J-L POLYNESIE
TRAVAILLE POUR VOUS

Etude hydraulique pour la mise en place de palplanches aux abords de la caserne Broche - Arue

Rapport d'étude



H2O ingénierie

VRD - Hydraulique urbaine – Hydraulique rurale – Assainissement – Energie renouvelable

Tél : (+689) 89.45.01.53

Date	Indice	Etabli par	Vérifié par	Commentaires
26/02/2025	A	HDD	GD	Première version

Table des matières

I. Objectif de l'étude 4
II. Données d'entrée 5
1. Etudes antérieures 5
2. Données topographiques 5
3. Données pluviométriques 5
III. Visite de terrain 6
1. Tronçon d'étude 6
2. Lit de la rivière en amont du projet 6
3. Pont de la RT2, en aval du projet 7
4. Témoignages et observations diverses 7
IV. Etude hydrologique 8
1. Méthode de calcul pour les débits : méthode rationnelle 8
2. Méthode de calcul pour les débits : méthode SCS 9
3. Caractéristiques du bassin versant 10
4. Temps de concentration 11
5. Coefficient de ruissellement du bassin versant naturel 11
6. Débits ruisselants du bassin versant (Q10, Q20, Q50 et Q100) 12
V. Etude hydraulique 13
1. Description du modèle 13
1. Modélisation 13
2. Modèle numérique de terrain 14
3. Ouvrages dans la zone d'étude 15
2. Rappel des hypothèses retenues pour le modèle 17
1. Condition amont : débits de crues caractéristiques 17
2. Condition aval : niveau de la mer 18
3. Coefficients de Manning-Strickler 18
3. Calage du modèle et test de variabilité 19
1. Calage sur le coefficient de Strickler 19
2. Test de la variabilité aux conditions aux limites 19
3. Synthèse 24
4. Résultats des simulations hydrauliques à l'état initial 25
1. Crue décennale 25
2. Crue cinquantennale 26
3. Crue centennale 27
4. Erosion 28
5. Aléa 29
5. Projet d'aménagement 30

1. Résultats des études géotechniques G2 AVP et G5 30
2. Etude de l'affouillement 33
3. Protection par palplanche 35
4. Reprofilage du lit 36
6. Modélisation de l'état projeté 37
1. Rappel des modifications 37
2. Résultats pour la crue décennale 38
3. Résultats pour la crue cinquantennale 39
4. Résultats pour la crue centennale 40
VI. Conclusion 41

I. Objectif de l'étude

L'étude concerne la mise en place d'une protection de berge de type palplanche sur une portion du lit mineur du cours d'eau Vaianuanua longeant le terrain militaire de la caserne BROCHE au PK 4 sur la commune d'Arue à Tahiti. L'entreprise JL Polynésie, chargée de la réalisation de l'ouvrage a besoin d'une étude hydraulique de la rivière sur la zone afin de garantir l'efficacité et la tenue dans le temps de la protection de berge.

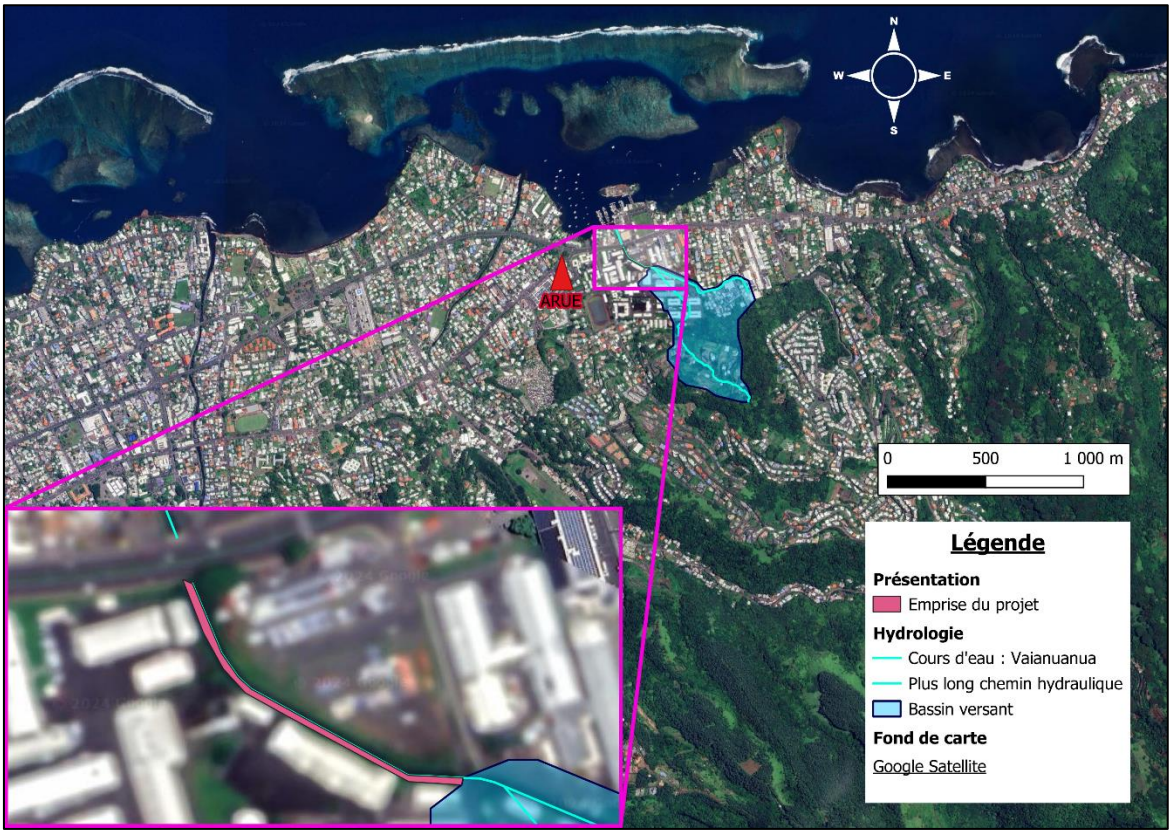


Figure 1: Situation de la zone d'étude

La zone d'étude correspond au versant Nord de l'ile de Tahiti. Cette zone, par sa proximité immédiate du cœur économique de l'ile : Papeete, est fortement aménagée et anthropisée.

La zone d'étude se situe en amont immédiat de la RT 2, axe principale de Tahiti permettant de rejoindre Taravao depuis Papeete par l'Est. Elle est bordée par deux ponts, celui de la RT 2 et un petit ponceau permettant un accès secondaire au terrain militaire.

En aval du pont, le cours d'eau traverse une centaine de mètres de terrain construit, avant de se rejeter dans le lagon puis l'océan par la passe d'Arue. Cette proximité avec l'océan implique à la fois une pente des terrains très douce mais aussi une remontée de l'eau de mer dans le chenal de la rivière au moins jusqu'à la zone d'étude à marée haute.

Ce rapport vise à dresser un état des lieux de la zone et à établir l'étude hydrologique et hydraulique afin de réaliser une modélisation 2D de la rivière. Cette modélisation permettra d'évaluer le risque inondation de la zone à l'état actuel et de dimensionner l'ouvrage afin qu'il résiste aux évènements futurs.

II. Données d'entrée

1. Etudes antérieures

Aucune étude hydraulique existante ou cartographique de l'aléa inondation n'a été retrouvée sur la zone d'étude. Seul un plan de prévention des risques naturels, non approuvé, est disponible.

Bien qu'un muret et des enrochements sont présents sur les berges du cours d'eau, aucune étude d'ouvrage n'a pu être transmise par le maître d'ouvrage. Seul les éléments nouveaux, mis en œuvre lors du projet seront utilisés.

2. Données topographiques

Un levé topographique a été réalisé pour une édition du plan de la zone d'étude le 16 décembre 2024 par le bureau d'étude de topographie SARL HUIN TOPO. Le plan à l'échelle 1/200, couvre les deux berges de la rivière de l'embouchure jusqu'à environ 120 mètres en amont du ponceau, marquant le début de la zone de projet.

3. Données pluviométriques

Le choix a été fait d'utiliser les coefficients de Montana de la station pluviométrique de la Fautaua P4 située à 650 m d'altitude pour être au plus proche de la zone d'étude. Le point culminant du bassin versant est quant à lui a environ 128 m. Ces coefficients ont été fournis par le GEGDP, ils permettent d'obtenir le cumul pluviométrique h(t) en mm pour une pluie de durée t en minutes d'après la formule suivante : $h(t) = a.t^{1-b}$. Ils sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Fautaua P4 (altitude 650m, coordonnées WGS84: 149,526248 O; 17,570304 S)

Durée de concentration t < 1 h

Période de retour	Paramètres de Montana		Cumul en mm pour les différentes durées en minutes					
	a	b	5	15	30	60	120	1440
2	2,913	0,298	8,7	20,4	32,8	49,2	69,9	181,1
5	3,400	0,277	10,6	25,3	40,5	63,5	92,7	274,8
10	3,729	0,267	11,8	28,5	45,6	73,0	107,8	336,9
20	4,046	0,259	13,0	31,5	50,5	82,1	122,3	396,5
50	4,459	0,251	14,5	35,5	56,9	93,9	141,1	473,6
100	4,771	0,246	15,7	38,5	61,6	102,7	155,2	531,3

Figure 2 : Données issues du GEGDP

III. Visite de terrain

Une visite de terrain a été réalisée le 18 octobre 2024, sans pluie particulière depuis quelques jours. Une inspection de l'ouvrage et des environs en amont ainsi qu'en aval du projet a été réalisé.

1. Tronçon d'étude

Lors de la visite de site, le niveau de la rivière était bas : un peu plus de 50 cm en moyenne. Cependant il y avait un peu moins d'un mètre d'eau au niveau de certaines zones les plus profonde du chenal.

Le fond du cours d'eau présentait de forte irrégularité topographique. En lien direct avec cela, le faciès du fond était également très varié : recouvert par de la végétation provenant des berges, avec du sable ou des graviers, avec de gros massifs dures ou des zones avec des algues.

L'ensemble des berges laissent apparaitre des traces d'anthropisation. Elles sont donc très abruptes avec soit un muret ou des embrochements, et de la végétation pour les portions moins raides.



Figure 3 : Photo chenal de la rivière au niveau du site d'étude

2. Lit de la rivière en amont du projet

Le lit de la rivière en amont est relativement contraint. Immédiatement en amont du ponceau permettant l'accès au terrain militaire, un muret en béton marque la fin du lit mineur sur la berge gauche. On retrouve cependant une zone laissée à l'état de friche sur la rive droite offrant une certaine liberté au cours d'eau.

Si l'on remonte encore plus à l'aval, la rivière serpente entre les habitations. Une berge plus importante est présente (entre 0,5 et 1,5 mètres) mais rapidement des clôtures ajourées, des murs et autres bloquent l'expansion naturelle de la rivière.




Figure 4: Lit de la rivière en amont du pont (immédiat et quelques dizaines de mètres plus loin)

3. Pont de la RT2, en aval du projet

La visite du site s'est poussée en avale jusqu'au pont de la RT2. Au niveau de l'ouvrage, la présence d'écoulement n'était pas fortement marquée, surement due à la proximité de l'océan imposant un niveau d'eau minimum. La profondeur d'eau dans la rivière était d'environ 80 centimètres.

Le pont et la route sont surélevés par rapport au terrain naturel et ainsi les culées en béton sont apparentes. Les poutres en acier semblent corrodées témoignant d'une montée possible des eaux jusqu'au tablier. La berge en approchant du pont est protégée par un enrochement en rive droite et un mur bétonné en rive gauche. De la végétation est malgré tout bien présente dans les interstices créés au fil du temps. Le pont, d'une longueur supérieure à 6,5 mètres possède une largeur d'environ 25 mètres pour une hauteur totale de 2,20 mètres.



Figure 5: Photo du pont vue de côté prise lors de la visite

4. Témoignages et observations diverses

Lors de la visite, les résidents alentours n'ont pas pu être questionnés. Seul un employé à la caserne BROCHE témoignait que lors des pluies importantes de 2017, de l'eau avait inondée le terrain de la caserne sur plusieurs dizaines de centimètres par endroits. Aucune laisse de crue n'a permis d'estimer le niveau que peut atteindre la rivière.

En l'absence de données précises, le calage ne pourra être réalisé de façon performante. Les résultats doivent être utilisés avec précaution et une marge de sécurité doit être maintenue.

IV. Etude hydrologique

1. Méthode de calcul pour les débits : méthode rationnelle

La méthode rationnelle est basée sur la superficie du bassin versant, sur le coefficient de ruissellement fonction des caractéristiques plus ou moins imperméables du revêtement superficiel et de l'intensité pluviométrique dépendante, quant à elle, du temps de concentration.

La méthode rationnelle considère qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Par simplification, la méthode rationnelle suppose aussi que la durée de la pluie est égale au temps de concentration (cf. Chapitre IV.4. Temps de concentration de l'étude). Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité de la pluviométrie et a tendance à surévaluer le débit de pointe.

L'intensité pluviométrique dépend de l'évaluation du temps de concentration mais surtout des coefficients de Montana.

La formule de la méthode rationnelle est la suivante :

$$Q_x = \frac{C * i * A}{360}$$

Où : - C, est le coefficient de ruissellement ;
- A, est la superficie du bassin versant (en ha) ;
- i, est l'intensité maximale de la pluie (en mm/h) dont la formule est :

$$i(t) = a * {t_c}^{-b}$$

Avec a et b, les coefficients de Montana pour une intensité de crue (cf. donnée pluviométrique) et t_c, le temps de concentration (en min).

2. Méthode de calcul pour les débits : méthode SCS

Cette méthode utilise un modèle empirique non linéaire de transformation de la pluie en débit applicable sur les bassins versants ruraux ou peu urbanisés, donc applicable sur la zone d'étude. Il permet d'établir le débit de pointe ainsi que les hydrogrammes.

L'acronyme SCS vient de Soil Conservation Service, un organisme américain qui a initialement conçu ce modèle. Cette méthode fait intervenir :

- Une fonction de production grâce à la détermination de la proportion rétention – infiltration ;
- Une fonction de transfert sur la base d'un hydrogramme unitaire triangulaire.

La hauteur de ruissellement (R) dans la fonction de production SCS est issue de la formule ci-dessous dépendante de la hauteur de précipitation (P_L), la perte initiale (I_a) et un paramètre de rétention (s) estimé ici par le coefficient d'imperméabilité du sol.

$$R = \frac{(P_L - I_a)^2}{(P_L - I_a + s)}$$

Dans la fonction de transfert SCS, on part de l'hypothèse que le bassin versant est un système globalement linéaire invariant dans le temps et qu'il en possède de ce fait toutes les caractéristiques (propriétés d'additivité et d'homogénéité). La courbe est tracée en sachant que la surface sous l'hydrogramme de crue représente le volume total d'eau ruisselé sur le bassin versant au cours de la pluie et que le maximum correspond au débit de pointe pour la pluie de période de retour fixée.

