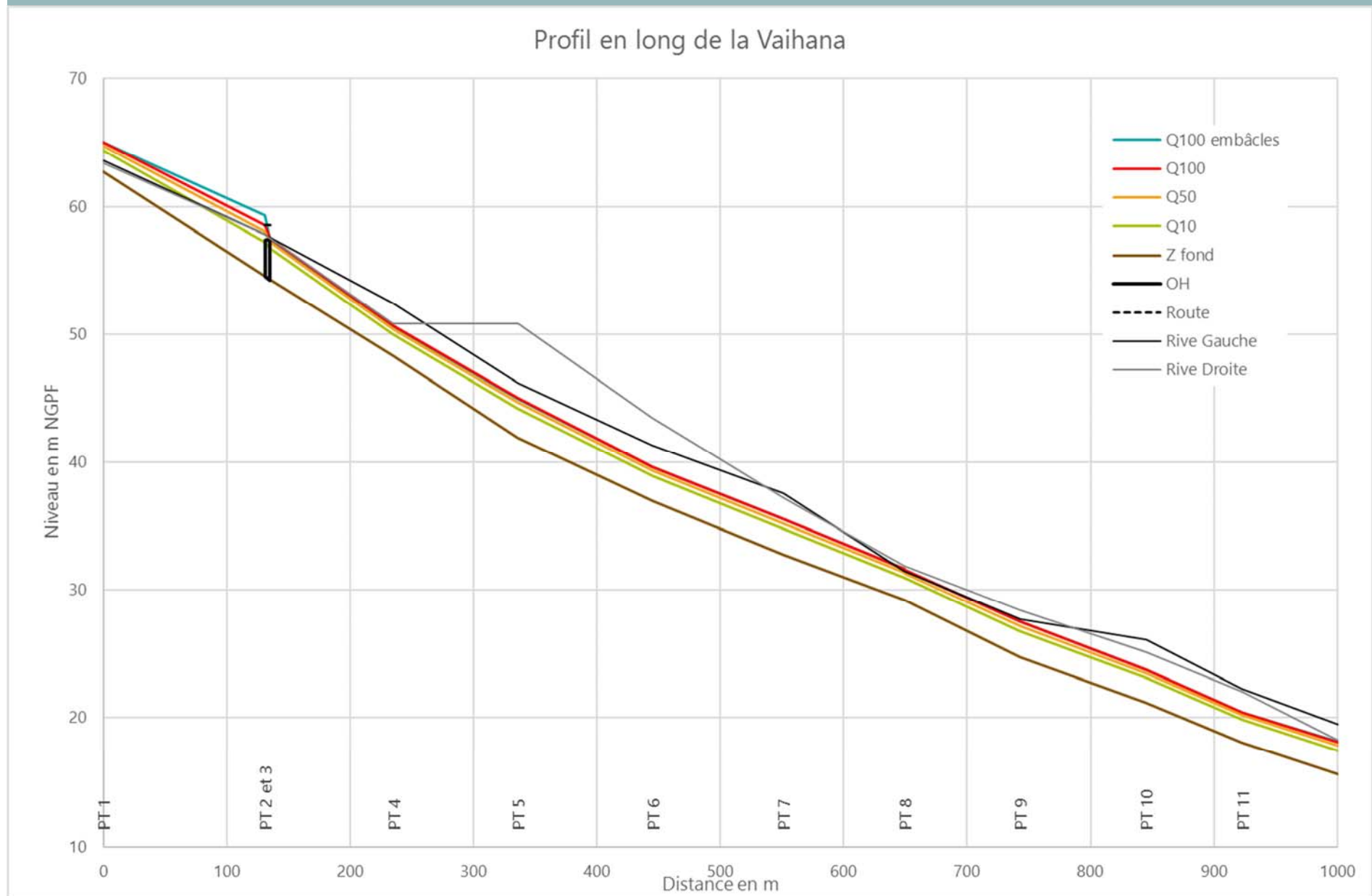
Sur la partie amont, entre le PT 1 et le PT 2 et 3, le lit mineur est de capacité inférieure à la crue cinquantennale.

