



Section Hydrologie, Hydrogéologie

Cartographie de l'aléa inondation - Rivière : Fautaua -

Modélisation - Rapport d'étude

Version Finale - v07

Référence

20230205-HY-FAU

MAPA n°5029/MSF/DCA du 17 juillet 2023

Cartographie de l'aléa inondation - Lot. 1 - Rivière : Fautaua, Nahoata, Ahonu

Commanditaire

Direction de la Construction et de l'aménagement (DCA)

Ministre des Solidarités et du Logement, en charge de l'aménagement, de la famille et des personnes non autonomes

Vai-Natura SARL

BP. 1003 - 98713 Papeete - Tahiti

Polynésie française

N° RC 11 178 B

N° Tahiti 988550

Phone +689 87 29 16 68

Fax +689 40 66 19 32

www.vai-natura.com

contact@vai-natura.com

Vai-Natura SARL

Cartographie de l'aléa inondation - Rivière Fautaua -



Informations relatives au document

Informations générales

| | |
|--------------------------|---|
| Version | v04 |
| Référence | 20230205-HY-FAU |
| Ile | Tahiti |
| Commune | Papeete et Pirae |
| Rivière | Fautaua |
| But de la demande | Cartographie de l'aléa inondation pour la rivière Fautaua |

Historique des modifications

| Version | Date | Rédaction / Vérification | Fonction |
|----------------|---------------|-----------------------------------|--------------------------|
| v01 | avril-2024 | Nicolas DUBOIS Matthieu Aureau | Technicien Hydrologue |
| v02 | juin-2024 | Matthieu Aureau | Hydrologue |
| v03 | juillet-2024 | Matthieu Aureau | Hydrologue |
| v04 | octobre-2024 | Matthieu Aureau | Hydrologue |
| v05 | novembre-2024 | Matthieu Aureau | Hydrologue |
| v06 | novembre-2024 | Matthieu Aureau | Hydrologue |
| v07 | février-2025 | Matthieu Aureau | Hydrologue |

Demandeur

| | |
|----------------------|----------------|
| Organisme/Nom | Contact |
| DCA | Rauhere Gerst |

Sommaire

| | |
|---|-----------|
| 1. Présentation | 5 |
| 1.1. Contexte..... | 5 |
| 1.2. Enjeux | 7 |
| 1.3. Rappels généraux..... | 7 |
| | |
| 2. Etat des lieux contextuels..... | 10 |
| 2.1. Toponymie | 10 |
| 2.2. Géographie et morphologie..... | 10 |
| 2.3. Topographie..... | 12 |
| 2.4. Occupation humaine..... | 13 |
| 2.5. Hydromorphologie et aménagement | 14 |
| 2.5.1. Analyse historique | 14 |
| 2.5.2. Historique inondations et témoignages..... | 17 |
| 2.5.3. Diagnostic du cours d'eau | 18 |
| | |
| 3. Modélisation hydraulique | 27 |
| 3.1. Stratégie de modélisation..... | 27 |
| 3.2. Etendu et maillage du modèle..... | 28 |
| 3.3. Rugosité du terrain | 30 |
| 3.4. Hydrologie..... | 31 |
| 3.4.1. Données disponibles | 31 |
| 3.4.2. Pluviométrie | 33 |
| 3.4.3. Hydrométrie | 35 |
| 3.4.4. Gestion des affluents..... | 37 |
| 3.5. Modélisation des ponts et simulation d'embâcles..... | 37 |
| 3.6. Scénarios des simulations..... | 40 |
| | |
| 4. Résultats de la modélisation..... | 41 |
| 4.1. Ecoulement et débordement | 41 |
| 4.1.1. Section 1 | 42 |
| 4.1.2. Section 2 | 43 |
| 4.1.3. Section 3 | 44 |

| | |
|--|-----------|
| 4.2. Cartographie de l'aléa inondation | 45 |
| 4.2.1. Construction | 45 |
| 4.2.2. Principe et méthode du lissage | 45 |
| 4.2.3. Zones d'aléa qualifiées par expertise | 47 |
| 4.3. Interprétation des résultats..... | 49 |
| 5. Proposition d'aménagement | 52 |
| 6. Conclusion | 54 |
| 7. Bibliographie..... | 55 |
| 8. Annexes..... | 57 |
| 8.1. Modélisation hydraulique en rivière - Principes théoriques | 57 |
| 8.1.1. Description | 57 |
| 8.1.2. Modèle 1D ou 2D..... | 59 |
| 8.1.3. Régimes transitoire et permanent. | 60 |
| 8.1.4. Données d'entrée..... | 61 |
| 8.1.5. Calage du modèle..... | 61 |
| 8.2. Approche hydrologique | 62 |
| 8.2.1. Objectifs..... | 62 |
| 8.2.2. La méthode rationnelle | 63 |
| 8.2.3. Principe de la méthode GRADEX..... | 64 |
| 8.2.4. Estimation des crues extrêmes | 65 |
| 8.3. Conditions des relevés topographiques | 66 |
| 8.3.1. Profils en travers (Cross Section)..... | 66 |
| 8.3.2. Courbes, rétrécissement, élargissement..... | 67 |
| 8.3.3. Ouvrages..... | 67 |
| 8.4. Abaque des coefficients de rugosité de Manning (Chow, 1959)..... | 69 |
| 8.5. Photographie de la rivière de la Fautaua en novembre 2023 | 72 |
| 9.5.1. Section 1 | 72 |
| 9.5.2. Section 2 | 75 |
| 9.5.3. Section 3 | 78 |
| 8.6. Evolution de l'emprise de la rivière de la Fautaua depuis 1955..... | 80 |

1. Présentation

1.1. Contexte

Tahiti est la plus grande île de la Polynésie française, c'est aussi la plus urbanisée. Sa topographie très accidentée avec des bassins versants peu étendus et son climat tropical humide expliquent le caractère très torrentiel de l'écoulement de ses cours d'eau. Les débits d'étiage, ou même les débits de base, sont faibles la plus grande partie de l'année, mais lorsque des événements pluvieux très intenses surviennent, les volumes d'eau qui ruissellent et les vitesses d'écoulement augmentent très significativement, entraînant des crues éclairs très importants. Lorsque la pente est forte, la vitesse de l'eau est importante et l'écoulement se contient dans le lit des cours d'eau. Mais en arrivant dans les zones de plaines où l'inclinaison est plus faible le courant diminue ce qui favorise une augmentation de la hauteur d'eau et les risques de débordement. A proximité des embouchures, les pentes longitudinales des lits sont presque planes et mécaniquement les risques de submersion sont accentués.