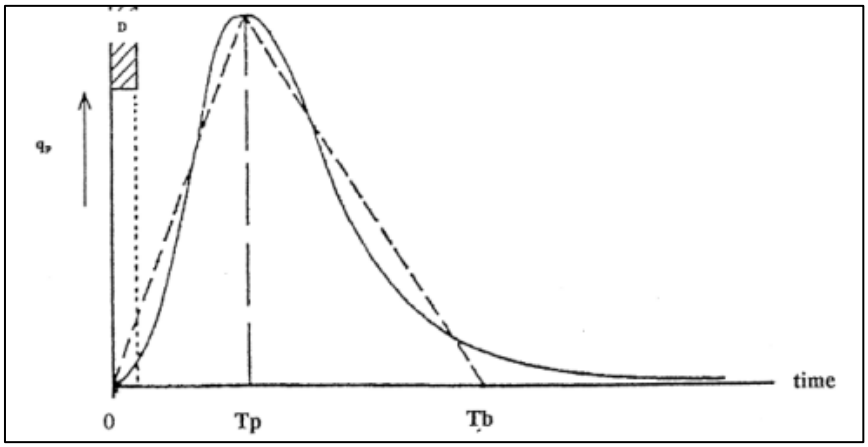


Figure 6 : Hydrogramme type

Les facteurs déterminants sont donc le coefficient de ruissellement, la pluie (coefficient de Montana) et le temps de concentration du bassin. Ce dernier est issu de la surface du bassin versant, de la longueur du plus long chemin hydraulique et de la pente.

3. Caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant naturel correspondant à la rivière VAIANUANUA possède les caractéristiques suivantes :

Superficie	22.47	ha
Longueur	965	m
Pente moyenne	0.014	m/m
Dénivelé	136	m
Type	Zone anthropisée	

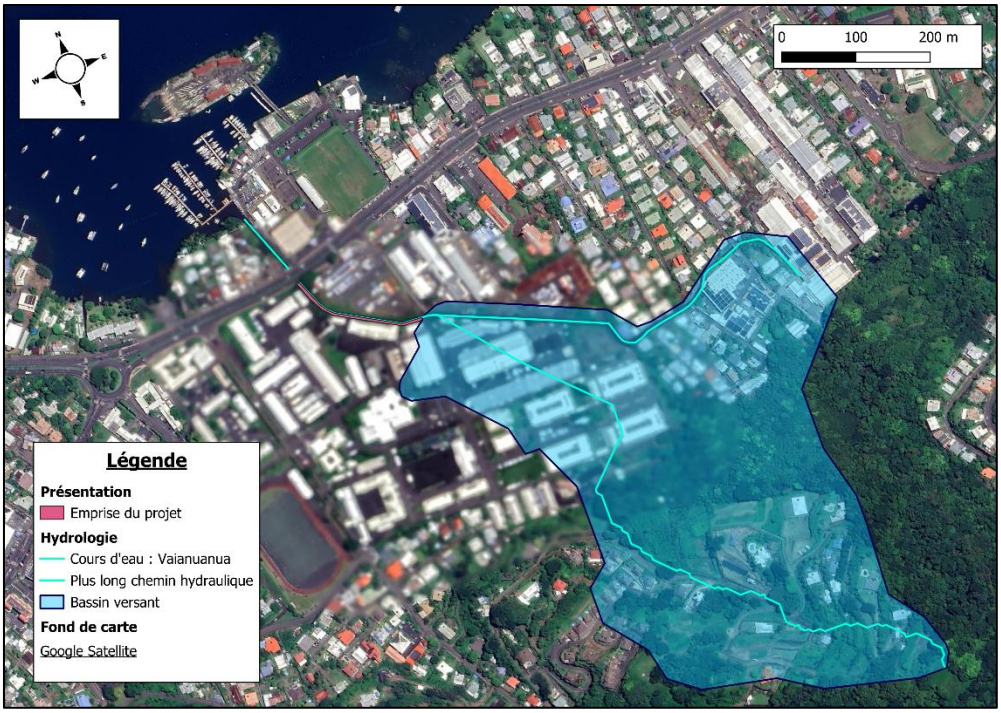


Figure 7: Bassin versant de la rivière d'étude VAIANUANUA

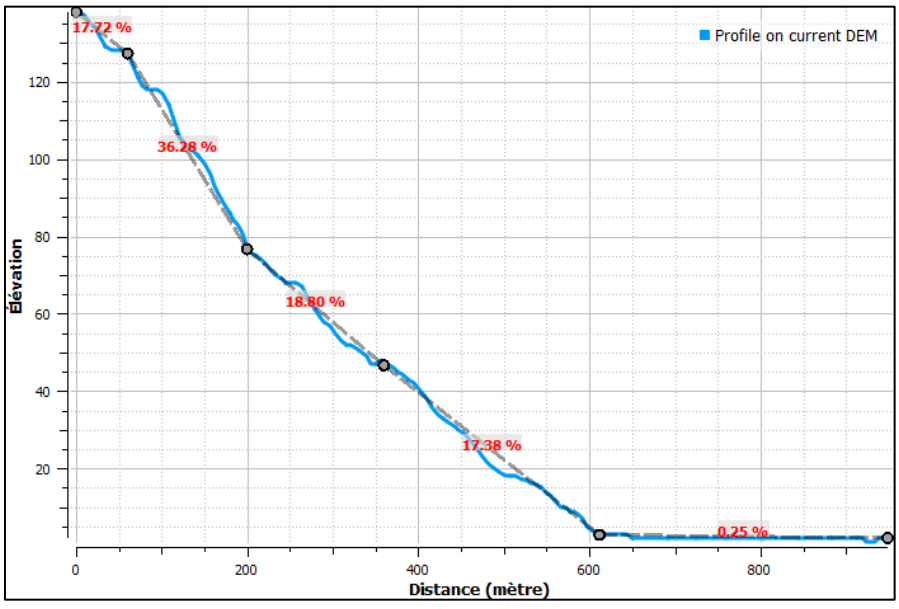


Figure 8 : Profil en long du plus long chemin hydraulique

4. Temps de concentration

Le temps de concentration (tc) d'un bassin versant est théoriquement le plus long temps mis par un volume élémentaire de pluie qui ruisselle sur le bassin pour atteindre l'exutoire de ce bassin. Ce temps est lié à la vitesse du ruissellement. Dans le réseau hydrographique, en crue, cette vitesse varie peu et dépend principalement de la pente. Sur les versants, selon que l'intensité de la pluie est faible ou exceptionnelle, cette vitesse varie beaucoup et de manière discontinue.

Il n'existe aucune méthode simple et générale pour le calcul de tc. De nombreuses formules empiriques existes : elles reposent sur les caractéristiques physiques du bassin-versant (longueur du cours d'eau principal, sa pente, superficie, …) qui ont été vu précédemment. Elles ont été mises en pratique dans le cadre du bassin-versant associé au projet.

Tableau 1 : Résultats des méthodes de calculs du temps de concentration

Méthode de calculs du temps de concentration	Temps de concentration (min)
GIANDOTTI	Hors domaine de validité
JOHNSTONE	Hors domaine de validité
KIRPICH	Hors domaine de validité
PASSINI	32.87
VEN TE CHOW	36.79
VENTURA	9.62
Retenue : moyenne	26.4

Bien que les hypothèses de certaines méthodes soient douteuses, les valeurs restent cohérentes entre elles, il a donc été décidé de moyenner les temps de concentration des méthodes afin d'approximer le temps de concentration. **Le temps de concentration retenu est de 26 minutes**.

5. Coefficient de ruissellement du bassin versant naturel

Le bassin versant lié au projet étant majoritairement à l'état urbanisé, il a été décidé d'utiliser les coefficients de ruissellement suivant, supérieur en moyenne à ceux fournis par le GEGDP pour les zones naturelles :

T période de retour (années)	5	10	20	50	100
C zone urbanisée	0.6	0.7	0.85	0.95	1

6. Débits ruisselants du bassin versant (Q10, Q20, Q50 et Q100)

Le tableau ci-dessous présente les résultats des débits ruisselants sur le bassin versant en fonction des périodes de retour avec la méthode rationnelle dans un premier temps et avec la méthode SCS ensuite.

Tableau 2 : Résultats par calcul selon la formule rationnelle

Période de retour	a	b	i	C	Q (m3/s)
10	3.729	0.267	93.36	0.7	**4.08**
20	4.046	0.259	103.99	0.85	**5.52**
50	4.459	0.251	117.64	0.95	**6.98**
100	4.771	0.246	127.95	1	**7.99**

Tableau 3 : Résultats par calcul selon méthode SCS

Période de retour	a	b	C	Q (m3/s)
10	3.729	0.267	0.7	**3.91**
20	4.046	0.259	0.85	**5.29**
50	4.459	0.251	0.95	**6.70**
100	4.771	0.246	1	**7.68**

Comme anticipé, la méthode rationnelle est légèrement supérieure à la méthode SCS mais les ordres de grandeur sont cohérents.

Dans le cadre de l'étude, il est demandé de modéliser le fonctionnement de l'ouvrage à l'état existant et à l'état projet pour les crues majeures. Les débits retenus pour la réalisation de l'étude sont les suivants :

Période de retour	Q (m3/s)
10	**4.0**
50	**6.8**
100	**7.8**

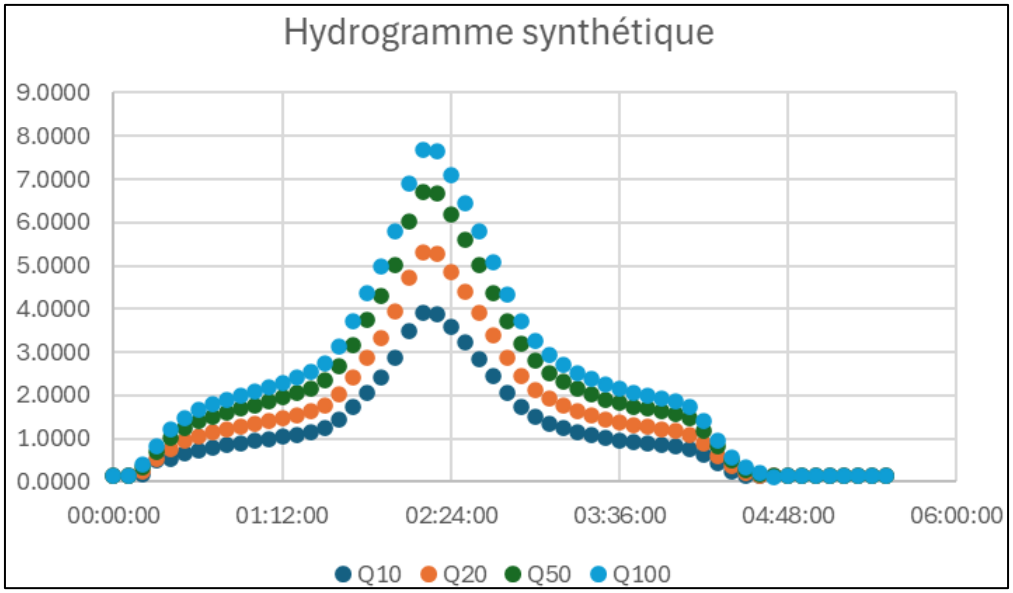


Figure 9 Hydrogramme de crue (décennale et centennale)

V. Etude hydraulique

1. Description du modèle

1. Modélisation

Afin d'étudier les écoulements au droit du projet, une modélisation bidimensionnelle (2D) des écoulements est réalisée. La modélisation est faite via le **logiciel HEC-RAS 6.2** résolvant les équations de Barré Saint-Venant par la méthode des volumes finis.

Les données d'entrée sont :

- La géométrie du terrain grâce au modèle numérique de terrain construit à partir des données topographiques ;
- Les caractéristiques actuelles du chenal d'étude jusqu'au pont permettant à la RT de passer la rivière, levées par le bureau d'étude de topographie ;
- Les conditions aux limites amont et aval correspondant respectivement à des débits issus de l'étude hydrologique et au niveau de la mer.

Les paramètres de rugosité des terrains sont dépendants de l'occupation du sol et servent de paramètre de calage sur la modélisation actuelle. Les résultats de ce modèle correspondent à une estimation du champ d'inondation pour lequel le modèle fournit les valeurs de vitesses et la hauteur d'eau.

La modélisation HEC-RAS sera réalisée avec un hydrogramme de crue théorique, représentant la réponse spécifique de ce bassin versant à un évènement pluvial intense, avec une pointe calée selon l'analyse hydrologique de la zone d'étude.

2. Modèle numérique de terrain

La géométrie du modèle a été établie sur la base de plusieurs relevés topographiques de dates différentes, réalisés sur des zones et avec des résolutions différentes.

Le premier est un relevé des abords de la rivière de la zone d'étude effectué en 2024 pour le projet. Ce relevé, a été effectué à l'échelle du 1/200 par le bureau d'étude de topographie SARL HUIN TOPO. La précision est de l'ordre du centimètre.

Le terrain militaire a quant à lui été relevé en 2015 par le cabinet de Géomètres Geometrix à l'échelle du 1/250. La précision de ce relevé est également forte avec cependant un maillage plus grand.

La zone plus élargie est représentée dans le modèle grâce aux relevé effectués sur l'intégralité de la Polynésie par la section Cadastre-Topographie de la Direction des Affaires Foncière (DAF) en 2013. La précision de l'analyse altimétrique est faible : l'ordre du mètre et le maillage est de 5 m.

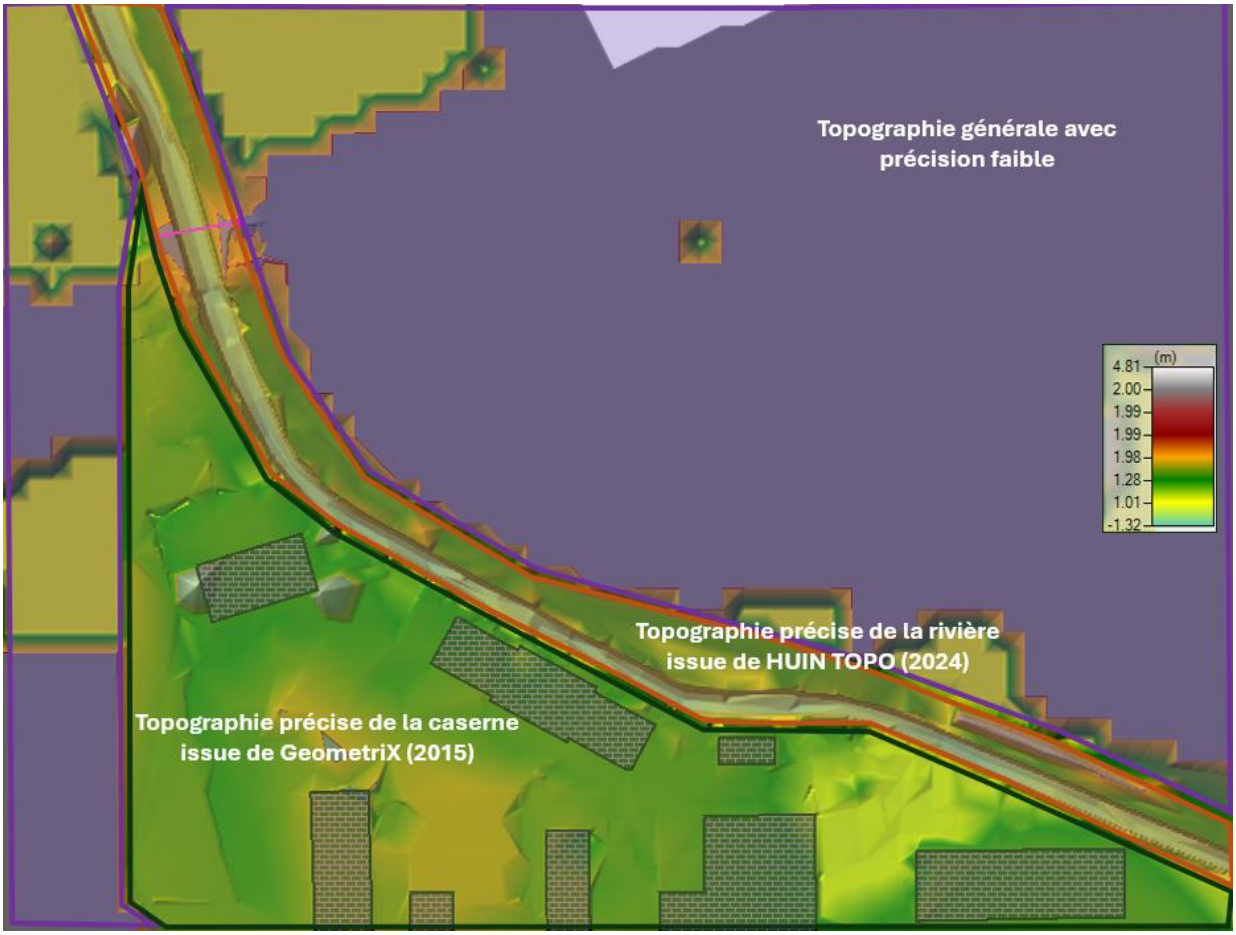


Figure 10 : MNT obtenu grâce aux données

Le modèle numérique de terrain (MNT) ainsi obtenu permet donc une précision forte au niveau de la zone d'étude surtout concernant le lit de la rivière et une représentation globale de la topographie ailleurs.