La capacité du lit mineur est très faible au droit du PT1, localisé au droit d'un ancien passage à gué. Le lit mineur n'est donc pas marqué au droit de ce secteur et les débordements interviennent rapidement.

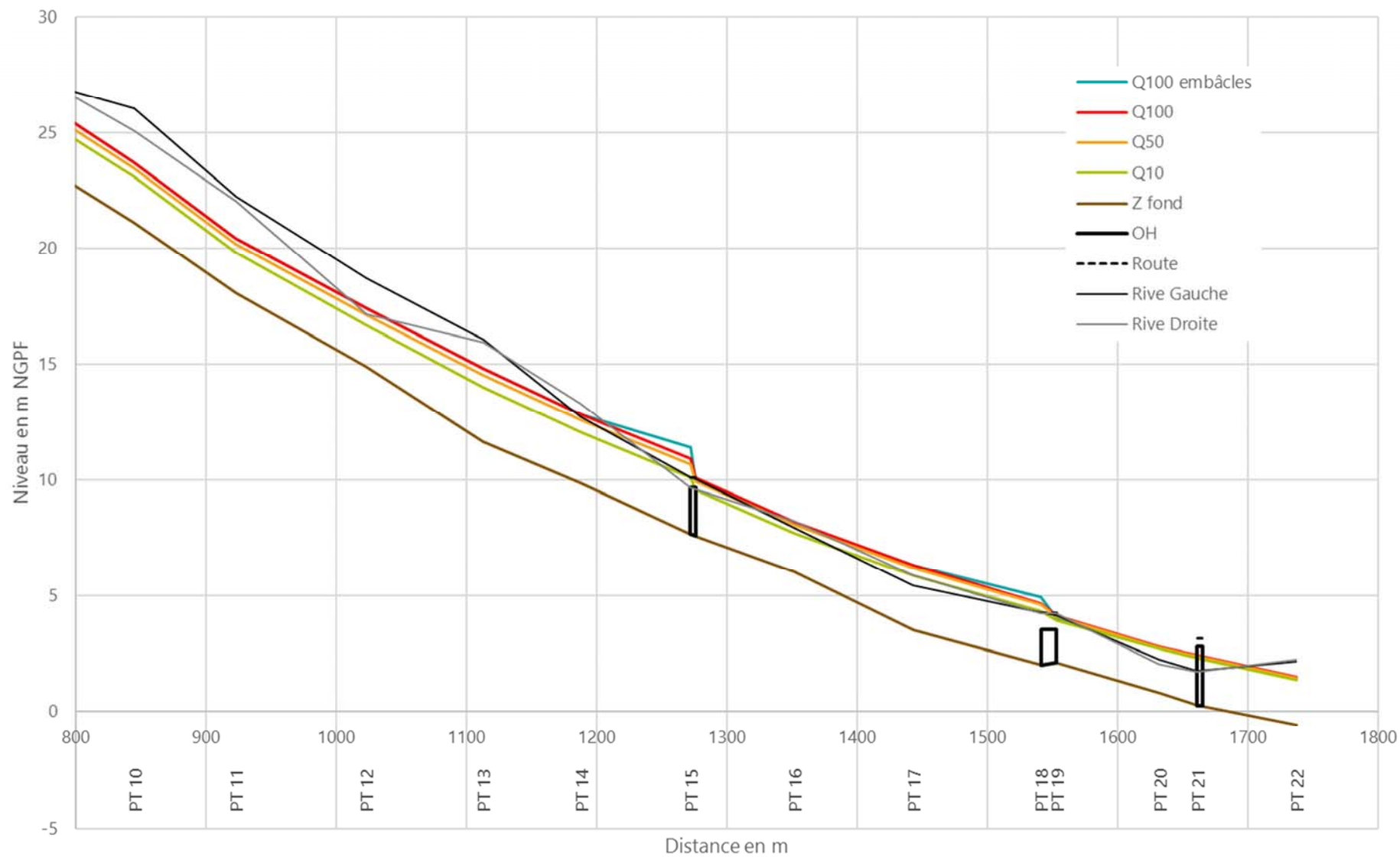
Jusqu'au PT 12, la capacité du lit mineur est supérieure à 100 ans. Elle décroît jusqu'au PT14 où elle devient inférieure à 10 ans jusqu'en aval.