Les espaces de plaines sont également les plus occupées par les activités humaines. Ces zones sont fortement urbanisées notamment dans la ceinture Nord de l'île de la commune de Puna'auia sur la côte Ouest, à celle de Mahina sur le versant Est de l'île. Au cours du temps, les constructions et le développement de la voirie ont pris de l'espace sur les espaces d'écoulement des eaux et les zones de débordement « naturelles ». Les cours d'eau ont été redessinés, certains exutoires ont été déplacés, les lits ont été contraints entre des berges souvent artificialisées. Ces aménagements « hydrauliques » ont réduit l'espace d'écoulement, les débordements se sont accentués, mais surtout les enjeux se sont largement accrus. La forte présence humaine à proximité des berges a entraîné des situations parfois dramatiques pour les riverains et toutes les activités aux alentours.

La modélisation des cours d'eau avec des scénarios de crues rares à très rares permet de projeter les impacts de fortes inondations et de déployer une stratégie de mise en protection des biens et des personnes dans le cadre du Plan de Prévention des Risques (PPR). Ce travail doit prendre en compte les évolutions de l'urbanisation et les modifications environnementales pour garantir une gestion efficace des situations d'urgence et développer la meilleure prévention face au risque inondation.

Dans ce contexte, la Direction de la Construction et de l'Aménagement (DCA) à travers la Cellule Etudes et Conseils en Aménagement (CECA), encadre une mise à jour de la cartographie de l'aléa inondation sur 10 cours d'eau de l'île de Tahiti.

La rivière de la Fautaua se trouve sur la commune de Papeete au Nord de l'île de Tahiti. Elle s'étend sur près de 13 km à travers un bassin versant de forme oblongue avec un évasement plus grand dans la haute vallée. Le bassin versant couvre une surface totale de 2 245 ha, en incluant la zone de plaine qui représente 220 ha. Cette zone de plaine est très urbanisée avec de nombreux quartiers d'habitations et de grandes infrastructures collectives. La topographie est très plane sur ce dernier secteur, la rivière peut déborder lors de d'événements météorologiques particulièrement intenses. Le risque inondation est important.

Une précédente étude autour de l'aléa inondation, réalisé en 2010 (EGIS), est un bon point de comparaison pour mettre à jour la cartographie. En 2024, nous disposons de données topographiques plus précises issues d'une campagne LIDAR datant de 2020 et de nouveaux relevés du lit du plein bord réalisés en 2024.

Face au dérèglement climatique en cours, un scénario s'appuyant sur des données prévisionnelles est également testé avec une estimation d'une montée du niveau de la mer de 0.73 m, correspondant à la prévision médiane du GIEC¹ (SSP2-4.5, 2021).

Notons dès à présent que la crue la plus importante enregistrée entre le 19 et le 20 décembre 1998 constitue l'événement hydrologique majeur de la période 1972-2024. Le débit maximum de cette crue a été estimé à 310 m³/s (Wötling, 2000 ; Danloux, 2003).

--

Ce rapport débute par une revue du contexte général de la vallée de la Fautaua, ses caractéristiques physiques (géographique, topographique, géologique, ...), l'occupation anthropiques de la basse vallée et de la zone de plaine. Un regard est également porté sur l'évolution de la rivière et de son tracé depuis les années 1950. Nous présentons aussi un inventaire hydromorphologique du lit de la rivière dans son état actuel sur 2.7 km à partir de son embouchure.

La seconde partie de ce document précise la stratégie de modélisation hydraulique mise en œuvre en discutant les choix techniques réalisées et les estimations des paramètres d'entrée.

Les résultats de la modélisation sont ensuite présentés et analysés en s'appuyant sur plusieurs scénarios de crue (Q_{10} , Q_{50} , Q_{100}), en simulant des embâcles sous les ouvrages traversants, et en intégrant enfin une montée du niveau de l'eau le long de la frange côtière. L'objectif est d'élaborer une nouvelle carte de projection du risque inondation qui sera utilisée dans le cadre du Plan de Prévention des Risques avec comme ligne conductrice la mise en sécurité des biens et des personnes.

La dernière partie de ce rapport récapitule les points de fragilité hydraulique dans le lit de la rivière qui mènent aux débordements avant de présenter des recommandations d'aménagements et d'occupation pour améliorer la résilience de la rivière, et des alentours, face aux risques de l'inondation.

¹ Groupe d'experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat

1.2. Enjeux

Plusieurs études hydrologiques et hydrauliques ont déjà été réalisées sur la rivière Fautaua, généralement dans le cadre de la projection de l'aléa inondation (Danloux, 1955 ; EGIS, 2010). De nombreuses inondations sont référencées dans la littérature grise ou dans la presse (avril 1983 avec le cyclone *Veena*, 15 avril 1987, décembre 1998 et janvier 2017). Les dégâts engendrés par ces épisodes parfois dramatiques ont poussé les pouvoirs publics à réagir pour limiter les débordements et protéger les habitations et leurs occupants.

Globalement, l'espace d'écoulement dans le lit de la rivière Fautaua est suffisant pour drainer des crues importantes, même très importantes. L'étude de 2010 a toutefois mis en lumière certains points de fragilité sur les berges permettant à l'eau de sortir du lit et inonder les rives alentours. Ce risque est particulièrement présent autour de l'embouchure.