3. Ouvrages dans la zone d'étude

Pont de la RT 2

Un ouvrage majeur se situe en limite avale du tronçon d'étude et impacte très certainement les écoulements, il s'agit du pont de la RT2 permettant le franchissement de la rivière VAIANUANUA.

Cette route est un axe majeur à l'échelle de Tahiti car elle est le seul moyen de relier Papeete à Taravao par la côte Ouest. Un incident sur cette voie, bloquant entièrement la circulation, peut impliquer un détour de plus de cent kilomètres pour les usagers.

Les relevés du géomètre ainsi que la visite de terrain ont permis de connaître les principales caractéristiques du pont actuel. La section hydraulique de l'ouvrage est ci-dessous.



Figure 11 : Photo du pont prise lors de la visite

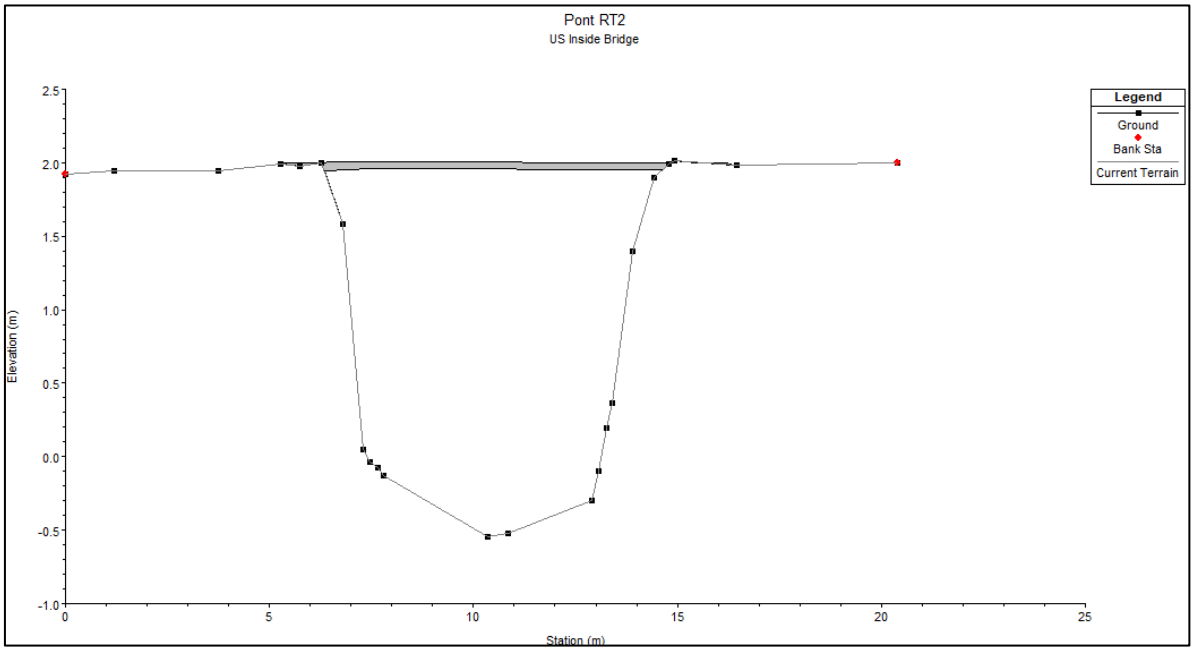


Figure 12: Représentation du pont dans le logiciel de modélisation

Ponceau : accès arrière de la caserne Broche

Un autre ouvrage, plus petit que le précédent, marque le début de la zone d'étude. Ce ponceau permet un accès secondaire au terrain militaire, il est très peu utilisé. Cependant son impact sur le cours d'eau et sur la portion étudiée ne doit pas être négligé.

Les principales caractéristiques du pont actuel ainsi que la section hydraulique de l'ouvrage sont présentées ci-dessous.



Figure 13 : Photo du ponceau prise lors de la visite

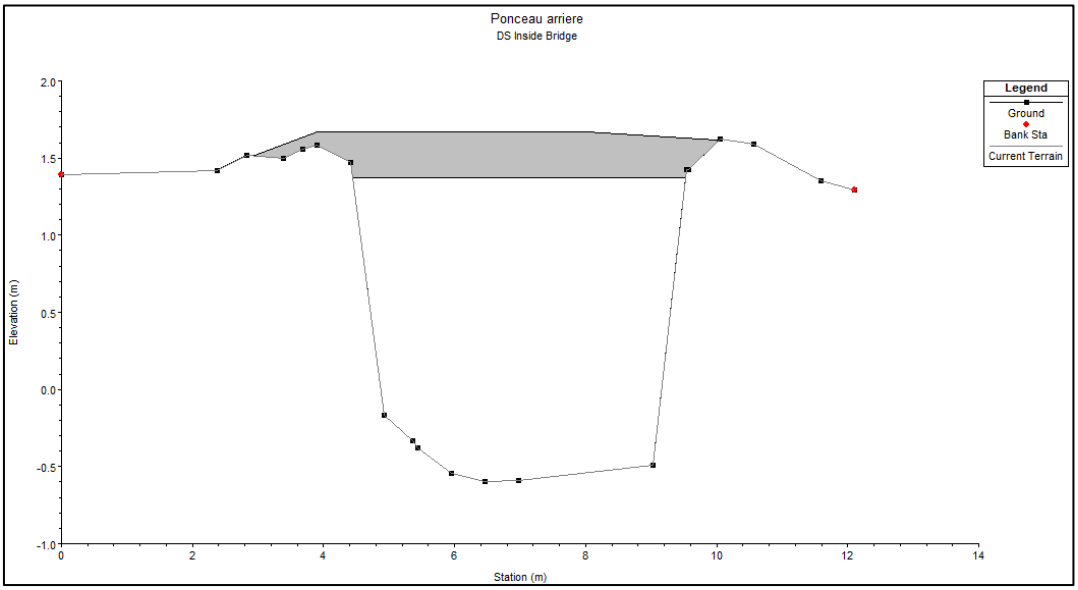


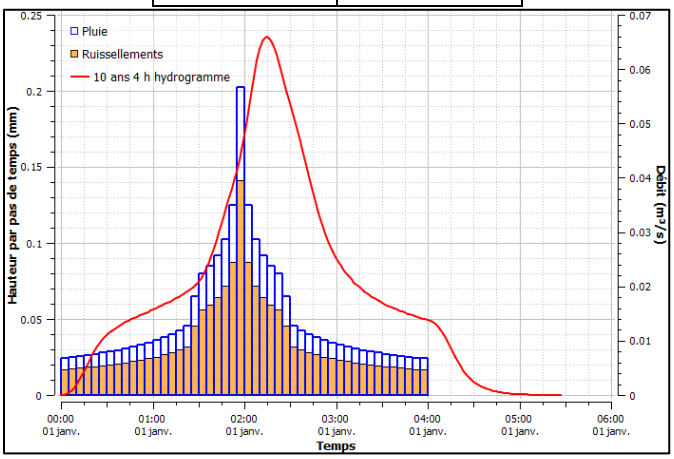
Figure 14 : : Représentation du ponceau dans le logiciel de modélisation

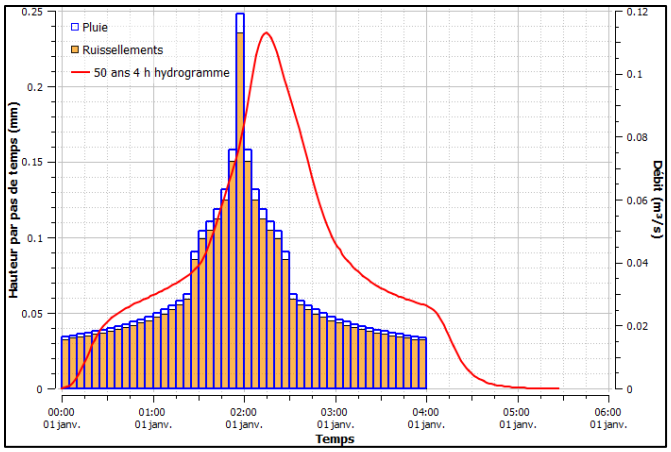
2. Rappel des hypothèses retenues pour le modèle

1. Condition amont : débits de crues caractéristiques

L'analyse des débits de crues est présentée dans le chapitre « IV. Etude hydrologique ». Le tableau ci-dessous synthétise les débits de crues retenus pour les simulations :

T (ans)	Q (m^3/s)
10	**4.0**
50	**6.8**
100	**7.8**





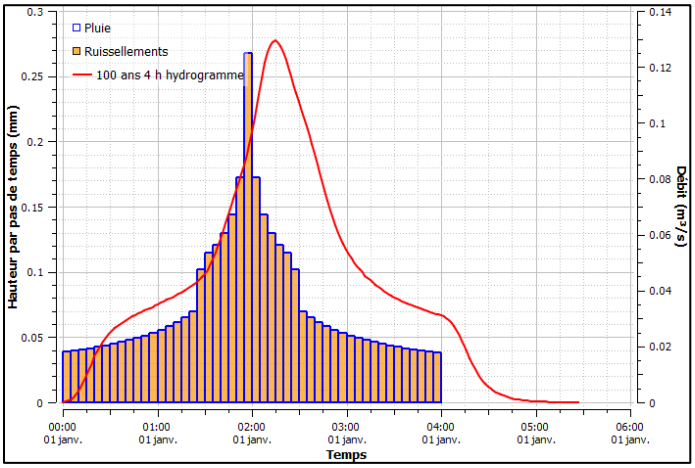


Figure 15 : Hydrogramme de crue (décennale, cinquantennales et centennale)

2. Condition aval : niveau de la mer

La condition aux limites avales correspond au niveau de la mer. Cette condition est influencée par la marée ainsi que la pression atmosphérique.

Les crues décennales, ou celles ayant une période de retour plus longue, jusqu'aux crues centennales, coïncident, pour la grande partie des cas en Polynésie française, à un évènement cyclonique. Une dépression remarquable est alors présente et le niveau de la mer augmente localement. Nous considérons que le temps de retour de l'évènement pluvieux n'est pas proportionnel à la surcote cyclonique à prendre en compte. Il est donc considéré une surcote cyclonique de 60 centimètres pour tous les évènements jusqu'à la centennale.

La marée, bien que faible en Polynésie, fait varier le niveau de la mer de 40 centimètres en moyenne. Pour être sécuritaire le niveau haut a été pris. Il n'a cependant pas été considéré la prise en compte d'une marée exceptionnelle car cela reviendrait à augmenter le temps de retour de l'évènement considéré qui ne serait alors plus centennal.

De plus, en considérant le contexte actuel de réchauffement climatique et de hausse du niveau des océans, la hauteur du niveau marin a été prise égale à celle en 2100 d'après le scénario du quatrième rapport d'évaluation du GIEC. Dans ce contexte, la côte prise est de 0,74 m NGPF pour la centennale et 0,2 m pour la décennale.

Tableau 4 : Tableau des surcotes (cm)

	Temps de retour	Surcote cyclonique	Marée	Réchauffement climatique	Total retenu
Condition aval	10	60	40	20	120
	50	60	40	50	150
	100	60	40	74	174

Cette approche amplifie les inondations éventuelles car la marée ainsi que la surcote cyclonique sont considérées stables à leur intensité la plus forte et cela durant l'intégralité du modèle. Cela ne reflète pas fidèlement la réalité mais apporte une marge de sécurité supplémentaire.

3. Coefficients de Manning-Strickler

Le coefficient de Manning-Strickler traduit la rugosité de la surface d'écoulement et la sinuosité. Voici les ordres de grandeur du coefficient de Strickler pour les différentes natures du sol. La détermination s'appuie sur la connaissance du terrain et l'occupation du sol :

Tableau 5 : Coefficients de Manning-Strickler évalués

Nature des parois	Ks	n
Espace naturel	30	0.033
Berge - état médiocre	35	0.029
Imperméabilise	55	0.018
Voirie	70	0.014
Bâtiment	1	1
Lit de la rivière	25	0.04

3. Calage du modèle et test de variabilité

1. Calage sur le coefficient de Strickler

Le calage du modèle est sommaire puisqu'aucune donnée historique fiable du site nous permet de nous ramener à une ligne d'eau pour un épisode de crue donné.

Le calage du modèle s'est fait sur les informations recueillies lors de la visite de terrain en l'absence d'autres données. Les valeurs de coefficients de Strickler ont été modifiées à la marge, et en l'absence de contradiction entre la modélisation et les informations transmises par les riverains, aucune autre modification n'a été effectuée.

2. Test de la variabilité aux conditions aux limites

Afin de tester l'importance et la validité des conditions aux limites, un ensemble de 8 modélisations ont été effectuées à l'état initial. Celles-ci permettent de démontrer la réactivité du modèle par rapport aux conditions aux limites conformément à ce que la logique suggère.

La condition aval

Ainsi il est intéressant de comparer dans un premier temps les modélisations où la condition avale varie, à savoir le niveau de la mer, pour une pluie fixe (ici prise égale à un temps de retour 10 ans). Les modélisations avec un niveau de la mer égal à 50 cm, 100 cm, 150 cm et 200 cm sont présentées ci-dessous.