Le dernier profil est influencé par le niveau marin, sa capacité dépend davantage du niveau marin que du débit amont qui ne peut transiter jusqu'en aval sans débordement.





### Profil en long de la Vaihana



## 5.2 - Analyse de la zone inondable décennale

Sur la partie, seuls des débordements en lit majeur rive droite sont observés du fait de la présence du seuil au PT 1.

Ces débordements retournent rapidement au lit mineur qui est de capacité suffisante jusqu'au PT17.

On observe quelques débordements au droit de la passerelle au PT15 du fait de berges particulièrement basses topographiquement.

La route de ceinture en aval fait obstacle aux écoulements et génère des hauteurs d'eau inférieures à 50cm.

Les débordements se propagent largement en aval avec des zones topographiquement basses qui génèrent des hauteurs pouvant être ponctuellement importantes.

## 5.3 - Analyse de la zone inondable cinquantennale

Sur la partie amont, le phénomène de débordements en rive droite se retrouve en crue cinquantennale avec des vitesses d'écoulement ponctuellement importantes.

En rive gauche, des débordements sont observés au droit de la passerelle et se propage de façon diffuse jusqu'au PT 5 où ils retournent au lit mineur.

Sur la partie aval, les débordements n'interviennent qu'à proximité de la passerelle au PT 15.

Ils se propagent en aval de manière diffuse particulièrement en rive gauche.

Les hauteurs d'eau dépassent 50 cm en rive gauche en aval de la route de ceinture en même 1m très ponctuellement.