La nouvelle modélisation doit permettre d'apprécier le niveau du risque en s'appuyant sur des données plus récentes et plus précises, notamment avec le nouveau modèle de terrain basé sur un relevé LIDAR.

1.3. Rappels généraux

Pour ne pas engendrer de confusion par les termes choisis quelques éléments sur le vocabulaire utilisé en hydrologie sont ici rappelés :

- Un cours d'eau est toujours décrit de l'amont vers l'aval, dans le sens du courant. Les berges droite et gauche sont entendues en positionnant l'observateur face à l'aval regardant dans la direction de l'embouchure, dos à la montagne ;
- Le mécanisme hydromorphologique d'une rivière s'appuie sur quatre éléments descriptifs principaux : la largeur du lit à plein bord ; la profondeur moyenne à plein bord ; la pente moyenne du lit ; et la sinuosité. Les deux premières variables définissent le profil transversal d'une section du cours d'eau, les deux suivantes caractérisent un tronçon dans sa longueur.

La notion de « plein bord » correspond au profil en travers du cours d'eau qui s'étend jusqu'à la limite de débordement du lit mineur (Figure 1). Le lit de plein bord est la géométrie retenue en hydromorphologie.

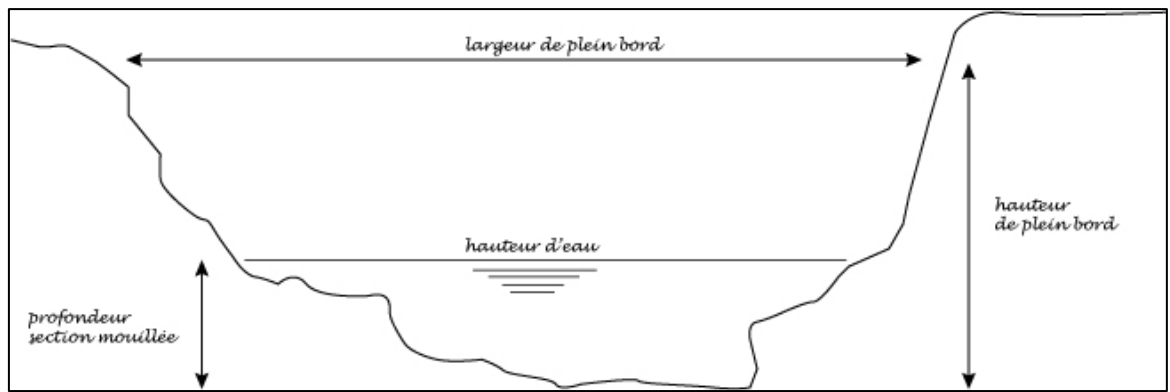


Figure 1 : Géométrie du profil en travers d'un cours d'eau.

- Dans un coude de rivière, la berge concave est la ligne extérieure. A l'opposé, la berge convexe se trouve à l'intérieur de la courbe (Figure 2). Le courant de surface (a) a une composante centrifuge, quand le courant de fond (b) a une composante centripète. Ce phénomène engendre l'érosion de la berge extérieure, concave, et comble de matériaux la berge opposée, convexe.

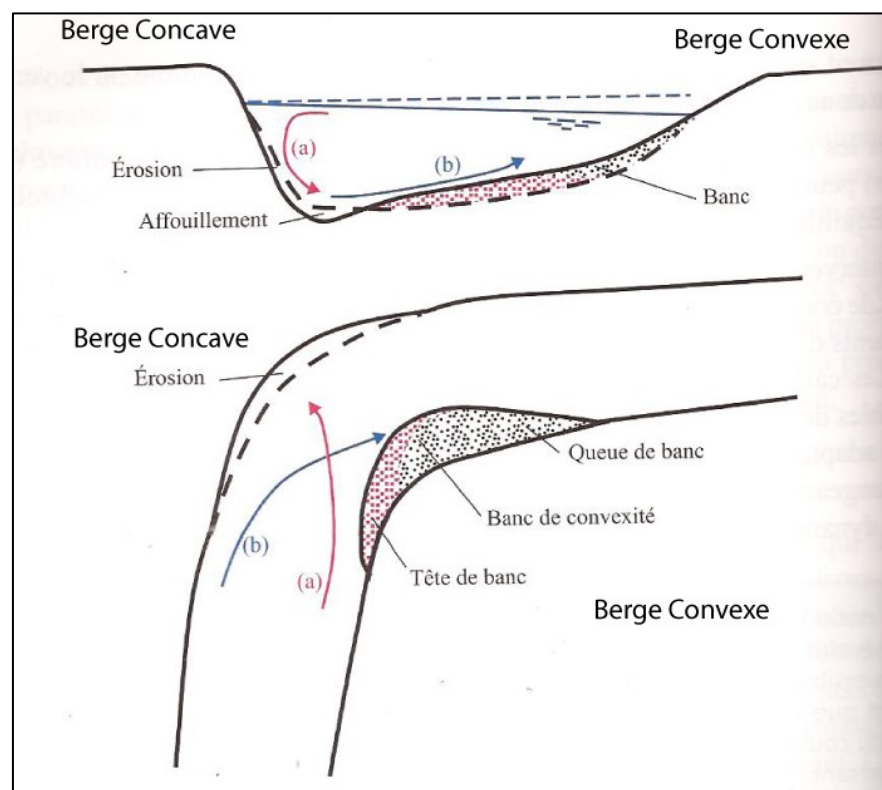


Figure 2 : Schémas de la courbe d'une rivière et évolution des profils.
(tiré et adapté de Degoutte, 2012).

- La berge est un talus incliné qui sépare le lit mineur du lit majeur. Elle doit être différenciée de la rive dont l'espace géographique est plus vague : la zone de séparation entre les milieux aquatique et terrestre. La berge est composée d'un socle, de la pente du talus et du « haut du talus » ou « haut de berge ».