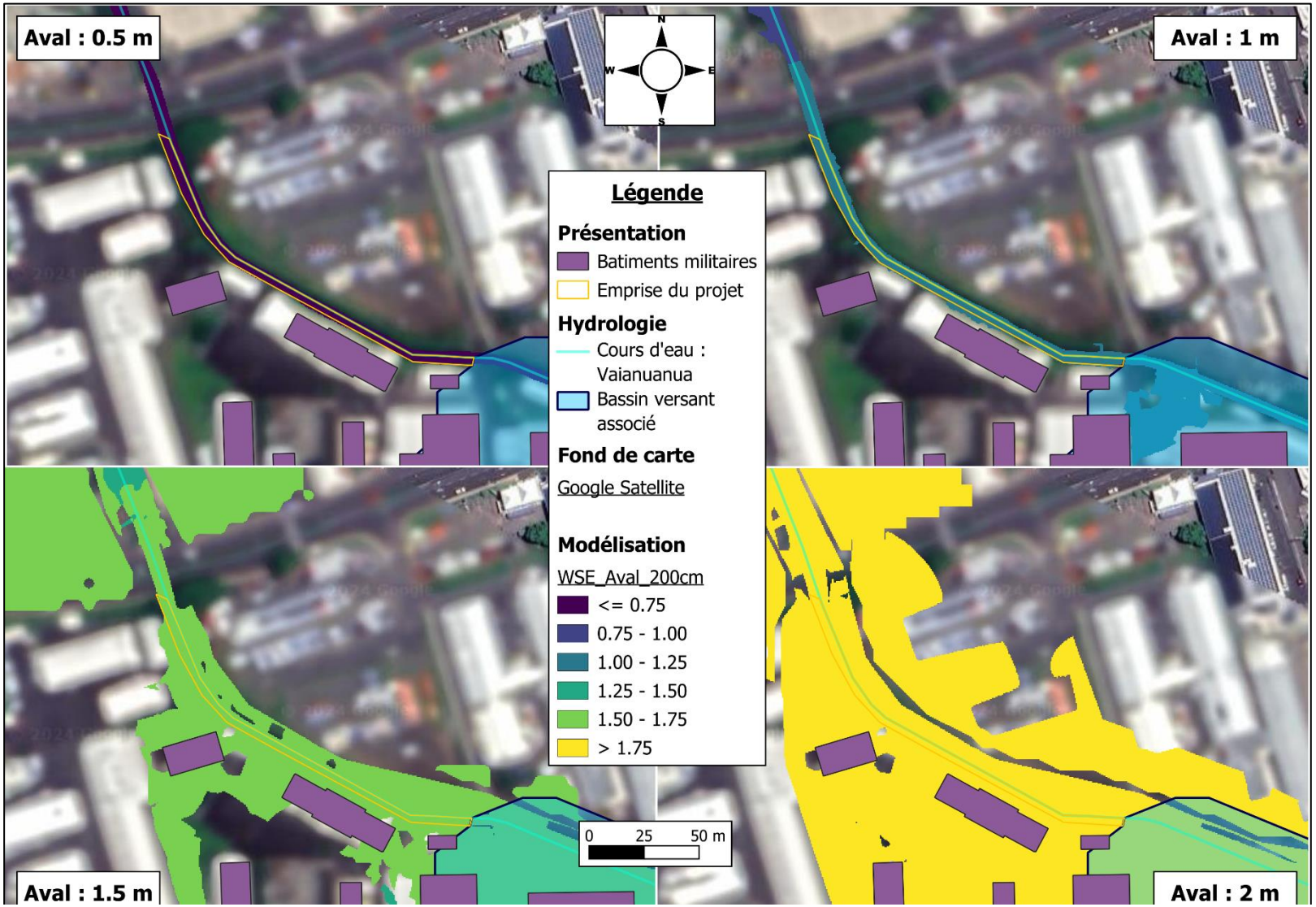


Figure 16 : Comparaison des modélisations pour différentes conditions avales

La condition amont

Dans un deuxième temps, 4 modélisations sont effectuées avec une pluie au temps de retour variant pour une hauteur du niveau de la mer fixe. Ainsi des pluies de temps de retour 10 ans, 50 ans et 100 ans ont été modélisées avec un niveau de la mer à 0 m.

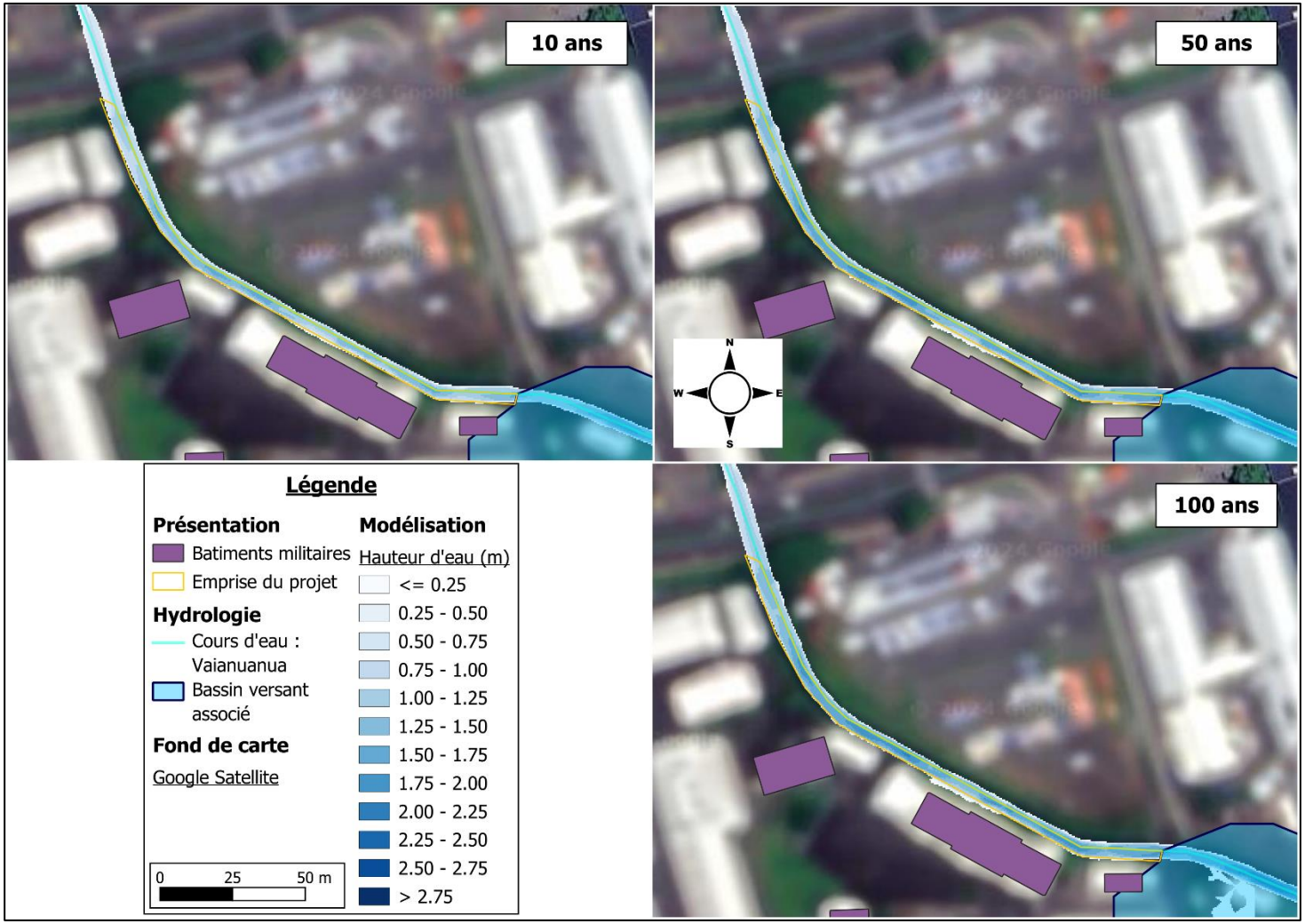


Figure 17 : Comparaison des modélisations des hauteurs d'eau pour différentes conditions amonts

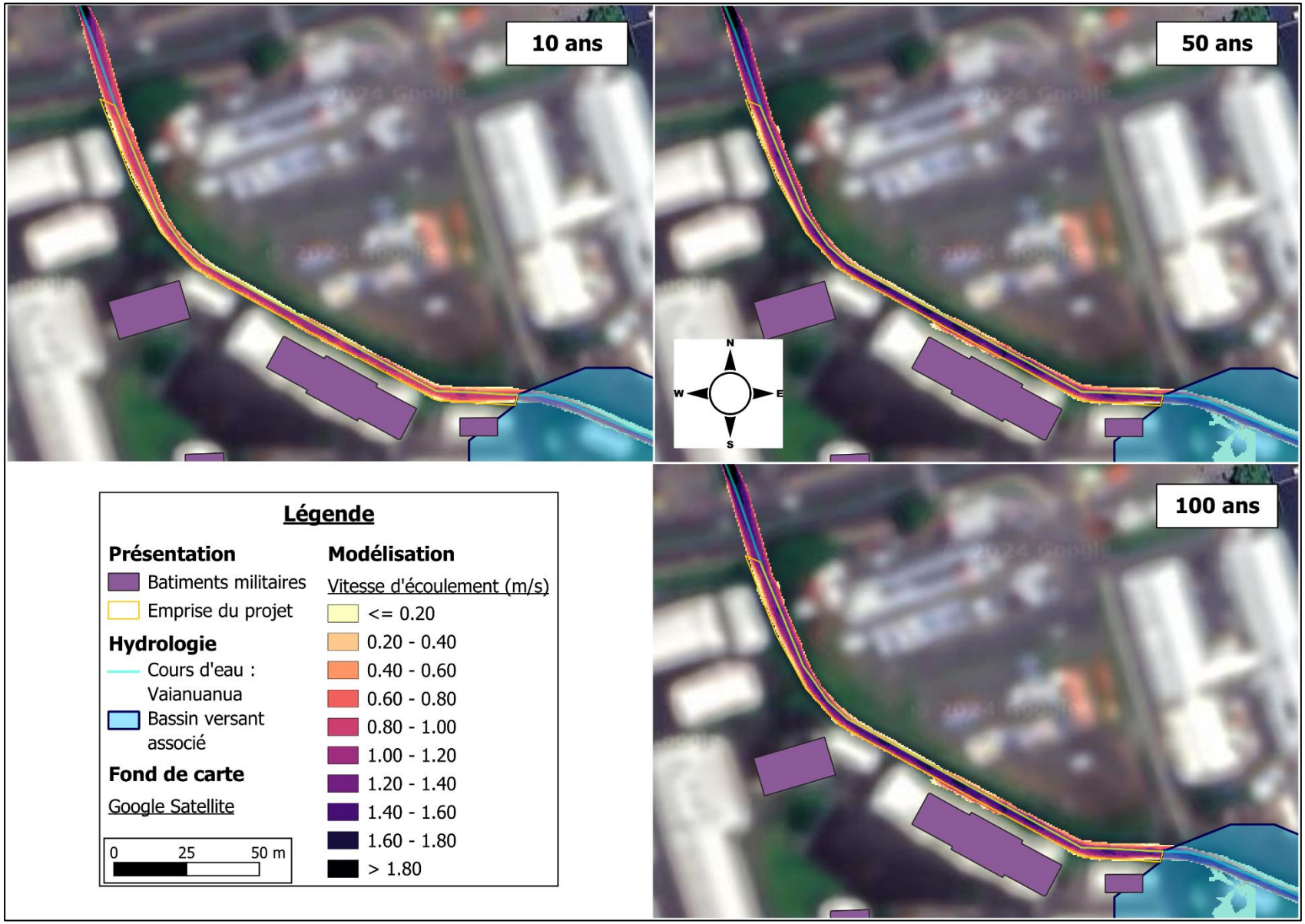


Figure 18 : Comparaison des modélisations des vitesses pour différentes conditions amonts

3. Synthèse

Les deux figures ci-dessus montrent l'importance du choix des conditions amont et aval car elles modifient les résultats des modélisations.

La condition aval définit l'état ou les contraintes à l'extrémité inférieure du système. Cette condition impacte la vitesse et l'accumulation des eaux lors de crue, ainsi que les phénomènes de reflux ou de stagnation. Dans les modélisations présentées dans la figure 13, elle implique à la fois des inondations plus ou moins fortes dans les zones proches de cette dernière mais définie également un certain niveau d'eau minimum dans la rivière. Ce niveau, en fonction de la topographie remonte plus ou moins le long du cours d'eau.

La condition amont dans un modèle hydraulique représente, quant à elle, les conditions aux limites à l'entrée d'un système ou plus simplement l'eau entrant à chaque instant dans le modèle et à quel endroit. Elle influe directement sur la répartition des débits, des vitesses et des hauteurs d'eau en aval. On peut voir sur les modélisations effectuées dans la figure 14 qu'elle détermine les inondations, la capacité de transport des canaux, et les phénomènes de turbulence ou de stagnation.

Une mauvaise estimation de ces conditions peut entraîner des erreurs dans la simulation et compromettre la précision du modèle cependant dans notre le cas, il reflète bien des conditions d'écoulements car la modification d'un de ces deux entrants provoque le résultat attendu.

4. Résultats des simulations hydrauliques à l'état initial

1. Crue décennale

Les résultats de la modélisation pour la crue décennale prennent la forme d'un champ d'inondation illustrant les valeurs de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement en tous points du modèle.

Lors d'une crue décennale, l'eau investie pleinement l'axe d'écoulement avec des vitesses variant d'environ 0,25 m/s à 0,65 m/s au niveau de l'ouvrage de projet.

A cause de la condition aval et en fonction de la topographie, des débordements sont présents à l'aval mais aussi à l'amont. Les inondations sur la parcelle militaire ne touchent pas vraiment de bâtiments et les hauteurs d'eau sont autours des 25 centimètres. Dans le lit de la rivière le niveau, d'eau est estimé entre 1,7 et 2,3 mètres.

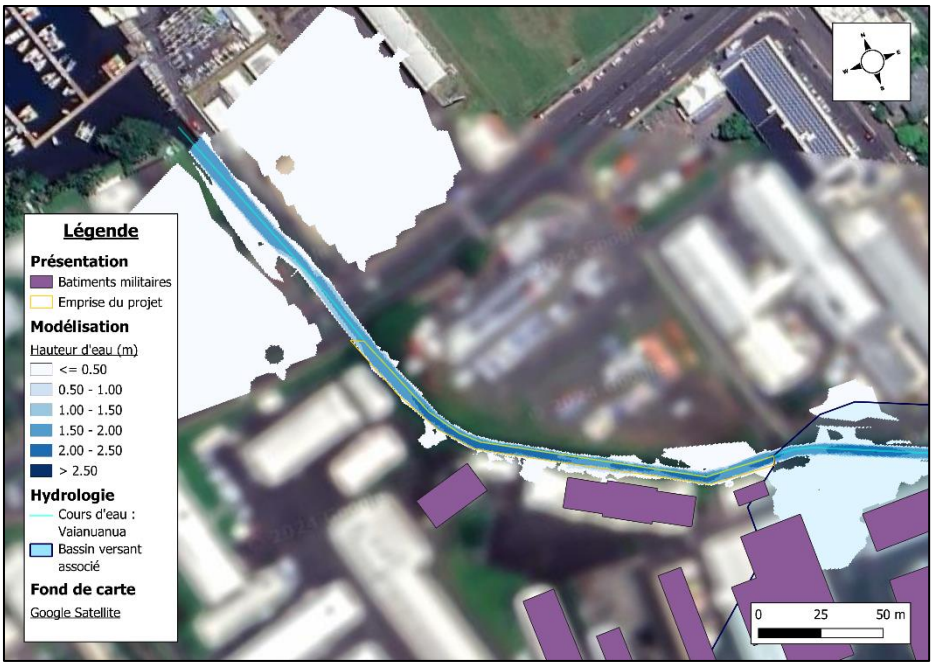


Figure 19 : Champ d'inondation de la zone pour une crue décennale

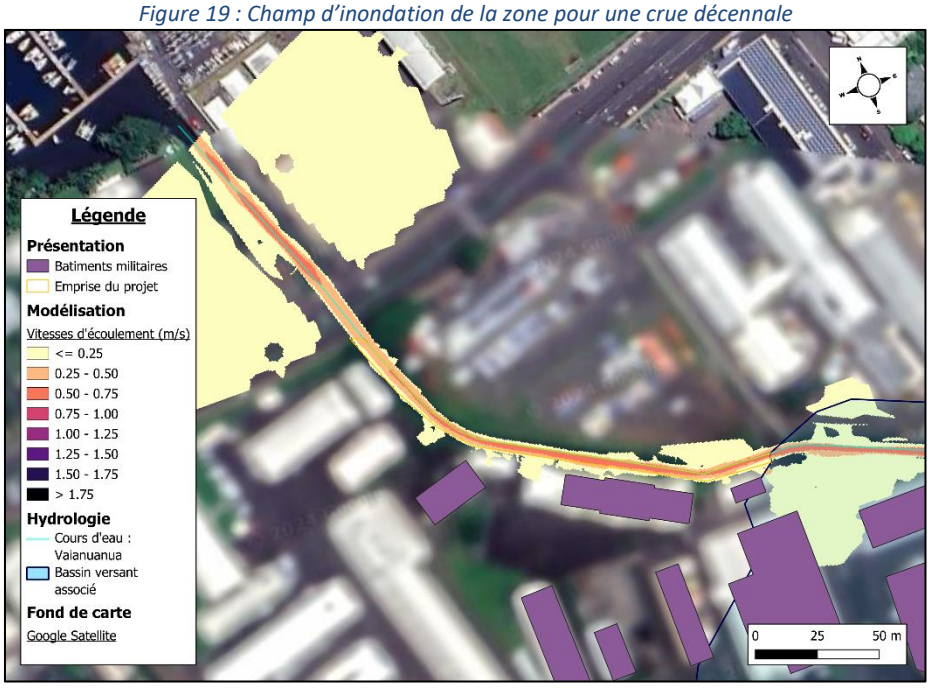


Figure 20: Champ des vitesses d'écoulement de la zone pour une crue décennale

2. Crue cinquantennale

Les résultats de la modélisation pour la crue cinquantennale prennent la forme d'un champ d'inondation illustrant les valeurs de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement en tous points du modèle.