## 5.4 - Analyse de la zone inondable centennale

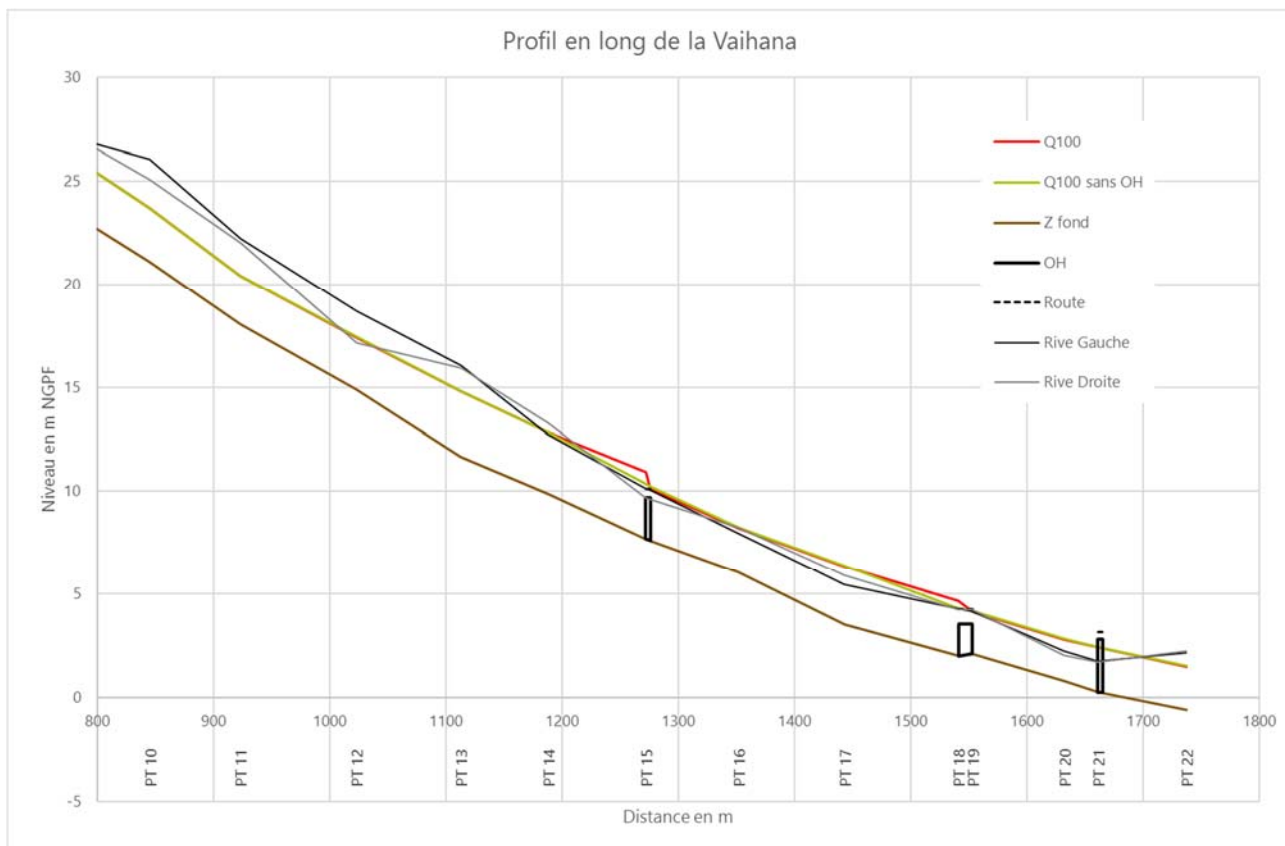
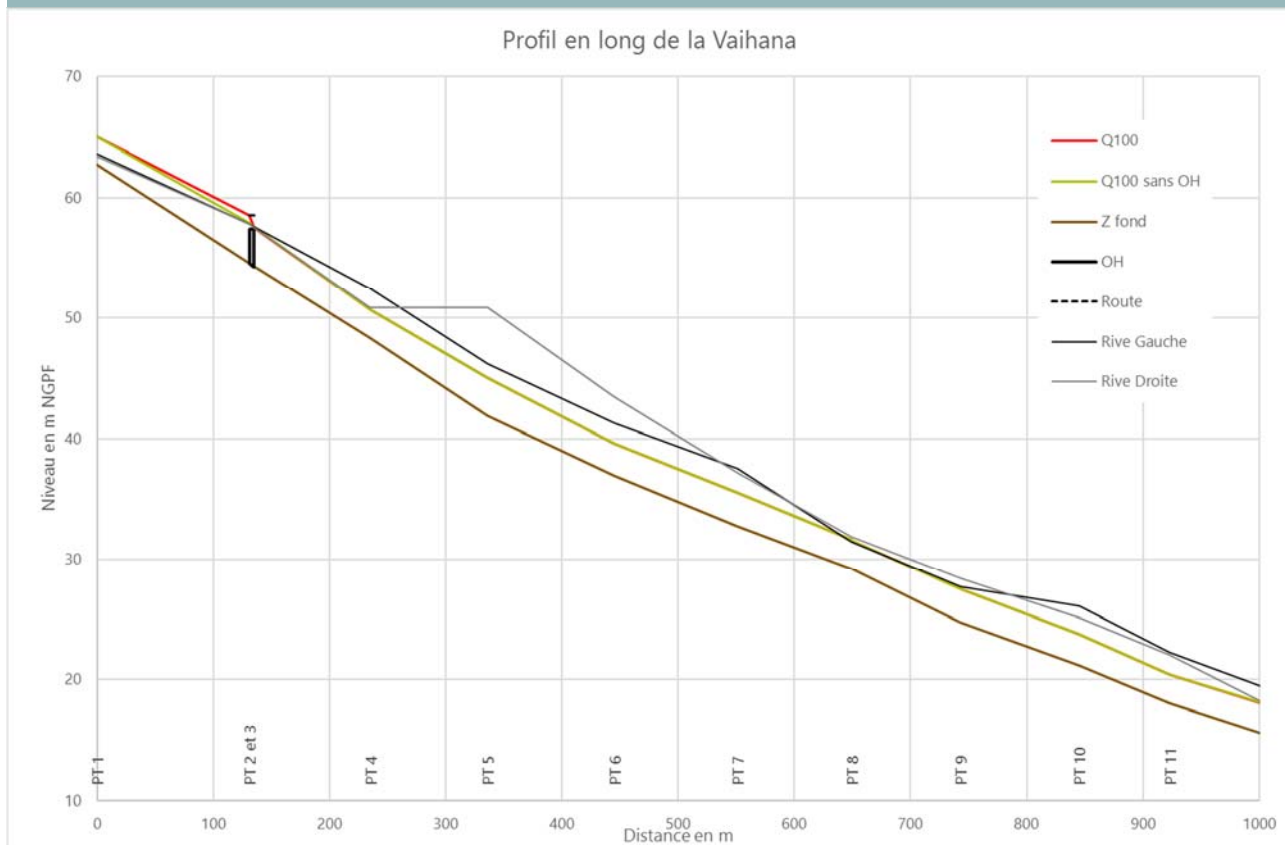
Le mécanisme d'inondation observé en crue centennale est identique à celui de la crue cinquantennale.