- La modélisation des écoulements à surface libre a pour objectifs principaux de :
 - Simuler les débordements lors de crues remarquables ;
 - Déterminer les hauteurs de submersion, les vitesses d'écoulement, l'étendu des zones inondables en période de crue et d'en apprécier les risques ;
 - Évalué l'impact des embâcles ;
 - Inventorier les points de fragilité du canal d'écoulement ;
 - Proposer des aménagements qui permettraient de réduire les risques.

Les résultats obtenus au terme du modélisation numérique doivent être éclairés à travers la réalité du terrain.

Pour terminer, il n'est pas inutile de rappeler les limites d'une simulation. Un modèle numérique en général, dans les disciplines de l'hydrologie en particulier, est avant tout un outil de calcul qui fonctionne à partir du moment où les données d'entrées sont appropriées. Il est toutefois primordial de conserver à l'esprit l'importance du paramétrage du modèle, donc des stratégies d'acquisition et de traitement des informations à mettre en adéquation avec les objectifs de l'étude. Cette mise en garde initiale est parfaitement révélée dans la citation de Mary P. Anderson (1983) :

« All models require the talents of a skilled model user, a tailor, to design [...] valid boundary conditions and initial conditions and select meaningful values for model parameters. »

2. Etat des lieux contextuels

2.1. Toponymie

La rivière de la Fautaua s'écoule dans la vallée éponyme qui se trouve sur la commune de Papeete et marque la frontière avec la commune de Pirae. Le toponyme Fautaua dérive d'une ancienne appellation *Fautauà* qui signifierait « *un grand pūrau (fau)* » sous lequel les guerriers venaient sceller leur amitié » (Taua) ou bien faire amis (Faa-taua). Le terme *Fautauà* voudrait dire, selon Teuira Henry², chefs confédérés (source www.rivieresdetahiti.com/les-rivieres-explorees/fautaua-a-papeete/#note-bas-de-page-fautaua-1).

La zone de plaine est aujourd'hui fortement urbanisée. La rivière est une frontière naturelle entre les communes de Papeete à l'Ouest et de Pirae à l'Est. Le cours d'eau traverse, en partant de l'aval, les quartiers de Taunoa, Vaitavatava, Mama'o et Titioro pour la rive gauche du côté de Papeete et les quartiers de Atimaro et Fautaua sur Pirae.

2.2. Géographie et morphologie

A Nord de l'île de Tahiti (Figure 3), la vallée de la Fautaua s'allonge sur un axe légèrement Sud-Est Nord-Ouest sur environ 12 km. De forme oblongue le bassin versant couvre une superficie de 25 km². Il s'évase dans sa hauteur vallée où il atteint une largeur maximum est de 3.9 km. Cette largeur se réduit à 1 km à l'aval où la vallée est plus encaissée. La vallée s'ouvre ensuite sur une plaine alluvionnaire qui s'étend sur 2 200 m jusqu'à l'embouchure.

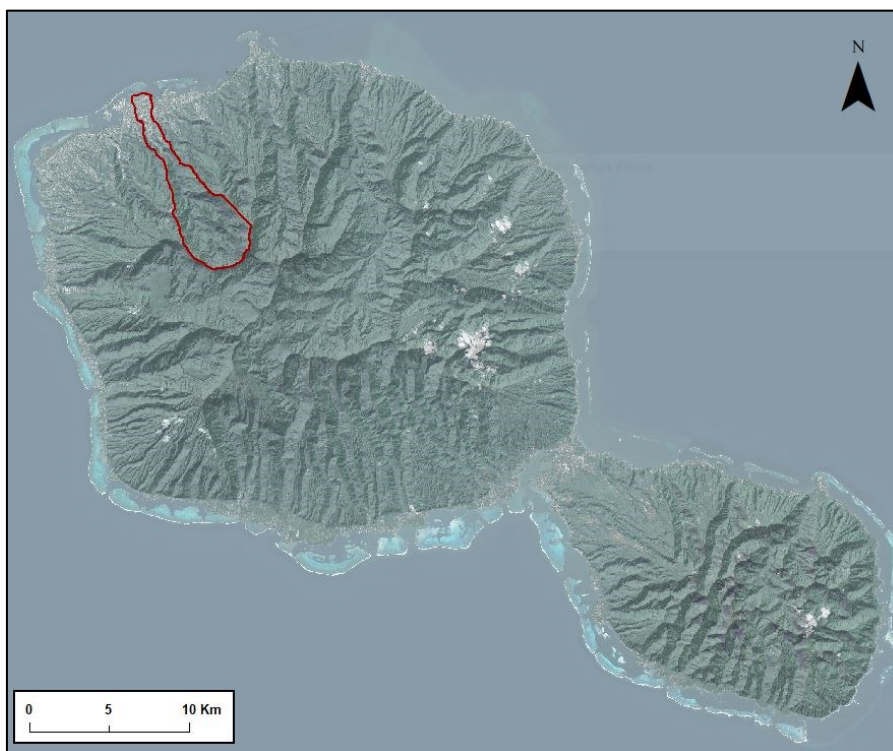


Figure 3 : La vallée de la Fautaua au Nord de l'île de Tahiti.

²HENRY, Teuira « Tahiti aux temps anciens », Publications de la Société des Océanistes n°1, Paris réédition 2009.

La zone étudiée couvre une superficie de 184 ha, soit 10% de la surface de la vallée. La zone hydrologiquement contributive est beaucoup plus élargie, elle prend en compte la totalité du bassin versant (Figure 4).