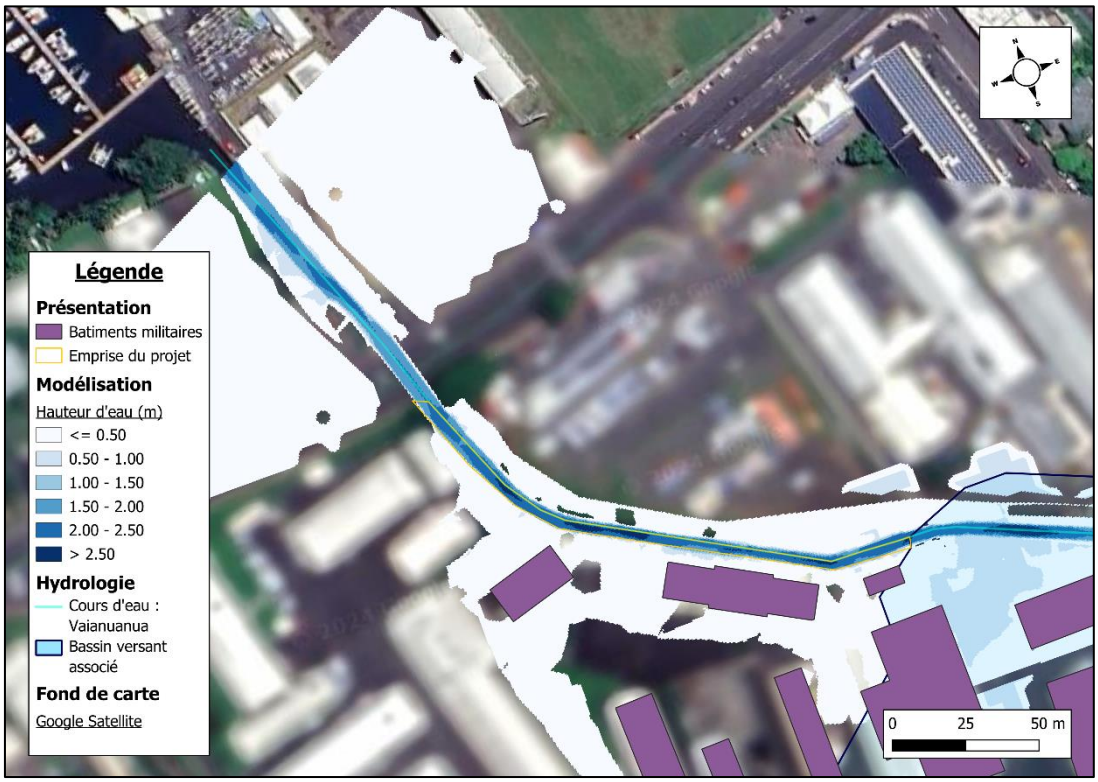


Figure 21 : Champ d'inondation de la zone pour une crue cinquantennale



Figure 22: Champ des vitesses d'écoulement de la zone pour une crue cinquantennale

3. Crue centennale

Les résultats de la modélisation pour la crue centennale prennent la forme d'un champ d'inondation illustrant les valeurs de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement en tous points du modèle.

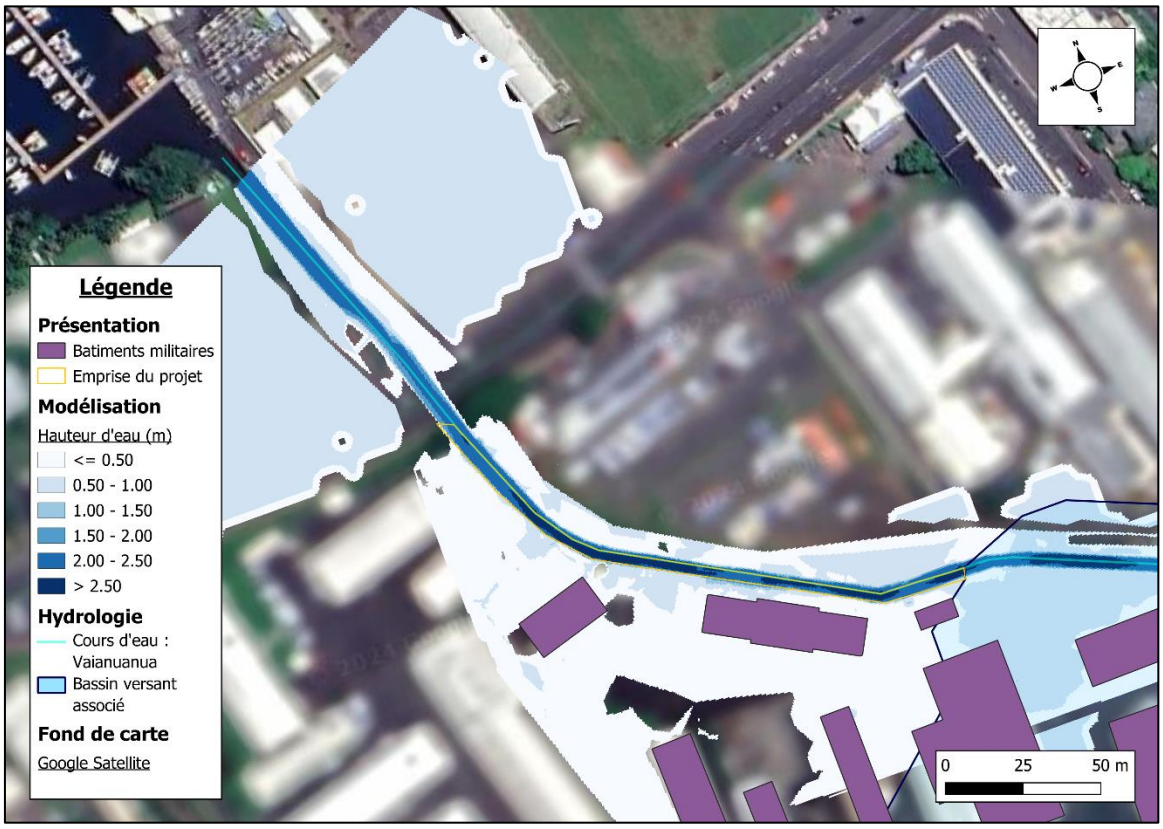


Figure 23 : Champ d'inondation de la zone pour une crue centennale

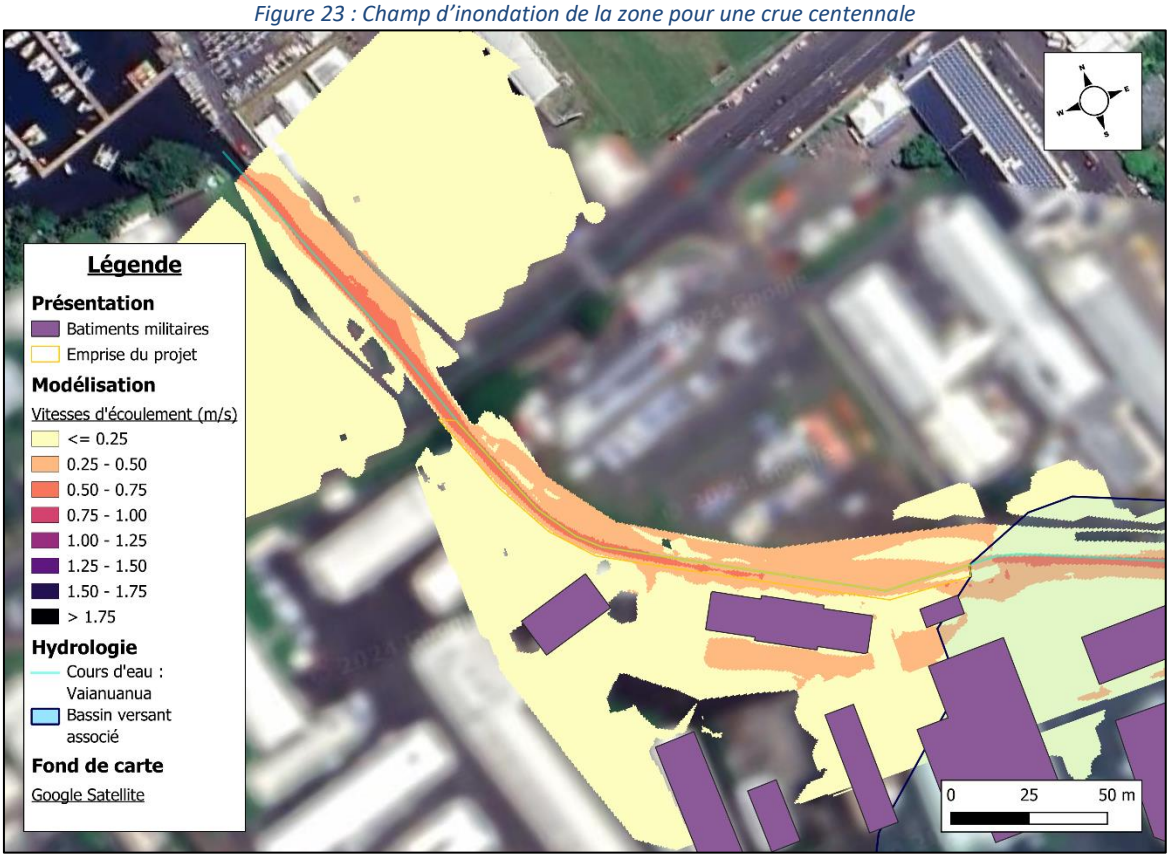


Figure 24: Champ des vitesses d'écoulement de la zone pour une crue centennale

Lors d'une crue centennale, la condition aval recommandée par la DCA implique déjà une inondation importante. En effet, une grande partie des terrains en bordure de la rivière ou en aval du pont de la RT2 ont une cote altimétrique respectivement autour des 1.50 m et 1 m NGPF.

En raison de ces larges débordements, les écoulements hors du lit sur la parcelle militaire sont limités à des vitesses autours de 0,1 m/s pour une hauteur de 0,3 m alors que dans l'axe d'écoulement les vitesses atteignent 0,6 m/s pour une hauteur d'eau allant jusqu'à 2,7 m en son centre.

La route de RT2 n'est pas submergée par les eaux en un seul endroit. La circulation des véhicules peut donc être conservée même lors d'une crue centennale. Cela permet de conclure que le pont de cette voie majeure semble suffisamment dimensionné pour subvenir à une crue centennale contrairement au ponceau amont.

L'analyse de la zone montre qu'à moins d'endiguer complètement la rivière depuis le projet jusqu'à son rejet en mer, des inondations sont prévues sur les terrains alentours. La réhausse d'une des berges, comme solution pour protéger des inondations, n'est pas idéale car elle impliquera une augmentation de l'inondation sur les terrains voisins.

4. Erosion

L'érosion, à l'origine des dégradations constatées, peut être constatée sur les profils en travers ci-dessous lors d'une crue centennale.

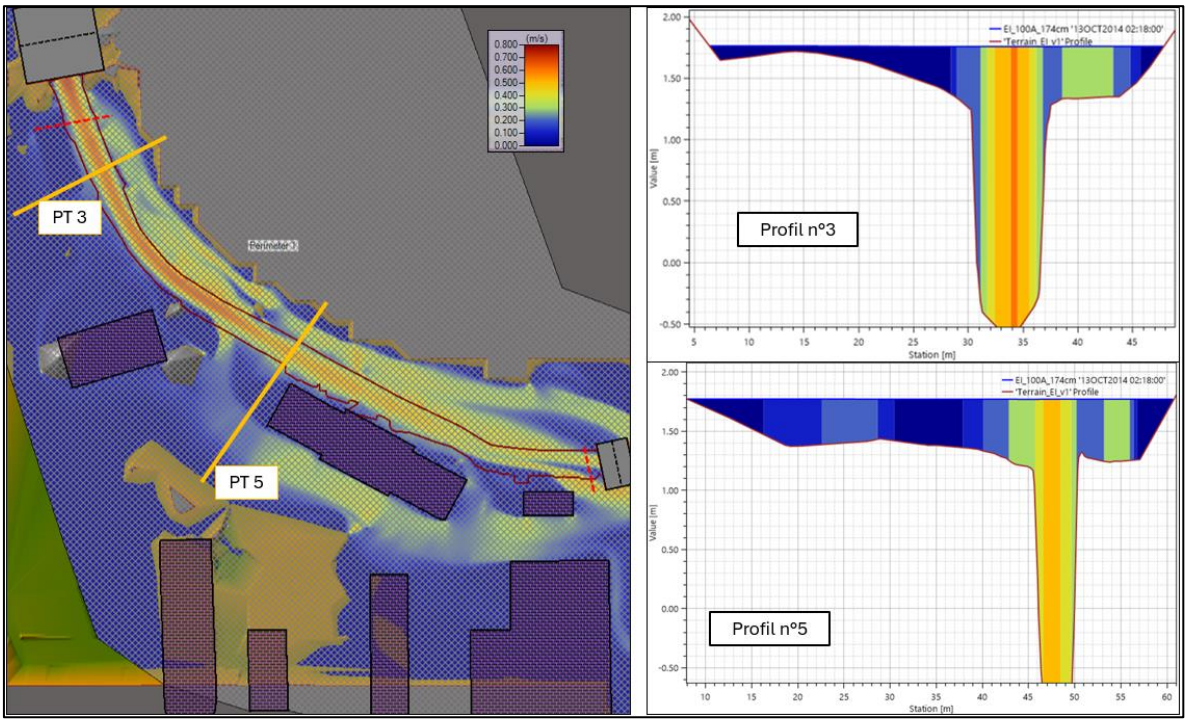


Figure 25 : Profils en travers avec les vitesses d'écoulement lors d'une crue centennale

La configuration du lit mineur oriente le flux vers la rive gauche autour du profile en travers 5. Ainsi les vitesses les plus fortes ne sont plus centrées et des vitesses fortes se trouvent proches de la berge gauche provoquant une érosion de cette dernière.

Le vecteur directeur, représentatif des écoulements, après avoir rebondi sur cette paroi fixe, retrouve alors l'axe de la rivière comme on peut le voir au niveau du profil 3.