Les hauteurs d'eau sont plus importantes et la zone inondable s'étend plus largement en aval mais les phénomènes observés sont identiques.

De façon à analyser l'influence des ouvrages hydrauliques sur la ligne d'eau, une simulation sans prise en compte de ces ouvrages a été réalisée.

Les lignes d'eau sont données ci-dessous.

LEGENDE 7 – LIGNES D'EAU CENTENNALES AVEC ET SANS OUVRAGES



Les lignes d'eau sont différentes en amont immédiat des ouvrages mais les débordements en lit majeur sont davantage dus à une insuffisance du lit mineur qu'à la mise en charge des ouvrages.

**LEGENDE 8 – ANALYSE DES OUVRAGES DE LA VAIHANA**

	<b>Cote centennale amont en m NGPF</b>	<b>Cote fond en m NGPF</b>	<b>Cote sous poutre en m NGPF</b>	<b>Cote route ou chemin en m NGPF</b>	<b>Analyse de la mise en charge</b>	<b>Débit transitant dans l'ouvrage en Q100 en m<sup>3</sup>/s</b>
<b>Passerelle PT 3</b>	58.54	54.57	57.42	57.83	En charge, débordement sur chaussée	84
<b>Passerelle PT15</b>	10.94	7.68	9.68	10.12	En charge, débordement sur chaussée	65
<b>Pont route de ceinture</b>	4.67	2	3.54	4.25	En charge, débordement sur chaussée	60
<b>Passerelle piétonne aval</b>	2.41	0.25	2.82	3.14	Pas de mise en charge - 40 cm de tirant d'air	32

Les passerelles PT3 et PT15 génèrent une surélévation de la cote d'eau de 60cm environ par rapport à la ligne d'eau centennale sans ouvrage.

Le pont de la route de ceinture génère une surélévation de 35 cm par rapport à la ligne d'eau sans ouvrage. L'essentiel du débit ne transitant pas à travers cet ouvrage mais en lit majeur, il génère un remous moins important.

La passerelle piétonne est hors d'eau. Elle n'a aucun impact sur la ligne d'eau.

### **5.5 - Analyse de la zone inondable centennale avec prise en compte d'hypothèses d'embâcles**

Les ouvrages ont été considérés comme obstrués à 50% du fait du risque d'embâcles.