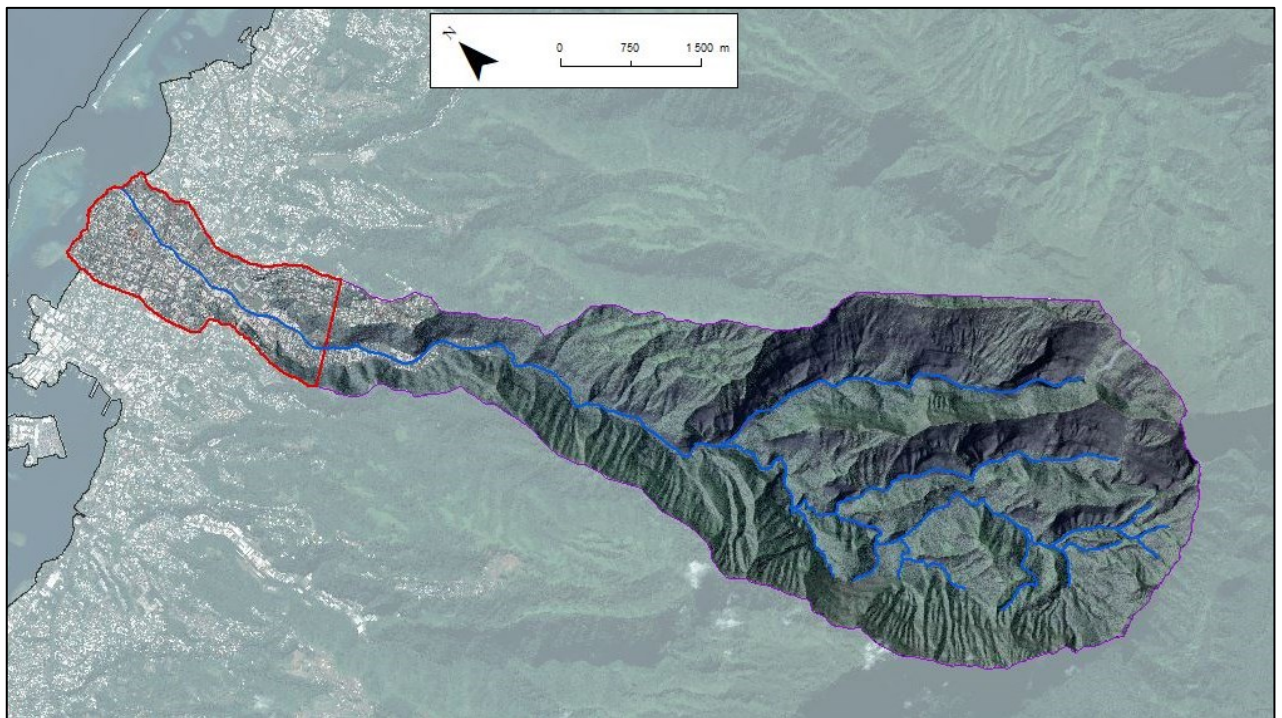


Figure 4 : La zone d'étude pour la modélisation représente 15% de la surface de la vallée.

2.3. Topographie

Le fonctionnement hydrologique de la vallée est en grande partie influencé par l'altitude et surtout les pentes. La capacité de ruissellement, ou de rétention, est ainsi induite par la topographie.

Tableau 1 : Surfaces des pentes dans la vallée de la Fautaua.

| Pente [en degrés] | % de surface | Surface [ha] |
|-------------------|--------------|--------------|
| 0 - 5 | 12 % | 305.5 |
| 5 - 10 | 1 % | 18.1 |
| 10 - 20 | 3 % | 76.4 |
| 20 - 30 | 14 % | 364.2 |
| 30 - 45 | 30 % | 751.2 |
| 45 - 60 | 29 % | 731.0 |
| 60 - 70 | 9 % | 221.3 |
| 70 - 80 | 2 % | 54.4 |
| + 80 | 0 % | 4.7 |
| Total | | 2 527 |

Plusieurs sommets symboliques du Nord de l'île de Tahiti se succèdent sur la crête sommitale au fond de la vallée avec comme point culminant le mont Aorai à 2 066 m d'altitude (Figure 5).

Sur l'ensemble de la vallée, l'altitude moyenne est de 639 m pour un écart type de 435 m, donc une variabilité importante. Dans la plaine alluviale, la hauteur maximum du terrain ne dépasse pas 11 m, soit une pente moyenne d'à peine 1%.

La répartition des pentes est instructive (Figure 6). Le cours d'eau principal traverse un bassin versant encaissé, avec de fortes inclinaisons pour les versants du fond de la vallée. Au-delà de la 45°, ces zones représentent 40 % de la superficie totale. Les ruissellements est donc très important ce qui induit un temps de réaction très rapide de la rivière aux forts événements pluvieux.

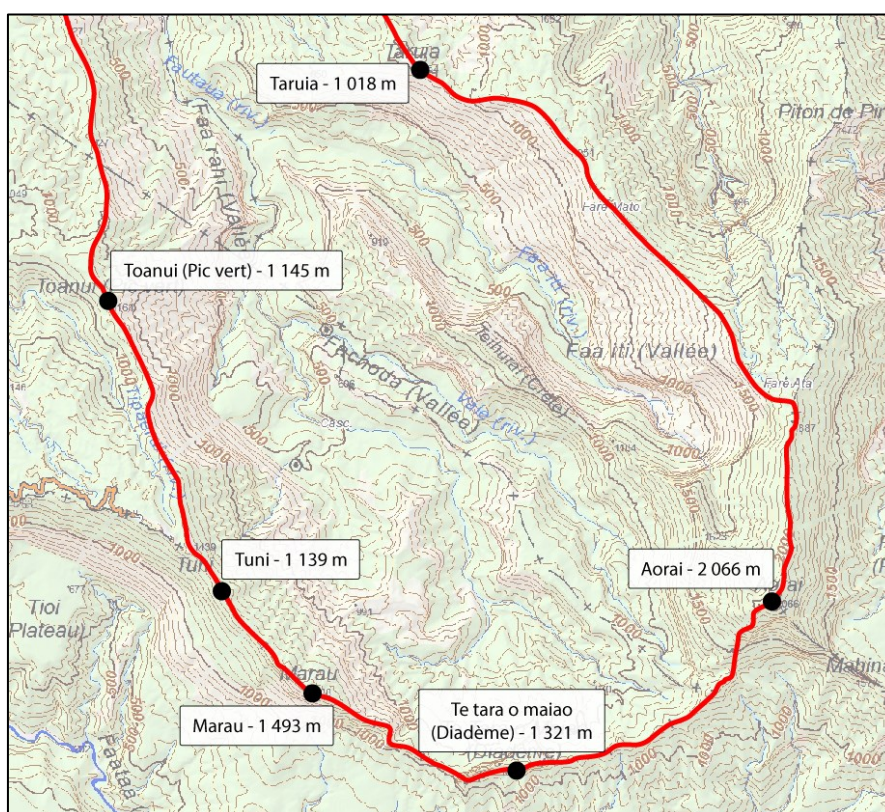


Figure 5 : Crête sommitale délimitant le cœur de la vallée de la Fautaua.