5. Aléa

La cartographie de l'aléa inondation repose sur l'analyse des phénomènes hydrologiques et morphologiques susceptibles de provoquer des débordements d'eau. Elle intègre des éléments tels que les données topographiques, l'occupation du sol et les relevés historiques d'inondations existants. À l'aide du modèle hydraulique, les variations du niveau des eaux ont pu être simulées pour différents scénarios, y compris les crues extrêmes.

Les résultats sont ensuite traduits en cartes thématiques illustrant les zones à risque avec des échelles de probabilité pour des évènements de période de retour de 10 ou 100 ans et des niveaux d'intensité d'inondation.

Les cartes d'aléa inondation sont obtenues en croisant les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulements pour un endroit donné d'après le tableau ci-dessous :

Tableau 6 : Lien entre les vitesses d'écoulement, les hauteurs d'eau et l'aléa

	Hauteur < 0.5 m	0.5 < Hauteur < 1 m	Hauteur > 1 m
Vitesse < 0.5 m/s	**Aléa faible**	**Aléa moyen**	**Aléa fort**
0.5 < Vitesse < 1 m/s	**Aléa moyen**	**Aléa fort**	**Aléa très fort**
Vitesse > 1 m	**Aléa fort**	**Aléa très fort**	**Aléa très fort**

Le croisement des résultats obtenus par la modélisation d'une crue centennale permet la réalisation d'une carte de l'aléa inondation sur la zone.

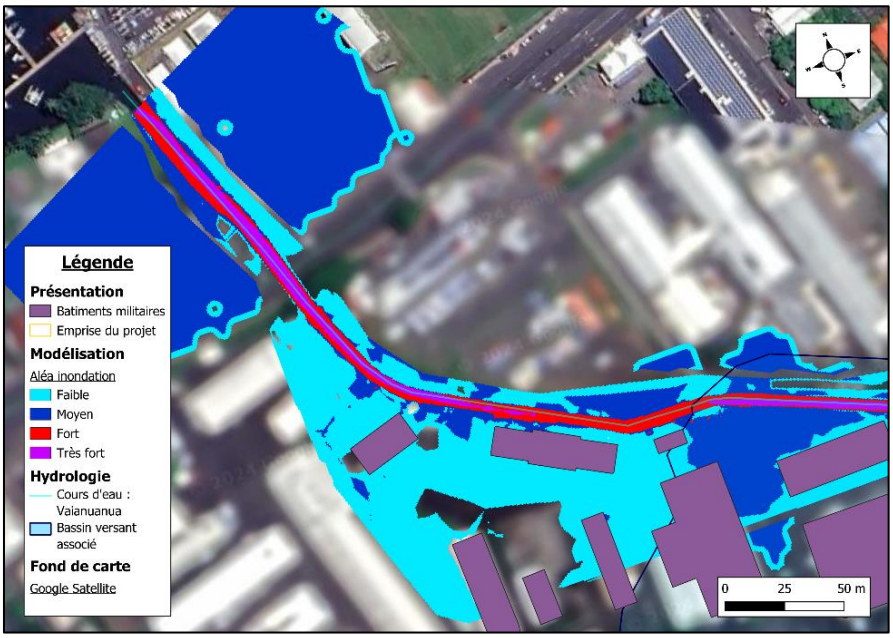


Figure 26 : Carte de l'aléa inondation issu de la modélisation pour la crue centennale

La carte des aléas montre globalement un risque fort à très fort dans le lit de la rivière. La topographie des terrains alentours et la contrainte amont ($H_{océan}$ = 1,74 m) entrainent des inondations avec un aléa moyen à faible en raison des hauteurs réduites et des vitesses négligeables.

Le pont de la RT2 est presque transparent vis-à-vis de la pluie centennale car aucun débordement n'est observable sur la route et les débordements surtout dépendant de la contrainte avale.

Le projet ne devra donc ne pas provoquer de modification notable du régime d'écoulements.

5. Projet d'aménagement

1. Résultats des études géotechniques G2 AVP et G5

A la demande de la DID, la société ApiGEO a réalisé, le 15 septembre 2022 et le 09 janvier 2025, successivement une étude géotechnique de projet G2 AVP et une autre G2 AVP et un diagnostic géotechnique G5 préalable au confortement d'un bord de la rivière VAIANUANUA à côté de la caserne BROCHE sur la commune d'Arue.

Une première étude a consisté en la réalisation de 10 sondages pénétromètre lourd à 6 m de profondeur sur la berge de projet et 6 sondages au pénétromètre démontable à 6 mètres ou au refus au niveau de la rivière.

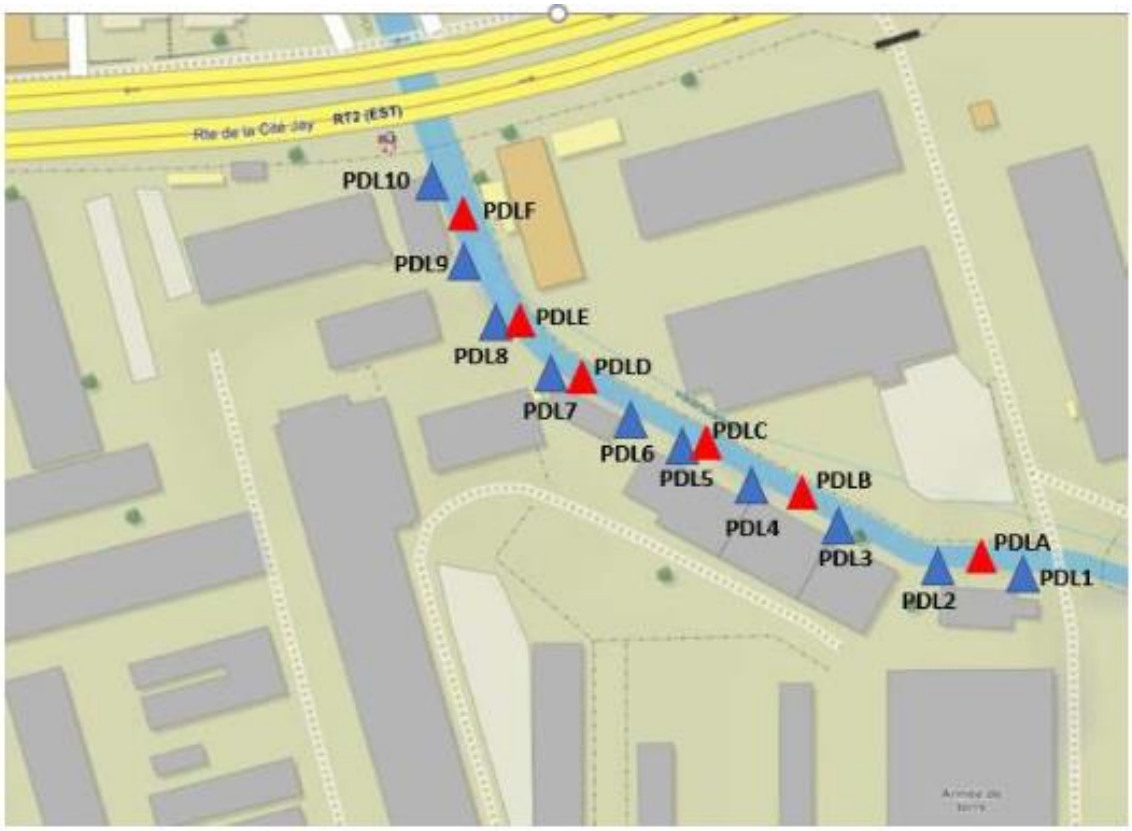


Figure 27 : Implantation des sondages – étude 2022

Ces sondages de pénétration dynamique donnent la résistance dynamique de pointe à la rupture en fonction de la profondeur et mettent en évidence la présence de deux strates :

- De 0 à 1/1.5 m environ, une couche de remblais limoneux et graveleux plus ou moins compact issus des aménagements généraux de la zone ;
- De 1.5 jusqu'à 6 m de profondeur, des sables graveleux de compacité faible à très faible sur la première partie du tronçon amont ;
- De 1.5 jusqu'à 6 m de profondeur, des sables et gravier plus compacts sur la fin du linéaire.

La nouvelles étude, réalisée à la fin de l'année 2024, consiste quant à elle la réalisation de 7 sondages avec des techniques différentes.

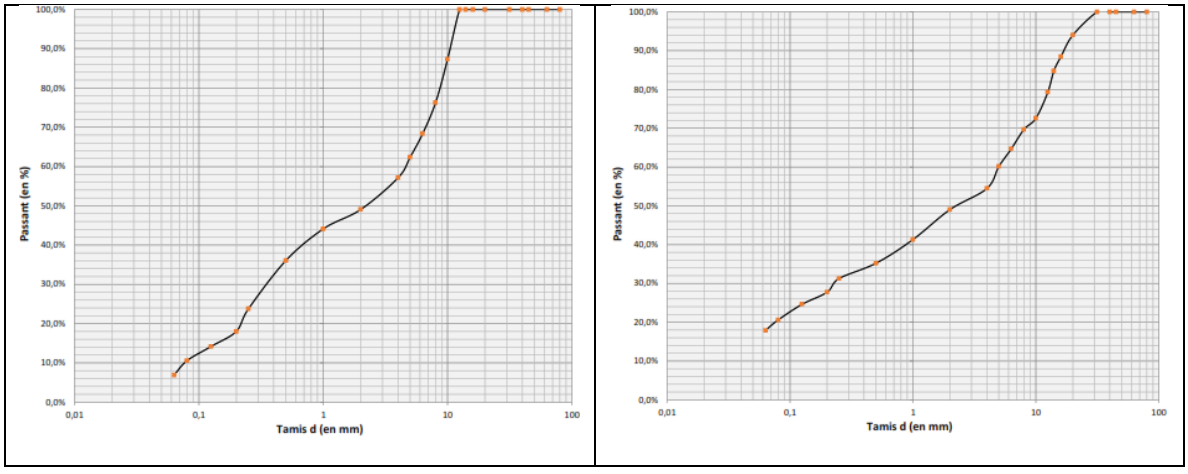


Figure 28 : Implantation des sondages – étude 2024

Trois nouveaux sondages pressiométriques descendus vers 15 mètres de profondeur ont été réalisé dans la rivière. Ils permettent de connaître la déformabilité du sol sous charge, la pression maximale que peut supporter le sol avant rupture et la pression à partir de laquelle le sol commence à se déformer de manière irréversible. En somme, ils permettent de déterminer la capacité portante du sol et d'optimiser le dimensionnement des fondations superficielles et profondes. Ces sondages ont confirmé la présence de trois strates :

- De 0.0 à 1/1,9 m environ, du remblai compact ;
- De 4m à 7m, des sables basaltiques et corallien peu à moyennement compact ;
- Jusqu'au terme des sondages à 15/16 mètres, des sables graveleux ou graves sableuses compactes à très compactes.

En complément, quatre prélèvements en fond de rivière à la pelle mécanique ont permis la réalisation d'analyses granulométriques pour vérifier la sensibilité à l'affouillement. Les courbes sont présentées ci-dessous :



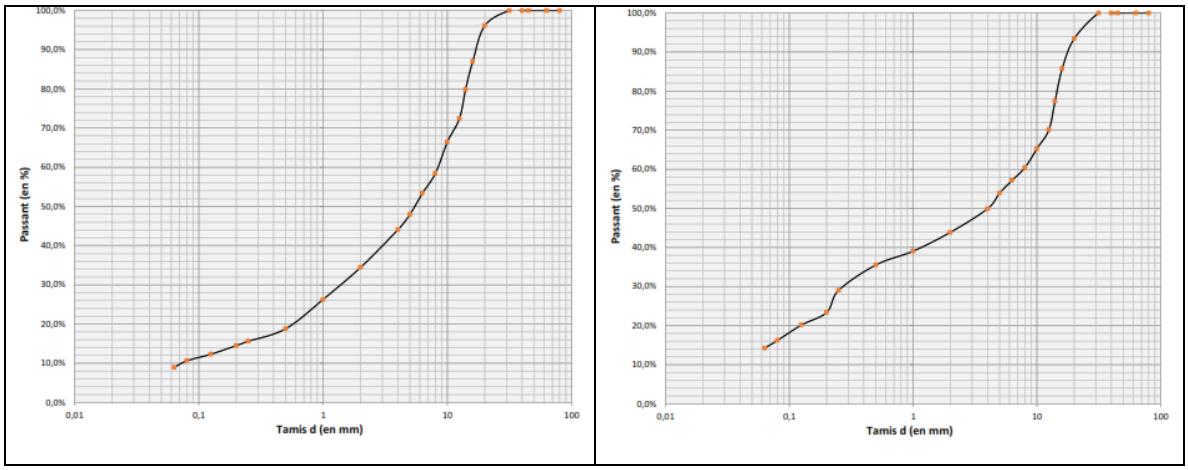


Figure 29 : Courbes granulométriques pour les 4 prélèvements dans la rivière

L'étude géotechnique préconise une solution de soutènement par palplanches auto-stables fichées de 10 mètres environ par rapport au fond de la rivière avec un remblaiement à l'arrière en béton cyclopéen.

La mise en place des palplanches s'effectuera préférentiellement par vibro-fonçage d'énergie modérée ou au mieux par veinage afin de ne pas déstabiliser l'assise du mur existant.

Pour finaliser le prédimensionnement de l'ouvrage en rive gauche, il est recommandé de réaliser une étude G2 PRO, notamment pour vérifier le risque de grand glissement.

Le bureau d'étude géotechnique laisse le dimensionnement au BET structure de la DID. Il rappelle qu'il incombe à l'entreprise de réaliser une étude géotechnique d'exécution G3 (étude et suivi).

2. Etude de l'affouillement

C'est un phénomène naturel qui décrit l'abaissement du niveau du lit d'une rivière par l'action hydrodynamique de l'eau (l'action érosive ou le transport solide). Les sols constituant les lits de rivières sont généralement sédimentaires, l'écoulement de l'eau à une vitesse donnée sur ces sols entraine un déplacement continu des sédiments soit par charriage ou par suspension (transport solide). La variation de la vitesse d'écoulement peut conduire à une augmentation du phénomène de transport et modifier aussi la morphologie du lit. Ce phénomène a pour conséquence direct une tendance à déchausser ou mettre à nue les fondations d'ouvrages franchissant cette rivière. La grandeur de cette réduction en dessous du niveau initial du lit de la rivière est nommée la profondeur d'affouillement.

L'affouillement a été pour longtemps reconnu comme un risque grave vis-à-vis de la performance et de la stabilité des ouvrages. L'affouillement se compose de trois composantes qui, généralement peuvent être mobilisées ensembles. Elles incluent l'affouillement général, l'affouillement de contraction et l'affouillement local comme illustré sur la ***Figure 30***.