Seule la passerelle aval, hors d'eau est considérée comme non obstruée. Cette passerelle présente une cote sous-poutre haute et les embâcles resteront plutôt bloqués en amont, au droit du pont de la route de ceinture.

On observe des hauteurs d'eau plus importantes en amont avec une augmentation de l'emprise de l'aléa moyen du fait de l'augmentation de la perte de charge de la passerelle amont.

L'obstruction à 50% de la section de l'ouvrage génère une surélévation de 80 cm environ.

Au niveau de la passerelle du PT 15, l'obstruction génère une surélévation de 50 cm environ.

Au niveau de la route de ceinture, la surcote est de 27 cm.

L'impact des embâcles est donc particulièrement significatif en amont. C'est également sur ce tronçon que le risque est le plus fort avec un lit naturel fortement végétalisé. Les enjeux à proximité sont moins nombreux en comparaison de l'aval.

## 5.6 - Cartographie de type PPRi

Une cartographie finale de type PPRi a été établie sur la base de la cartographie centennale avec prise en compte du risque d'embâcles.

Cette cartographie a été complétée par deux éléments :

- Prise en compte du risque d'érosion de berges
- Prise en compte des axes secondaires d'écoulement

### 5.6.1 - Risque d'érosion de berges

Une zone tampon d'aléa très fort a été définie de part et d'autre du lit mineur de façon à prendre en compte le risque d'érosion.

Ce risque d'érosion devient non négligeable si la pente du lit est importante et si les berges sont non protégées.

Il augmente également au droit des méandres et des irrégularités ponctuelles du lit de type rétrécissement brusque de section.

Cette zone tampon est de :

- 5 m de large de part et d'autre du lit mineur lorsque les hauteurs de berge ne sont pas trop importantes
- 10 m de large de part et d'autre du lit mineur dès que les hauteurs de berges deviennent importantes ou si les berges présentent des risques d'érosion suite aux investigations de terrain

Dans le cas de la Vaihana, les hauteurs de berges ne sont pas trop importantes. Une zone de 5 m a été prise en compte de part et d'autre du lit mineur.

### 5.6.2 - Axes secondaires d'écoulement

Les axes secondaires d'écoulement ont été ajoutés en aléa très fort.

Ceux-ci ont été établis sur la base des éléments à notre disposition (carte d'aléa inondation initiale, photogrammétrie, enquêtes de terrain).

## 6 - PROPOSITIONS D'AMENAGEMENTS

### 6.1 - Priorité 1 : Entretien du lit mineur

Les reconnaissances menées dans le cadre de cette étude ont mis en évidence la nécessité d'entretenir la végétation présente en bordure du lit de la rivière.

Sur de nombreux secteurs la végétation, en colonisant les bancs de gravier et de galets déposés par le transport solide important du cours d'eau, réduit les sections d'écoulement et risque d'augmenter la fréquence d'exposition au risque inondation des zones vulnérables.

De la même manière, le risque d'embâcle constitue un enjeu majeur sur la zone d'étude : des arbres arrachés peuvent venir obturer les passerelles ainsi que l'ouvrage de franchissement de la route de ceinture.

Il s'agit également de favoriser l'implantation au niveau des berges de certaines espèces végétales plutôt que d'autres.

Ce travail de sélection peut permettre de limiter l'implantation d'espèces fragilisant les berges, pouvant générer des embâcles importants alors que d'autres peuvent protéger celles-ci du risque d'érosion.

Un entretien périodique devra être favorisé par la création d'accès au lit de la rivière.

La fréquence d'entretien proposée est la suivante :

- Un entretien complet tous les 3 ans : élagage et tronçonnage des arbres pouvant former embâcle,
- Un passage avant chaque saison cyclonique : gestion de la végétation, évacuation des encombrants, identification des affouillements au droit des ouvrages de protection de berges ...