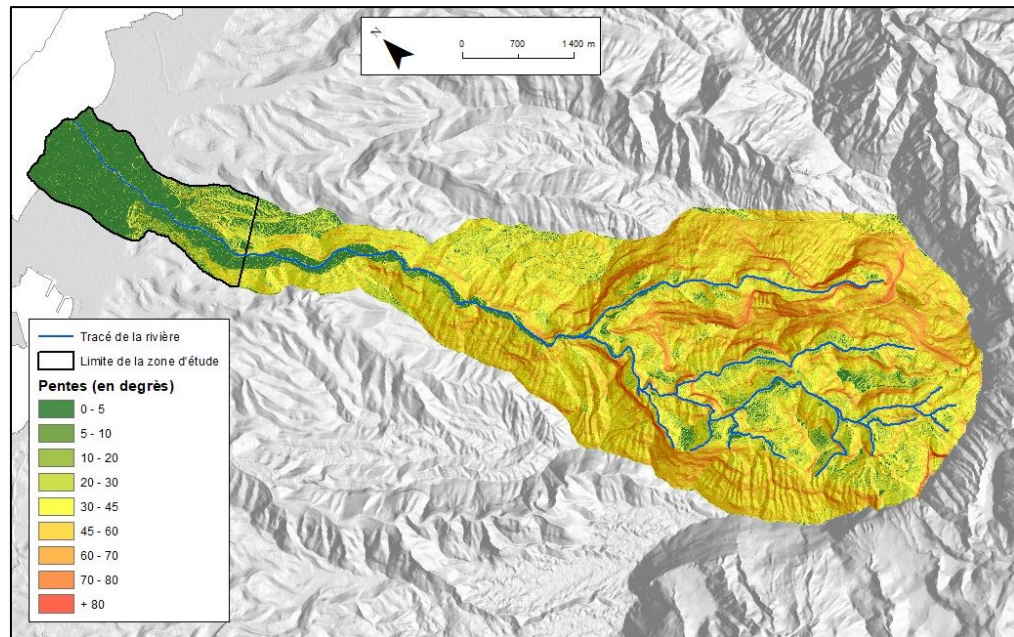


Figure 6 : Répartition des pentes dans la vallée de la Fautau.

2.4. Occupation humaine

Le bas de la vallée de la Fautau est fortement urbanisé (Figure 7). La plaine côtière ne laisse apparaître presque aucun espace végétalisé. Il y a de nombreux quartiers d'habitation, mais aussi plusieurs infrastructures accueillant du public comme le collège *Maco tevane* à l'embouchure en rive gauche. Des constructions se trouvent tout le long des berges de la rivière. Les enjeux liés à l'aléa inondation sont donc très importants.

L'imperméabilisation des sols par les constructions et tout le réseau des voiries, est un facteur pénalisant qui accélère l'écoulement et les risques de dégâts en cas de submersion des rives.

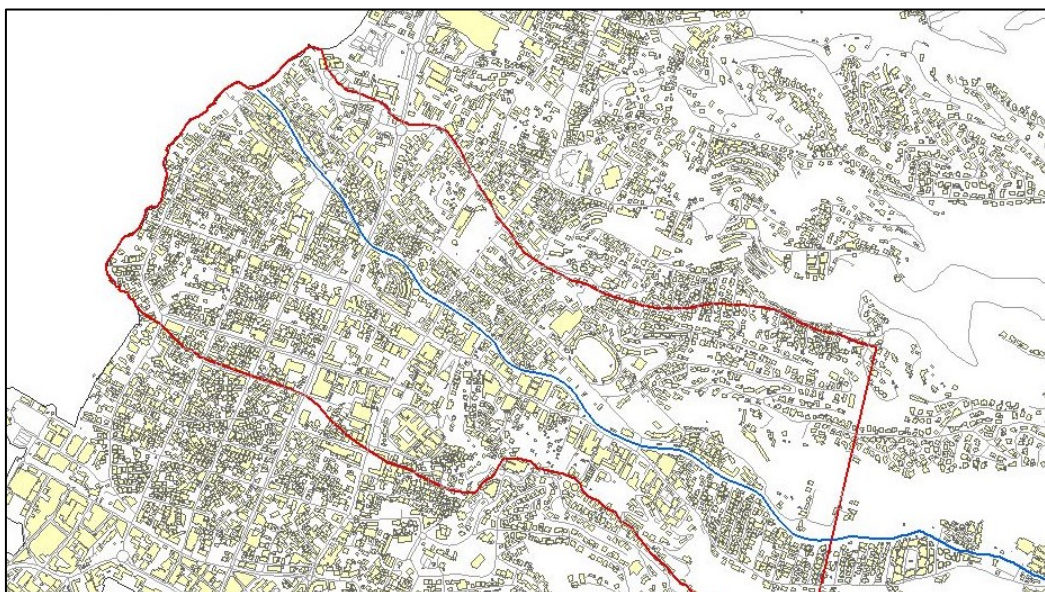


Figure 7 : Occupation et urbanisation dans la basse vallée de la Fautau.