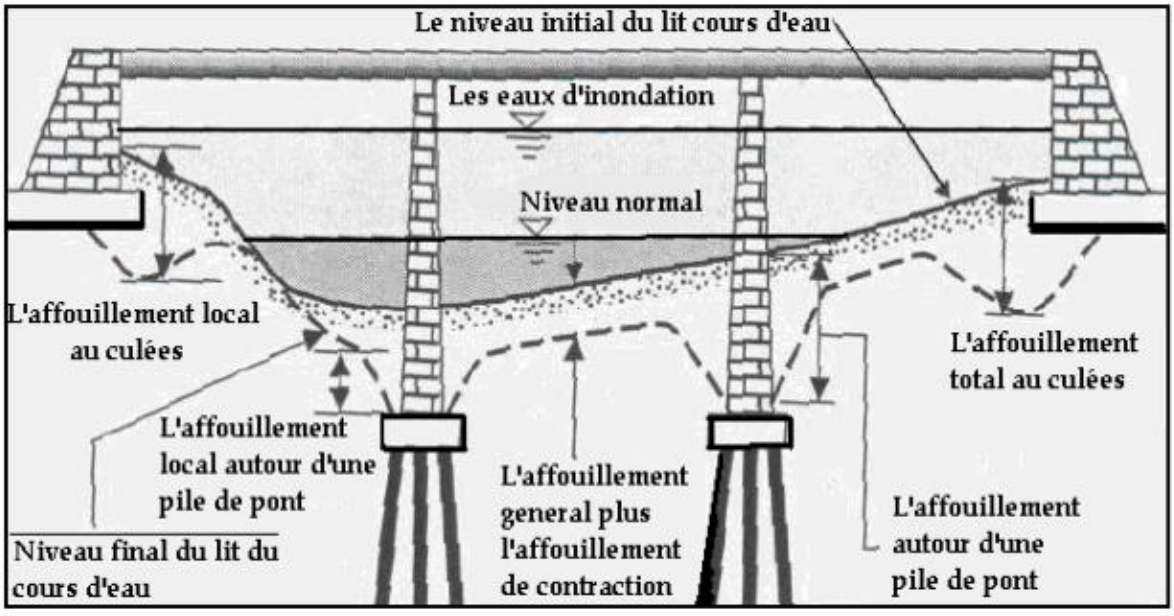


Figure 30 : Schéma des types d'affouillement

L'affouillement général est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir à la suite d'une grande crue ou bien s'étendre sur plusieurs années.

L'affouillement de contraction est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante.

L'affouillement local résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent en amont de la pile un changement brusque de l'écoulement : ce dernier est redirigé vers le lit engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile.

Dans le cadre de cette étude, la principale composante est l'**affouillement général**. En effet les deux autres effets sont limités en raison d'une préservation de la largeur d'écoulement de la rivière.

Il n'existe aucune méthode simple et générale pour le calcul avec certitude des hauteurs d'affouillement. De nombreuses formules plus ou moins empiriques existes : elles reposent sur les caractéristiques de l'écoulement et de la section mouillé (largeur au miroir, débit, diamètre des sédiments, …). Elles ont été mises en pratique dans le cadre de la zone associée au projet d'aménagement de la VAIANUANUA.

Formules de l'affouillement généralisé :

- Formule de LARRAS : $d_n = 2.0 * {W_s}^{0.3} - H_e$ Pour $W_s > 10$ m
- Formule de LACY : $d_n = 0.48 * {Q_p}^{0.36} - \frac{A}{W_s}$
- Formule de DUNN : $d_n = 0.4 * {Q_p}^{0.36} - \frac{A}{W_s}$ Pour $d_{90} > 6$ mm (lit graveleux)
- Formule de L.P.E.E. $d_n = 0.217 * {Q_p/W_s}^{6/7} * {d_{50}}^{-2/7} - \frac{A}{W_s}$
- Formule de EDF : $d_n = 0.73 * {Q_p/W_s}^{2/3} * {d_{50}}^{-1/4} - \frac{A}{W_s}$
- Formule de LEVI : $d_n = 0.234 * {Q_p/W_s}^{5/6} * {d_{50}}^{-1/4} - \frac{A}{W_s}$
- Formule de CONDOLIS : $d_n = 0.177 * {Q_p/W_s}^{7/8} * {d_{50}}^{-3/16} - \frac{A}{W_s}$

Avec :

d_n : Profondeur d'affouillement (en m) ;

Q_p : Débit de pointe (en m^3/s), dans ce contexte Q_p = Q100 ;

Ws : Débouché linéaire en cas de crue de projet : dans ce contexte Ws = 6.2 m ;

A : Débouché superficielle en cas de crue de projet : dans ce contexte A = 11.5 m² ;

He : Plus Haute Eau en m : dans ce contexte He = 2.4 m ;

d50 : Moyenne des diamètres médian correspondant à 50% des sédiments de diamètre inférieur sur les 4 courbes granulométriques de l'étude géotechnique(en m) ;

d90 : Moyenne des diamètres correspondant à 90% des sédiments de diamètre inférieur sur les 4 courbes granulométriques de l'étude géotechnique (en m).

Tableau 7 : Résultats de la profondeur d'affouillement

	Affouillement généralisé						
Formule	*LARRAS*	*LACY*	*DUNN*	*L.P.E.E.*	*EDF*	*LEVI*	*CONDOLIS*
Valeur	0.13 m	0.85 m	1.37 m	1.06 m	0.87 m	0.68 m	1.23 m

Etant donnée les incertitudes liées à ces évaluations **la profondeur moyenne d'affouillement généralisé a été retenue pour définir le calage de la cote de fondation, sachant que les deux valeurs extrêmes ont été écartés**. La hauteur d'affouillement ainsi estimée est de l'ordre de 0,94 m.

Il est à noter que cette valeur n'est qu'indicative. Elle permet cependant de s'assurer que les questions d'affouillement de l'ouvrage ne sont pas une problématique du projet car la fiche est prévue d'environ 10 mètres sur avis du bureau d'études géotechniques.

3. Protection par palplanche

Les palplanches auto-stables sont des éléments de soutènement en acier conçus pour stabiliser les berges, les digues et les fondations sans nécessiter d'ancrage supplémentaire. Leur conception permet une installation rapide et efficace, offrant une excellente résistance aux pressions latérales des sols et de l'eau.

Elles existent de différentes longueurs, épaisseurs et profil adaptées aux contraintes du projet. Leur système d'emboîtement garantit une excellente stabilité et une continuité structurelle optimale.

Les palplanches auto-stables se distinguent par leur facilité d'installation, leur résistance aux charges importantes et leur durabilité face aux agressions chimiques et environnementales. Leur adaptabilité permet une utilisation dans divers environnements, terrestres ou aquatiques. Elles trouvent donc parfaitement leur place comme protection contre l'érosion.

Elles respectent les normes EN 10248 (acier laminé à chaud) et EN 10249 (acier laminé à froid), avec des options de traitements anticorrosion ou galvanisation pour une meilleure longévité.

Le plan type de l'aménagement de berge est présenté en ***Figure 31***.

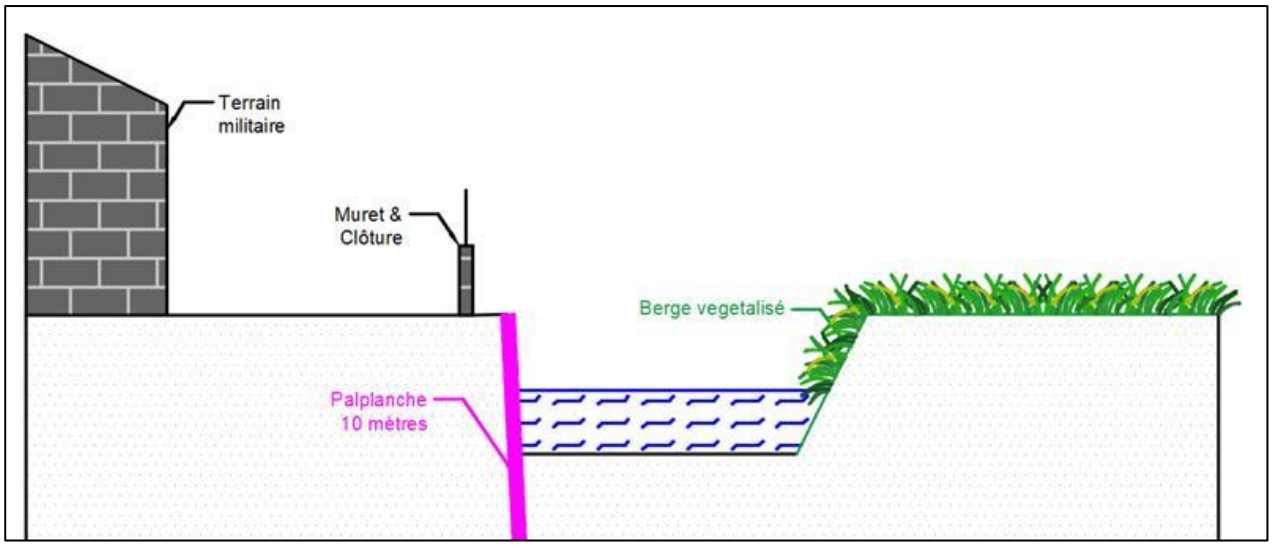


Figure 31 : Schéma type de la rivière VAIANUANUA avec des palplanches comme protection de berge

4. Reprofilage du lit

Le projet sur la rive gauche du cours d'eau vient modifier le profil du cours d'eau pour adopter une berge quasi verticale qui présente une forte instabilité sans la mise en place d'une protection de type palplanche. Le revêtement presque lisse implique une augmentation locale des vitesses.

Cette intervention dans le cours d'eau sera l'occasion de réaliser un curage du lit afin de retrouver une profondeur plus uniforme. Cela permettra de réhomogénéiser le profil des vitesses sur la section d'inondation et d'augmenter la contrainte limite d'arrachement, limitant ainsi l'érosion des berges.

Le reprofilage n'augmentera pas et ne diminuera pas la section mouillée d'inondation du lit mineur, ainsi l'impact sur la hauteur d'eau est très limité.

Une coupe type illustrant le reprofilage avec les futurs remblais et déblais, se compensant en moyenne, est présentée sur la ***Figure 32****Erreur ! Source du renvoi introuvable.*.

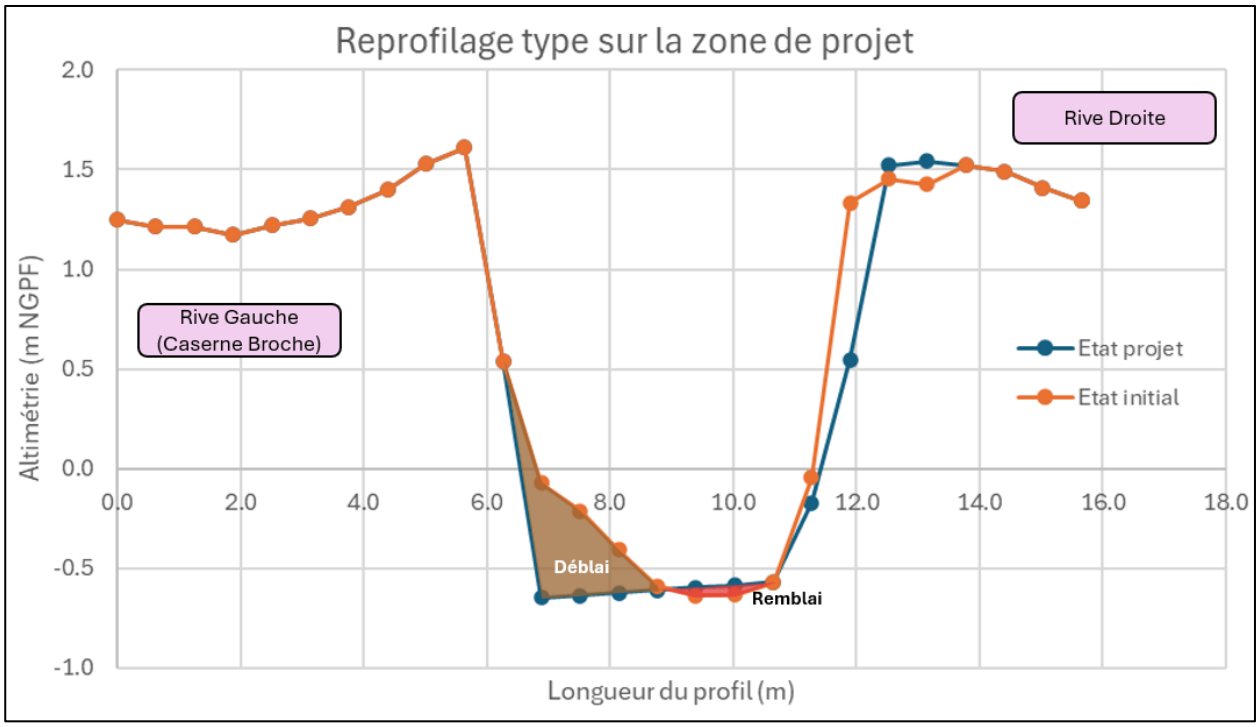


Figure 32: Reprofilage type de la section en travers de la VAIANUANUA

6. Modélisation de l'état projeté

1. Rappel des modifications

Le projet d'aménagement modélisé ne vient effectuer que des modifications mineures sur la zone car l'objet principal est le renforcement de la berge entrain de s'effondrer. Ainsi les modifications sont :

- Le passage d'une berge fortement dégradée avec des cavités, entrainant des risques d'effondrement ou de glissement de terrain, à une berge au profil vertical maintenue par une palplanche.
- La transition entre un lit fortement hétérogène avec une végétation presque envahissante à lit retravaillé tel qu'effectué lors d'un curage par les services de l'équipement.

En plus de ces modifications topographiques, la rugosité est modifiée au niveau de la zone de travaux. En effet la palplanche, avec sa texture extrêmement lisse par rapport à des conditions naturelles, accélère localement l'écoulement. Cette modification de la vitesse d'écoulement est acceptable car les berges du lit de la rivière en avales sont également anthropisées et protégées contre l'érosion.

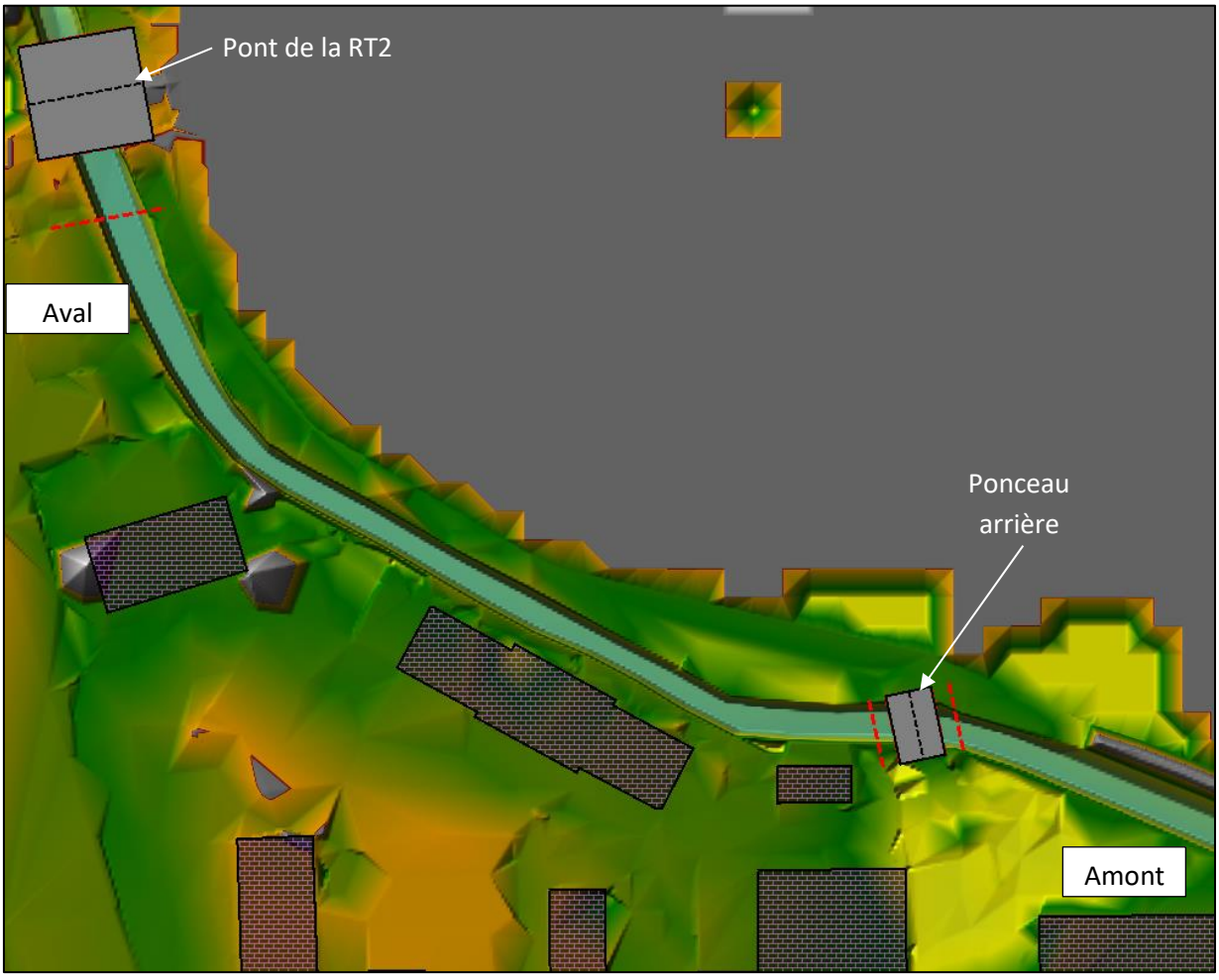


Figure 33: Modèle numérique de terrain (MNT) après aménagement de la berge en rive gauche

2. Résultats pour la crue décennale

Les résultats des modélisations prennent la forme d'un champ d'inondation illustrant les valeurs de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement en tous points du modèle.