### 6.2 - Priorité 2 : Amélioration de la capacité des ouvrages hydrauliques

#### 6.2.1 - Amélioration de la capacité des passerelles

La capacité hydraulique des deux passerelles amont peut être améliorée.

Le lit mineur au droit de ces passerelles étant de capacité insuffisante, le redimensionnement de celles-ci ne peut permettre de résoudre entièrement les problèmes de débordement.

Mais les pertes de charge générées par celle-ci peuvent être diminuées en repoussant les appuis de façon à améliorer la section d'écoulement et en remontant la cote sous poutre des ouvrages de façon à ne plus les mettre en charge.

La passerelle piétonne aval étant hors d'eau du fait de l'insuffisance de la capacité du lit mineur en amont, il n'est pas nécessaire de la redimensionner : le débit de pointe centennal ne pourra être en mesure de transiter en lit mineur jusqu'à cette passerelle sans débordement préalable en lit majeur.

L'estimation des travaux de remplacement des passerelles est donnée ci-après :

- **Passerelle PT3 : 13 000 000 XPF HT**
- **Passerelle PT15 : 16 000 000 XPF HT**

## 6.2.2 - Amélioration des écoulements sur la zone aval

La capacité du lit mineur en amont de la route de ceinture étant inférieure à 10 ans, le débit de pointe centennal ne peut transiter à travers l'ouvrage existant.

Il est écrêté à la capacité du lit mineur amont, le reste des écoulements centennaux transitant de manière diffuse en lit majeur.

Une reprise de ce pont ne peut donc résoudre les problèmes de débordements en crue centennale.

Un recalibrage du lit en amont et de la reprise du pont ne peut être envisagé puisque ce recalibrage ne peut être mené jusqu'en aval au vu de l'emprise disponible.

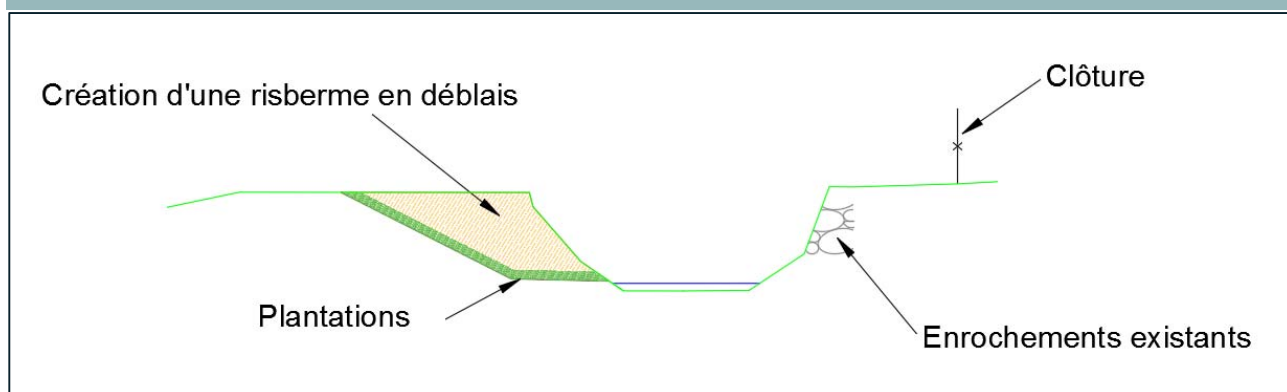
Il semble difficile de protéger le secteur à enjeux aval contre une crue centennale au vu de l'étendue de la zone inondable amont et de l'insuffisance du lit mineur.

Néanmoins, une protection décennale peut être envisagée.

Le pont actuel est de capacité décennale.

L'augmentation de la capacité du lit mineur au droit du PT17 peut permettre de supprimer les débordements rive gauche pour la crue décennale et ainsi toute la zone inondable générée en aval.