2.5. Hydromorphologie et aménagement

2.5.1. Analyse historique

L'analyse des photos aériennes et satellites depuis 1955 est riche en enseignement sur l'histoire récente des rivières tahitienne. Elle permet de suivre l'évolution du tracer les berges au cours du temps (Figure 8). Les détails de ces modifications sur la rivière Fautaua sont à retrouver dans l'annexe 9.6, avec une projection des images aériennes récupérées au près du service topographique de la DAF³.

En 1955, le cours de la rivière présentait un tracé sinueux avec des courbes un peu plus prononcé qu'aujourd'hui. Un méandre qui a disparu, est particulièrement visible sur la rive droite, 200 m à l'amont, du stade Pater. Le tracé du lit est devenu plus linéaire et sur certains tronçons un peu moins large. C'est à partir de 1978, que la rivière apparait dans les limites qu'elle occupe aujourd'hui. On observe également une zone d'embouchure moins évasée que par le passé.

Les infrastructures ont évolué au fil des années. En 1955, un seul pont traversé la rivière. On en compte 2 supplémentaires en 1978. En 1989, une passerelle est posée près de l'embouchure, on observe un ouvrage plus solide en 2007 (Figure 9).

La rivière est système dynamique dans le temps et dans l'espace. L'occupation humaine a engendrée une canalisation du lit en réduisant son espace d'évolution. Pourtant, l'aléa météorologique est le même. On peut même craindre qu'il s'intensifie avec le dérèglement climatique. L'imperméabilisation des sols engendre plus de ruissellement, les ondes de crues ne se sont pas atténuées, elles seront sans doute plus puissantes dans le futur. Les enjeux sont plus grands et mécaniquement les risques sont plus élevés.

Au cours des dernières décennies, l'espace dédié aux rivières dans les grandes îles habitées de Polynésie française a été considérablement réduit afin de libérer des terres pour le développement des activités humaines. Le cadastre a officialisé cette situation, un instrument juridique qui est en contradiction avec la dynamique spatiale propre au cours d'eau.

³ Direction des Affaires Foncières



Figure 8 : Evolution historique des berges de la rivière de la Fautaua à travers la plaine alluviale.

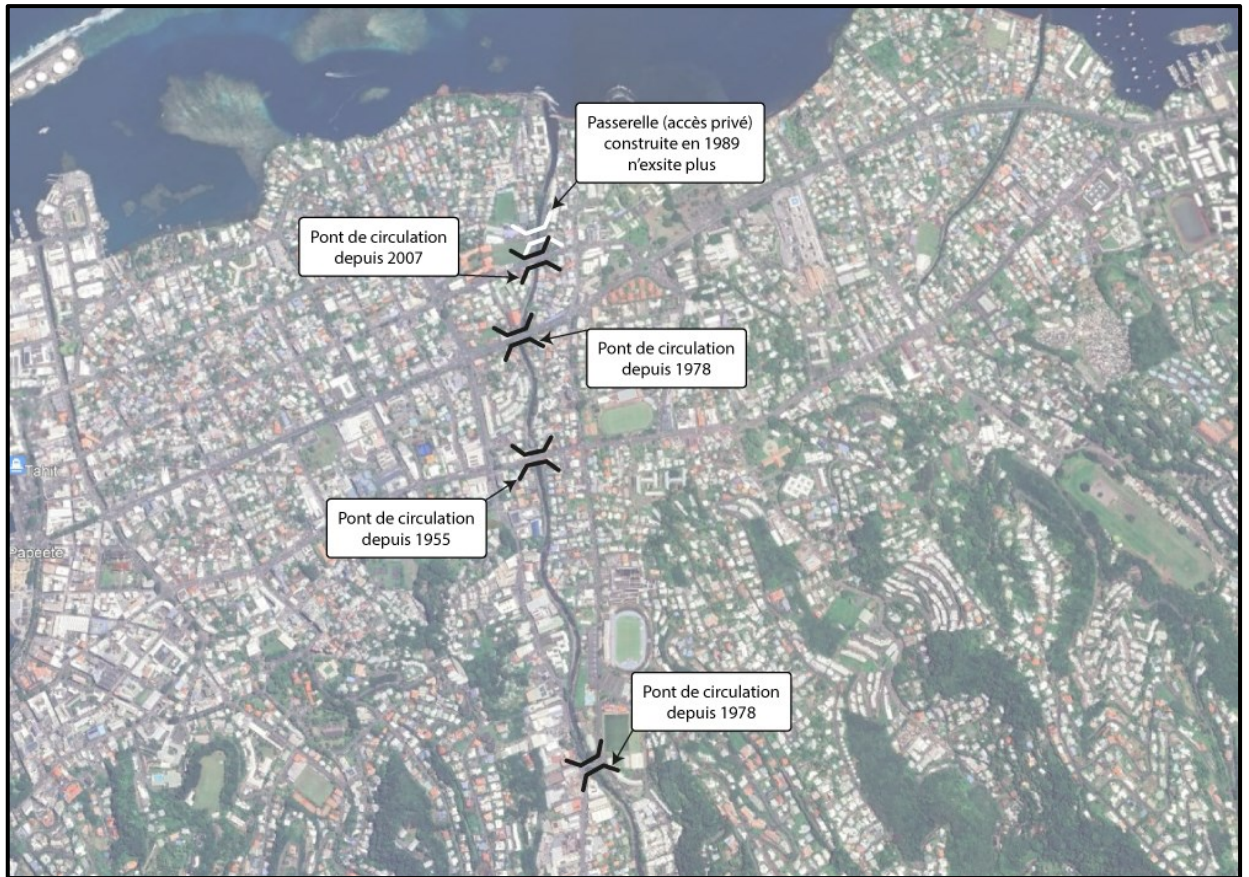


Figure 9 : Evolution historique des ouvrages de la rivière de la Fautaua à travers la plaine alluviale.