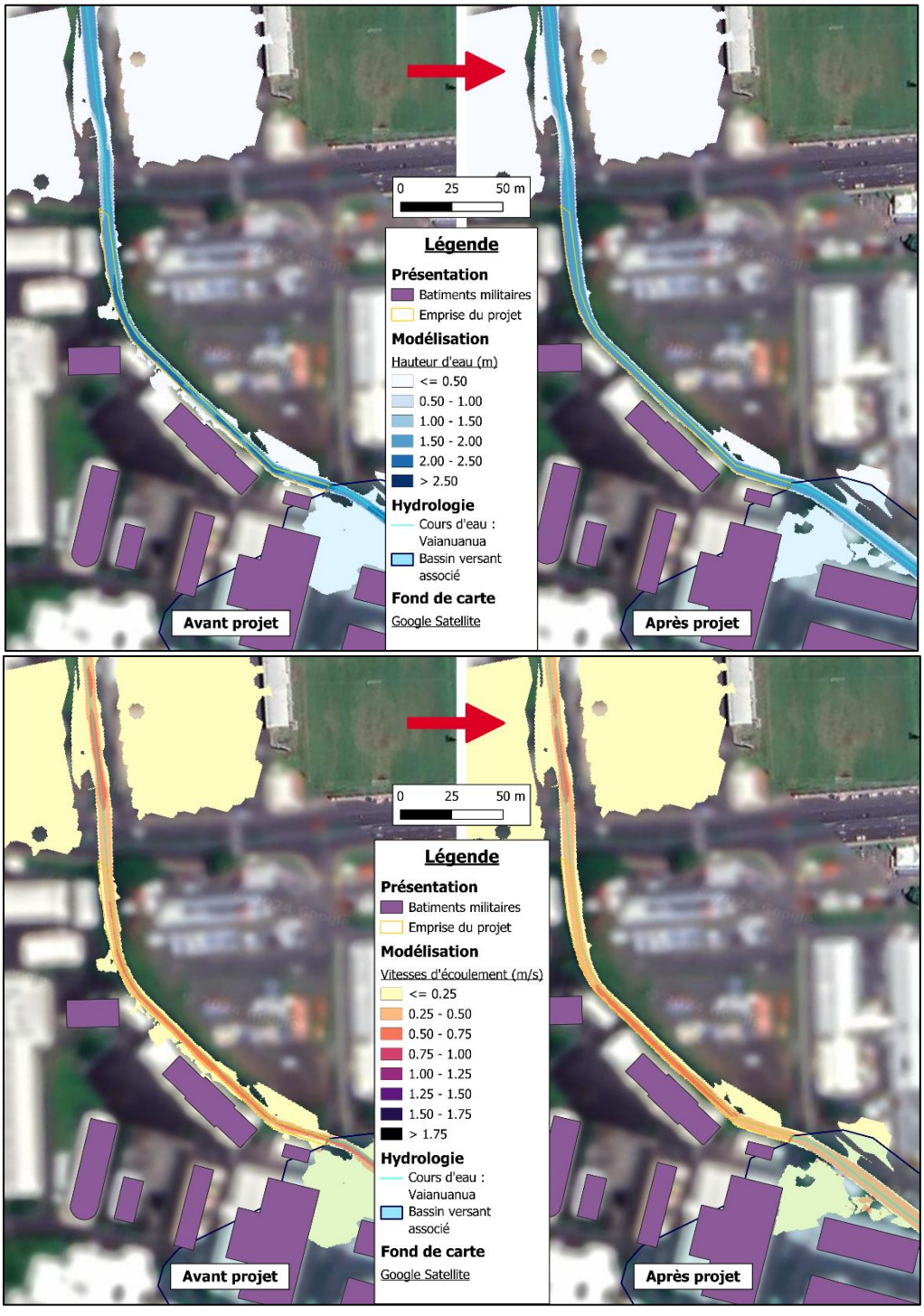


Figure 34 : Carte des différences d'hauteurs d'eau et de vitesses avant vs après projet pour la crue décennale

Lors d'une crue décennale, l'eau investie le lit de la rivière de façon très similaire à l'état initial. On observe cependant une légère diminution des inondations sur la bordure avale du projet ainsi qu'une limite plus nette entre le lit et la berge. En termes de vitesses, les écoulements sont plus homogènes sur l'ensemble du lit.

3. Résultats pour la crue cinquantennale

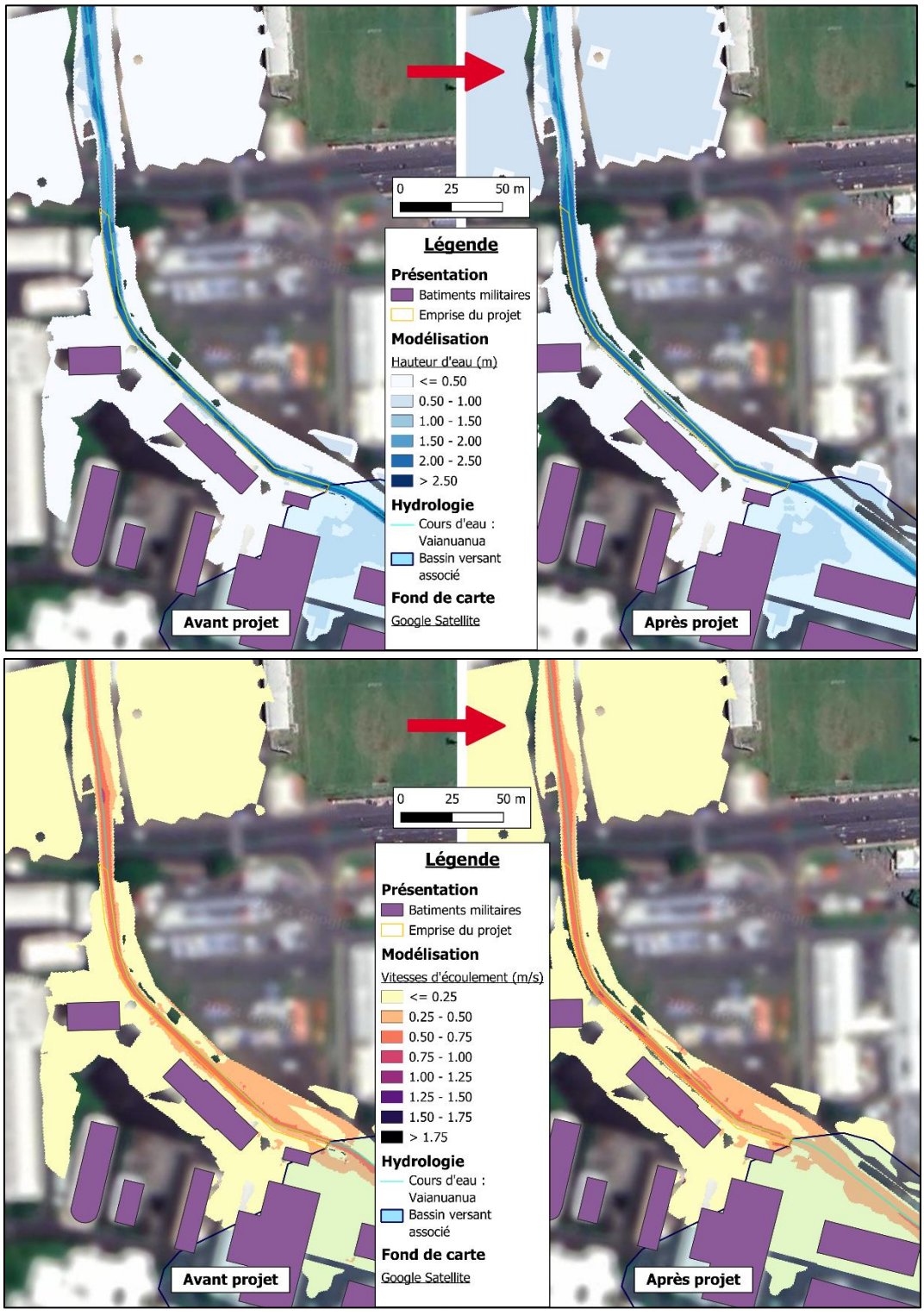


Figure 35 : Carte des différences d'hauteurs d'eau et de vitesses avant vs après projet pour la crue cinquantennale

Lors de la crue cinquantennale, on constate encore une homogénéisation des hauteurs d'eau ainsi qu'une augmentation moyenne des vitesses d'écoulement dans le lit mineur de la rivière. Les surfaces immergées ne semblent pas être foncièrement différentes car elles sont fortement dues à la contrainte en aval.

4. Résultats pour la crue centennale

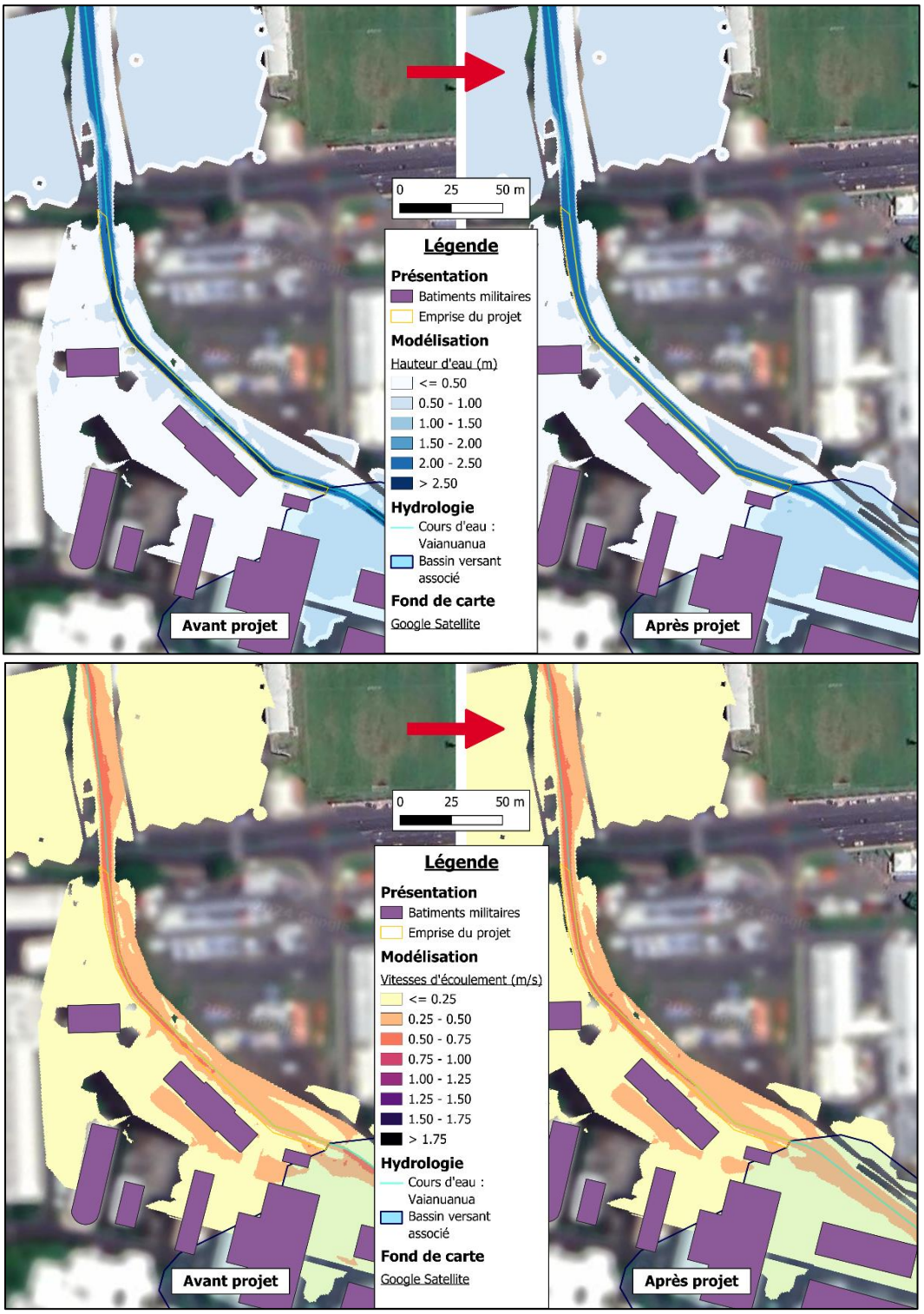


Figure 36 : Carte des différences d'hauteurs d'eau et de vitesses avant vs après projet pour la crue centennale

Lors d'une crue décennale, l'eau déborde légèrement moins en dehors du lit de la rivière. Le ponceau amont, sous-dimensionné, implique de façon très similaire à l'état initial un chenal d'écoulement au sein du terrain militaire.

On n'observe pas de différence majeure en termes d'hauteur d'eau avant et après, selon les endroits, la différence varie de 1 à 10 centimètres maximum.

VI. Conclusion

L'étude hydrologique montre une gamme de débit assez faible allant de 4 à 8 m^3/s pour les crues majeures du cours d'eau de la VAIANUANUA.

Les modélisations hydrauliques menées montrent que les inondations dès l'état initial sont fortement corrélées à la contrainte en aval. Ainsi, à cause de son altimétrie faible, le terrain militaire est inondé après la crue décennale. Le pont de la RT2 est bien dimensionné jusqu'à la centennale contrairement au ponceau qui provoque des petits débordements à partir de la crue décennale.

La modification de la berge dans le cadre du projet, ne provoque pas de modification importante des conditions d'écoulements. On note, sur les modélisations, une homogénéisation des écoulements dans le lit mineur du cours d'eau avec des vitesses localement supérieures après projet. Le lit mineur participe plus à l'évacuation des eaux et les inondations sont très légèrement réduites.

Les travaux consistent en la mise en place d'une palplanche sur la rive gauche dégradée et en cours d'effondrement. Bien qu'il s'agisse d'une anthropisation du cours d'eau, celui-ci en amont comme en aval a déjà été fortement modifié par l'homme. Les protections de berges en aval, déjà existantes, évitent le report du problème.

Ainsi le projet améliore la situation globale de la zone en stabilisant la berge dans sa configuration existante sans augmenter l'aléa inondation des zones voisines.