LEGENDE 9 – SCHEMA DE PRINCIPE DU RECALIBRAGE AU DROIT DU PT 17



### Le montant des travaux de recalibrage est estimé à 13 000 000 XPF HT

En aval de la route de ceinture, le lit mineur ne permet pas de laisser transiter une crue décennale sans débordement.

L'emprise foncière est limitée du fait de l'implantation d'habitations en bordure de lit mineur en aval du pont.

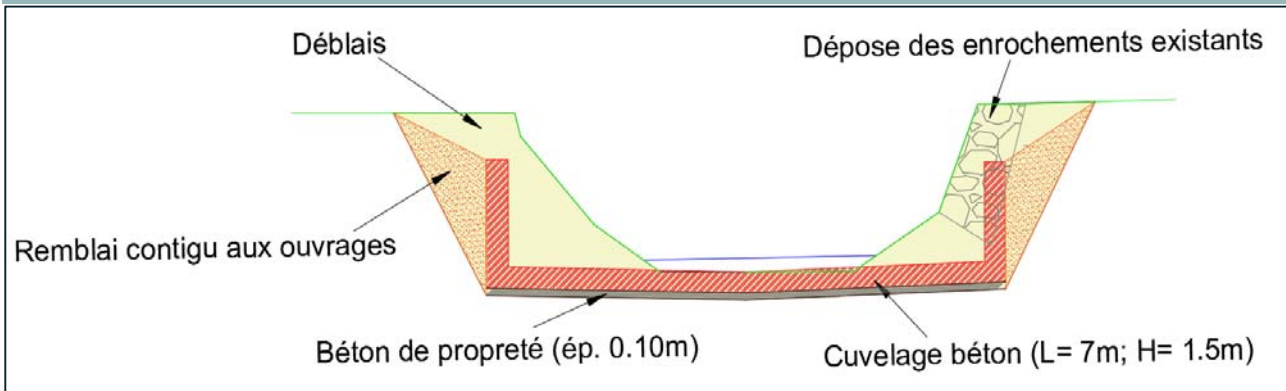
Néanmoins, un recalibrage pourrait améliorer les écoulements.

Le gabarit nécessaire pour faire transiter un débit de 54 m<sup>3</sup>/s est de :

- Cuvelage béton de façon à diminuer les frottements (K=50)
- Largeur de 7 m
- Hauteur de 1.50 m
- Berges verticales de façon à limiter l'emprise
- Pente moyenne de 0.015 m/m
- Hauteur d'eau de 1.30 m pour Q10



LEGENDE 10 – SCHEMA DE PRINCIPE DU CUVELAGE BETON



Le coût de réalisation de l'ouvrage est estimé à **116 725 000 XPF HT**.

LEGENDE 11 – ESTIMATION DU COUT DU CUVELAGE BETON

N° Prix	Poste	Unité	Prix unitaire HT	Quantités	Total HT
1-1	Installations	Ft	9 000 000 XPF	1	9 000 000 XPF
1-2	Dépose enrochements	m <sup>3</sup>	2 400 XPF	600	1 440 000 XPF
1-3	Déblais	m <sup>3</sup>	1 200 XPF	2400	2 880 000 XPF
1-4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	50 000 XPF	140	7 000 000 XPF
1-5	Réalisation cuvelage (Y/c aciers et coffrages)	m <sup>3</sup>	120 000 XPF	640	76 800 000 XPF
1-6	Remblais contigus au ouvrages libres	m <sup>3</sup>	3 000 XPF	520	1 560 000 XPF
1-7	Evacuation des excédents de déblais	m <sup>3</sup>	1 500 XPF	1880	2 820 000 XPF
<b>Total (XPF HT)</b>					<b>101 500 000 XPF</b>
<b>Aléa et non chiffrés (15%)</b>					<b>15 225 000 XPF</b>
<b>Total XPF HT (y/c aléa et non chiffrés)</b>					<b>116 725 000 XPF</b>

## Département

*communication.egis@egis.fr*

[www.egis-group.com](http://www.egis-group.com)