2.5.2. Historique inondations et témoignages

Les points indiqués sur la carte ci-dessous (Figure 10) proviennent des témoignages des riverains ainsi que des informations recueillies dans les archives de presse et les études antérieures. Le tableau associé présente les données collectées. La mémoire collective de ces 20 dernière années référence peu de débordement de la rivière Fautaua.

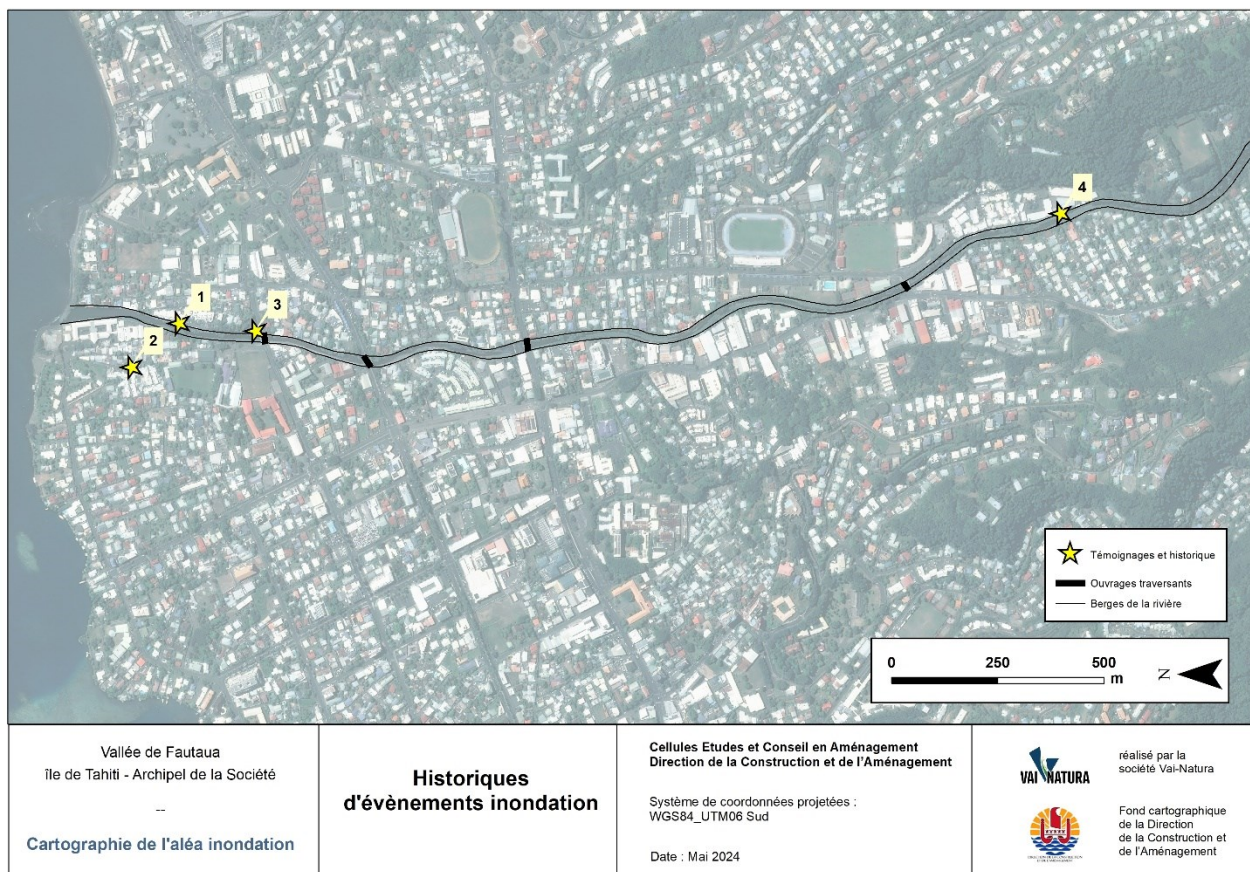


Figure 10 : Historique des inondations.

| Id | Observation | Source | Hauteur estimée |
|----|--|-----------|-----------------|
| 1 | Débordements fréquents RD au niveau d'un ancien gué. La berge droite est peu marquée à cet endroit ce qui favorise des débordements assez réguliers | Riverains | 30 à 50 cm |
| 2 | Submersions observées, mais il est possible que l'eau présente sur la voirie soit engendrée par une accumulation des eaux de surface et un réseau d'assainissement des EP inopérant. | Riverains | 10 - 20 cm |
| 3 | Débordements ponctuels RD de faible ampleur et sur un périmètre restreint. | Riverains | 10 - 20 cm |
| 4 | Débordement ponctuel RD en cas de forte élévation du niveau de la rivière. Difficile d'évaluer une hauteur d'eau en submersion et la date du dernier évènement. | Riverains | 30 - 60 cm |

2.5.3. Diagnostic du cours d'eau

Le diagnostic détaillé du lit de la rivière a été réalisé entre le 20 septembre et le 27 septembre 2023. Cette phase de terrain a permis d'apprécier visuellement le fonctionnement hydraulique de la rivière.

Le schéma d'exploration a été divisé en **3 Sections** équivalentes couvrant un linéaire de 1 000 m chacune (Figure 11). Le détail des investigations est reporté en annexe en ce rapport dans un inventaire remontant de l'aval vers l'amont.

Chaque section est découpée en **3 Tronçons** pour une meilleure lisibilité des cartes. Tous les ouvrages ont été référencés. Les ponts liés à la circulation sur les axes routiers ont été différenciés des passerelles dédiées aux accès privés. Les berges ont été caractérisées en fonction de leur état d'aménagement. Sur la presque totalité du linéaire exploré, elles ont été remaniées par l'action humaine.

La rivière sert également d'exutoire d'eau pluviale à tous les quartiers qu'elle traverse. Les très nombreuses buses qui ont été inventoriées en témoignent. Nous avons intégré à la modélisation les plus importantes d'entre elles.

Le fond du lit a également été observé et les principales variations sont reportées sur les cartes.

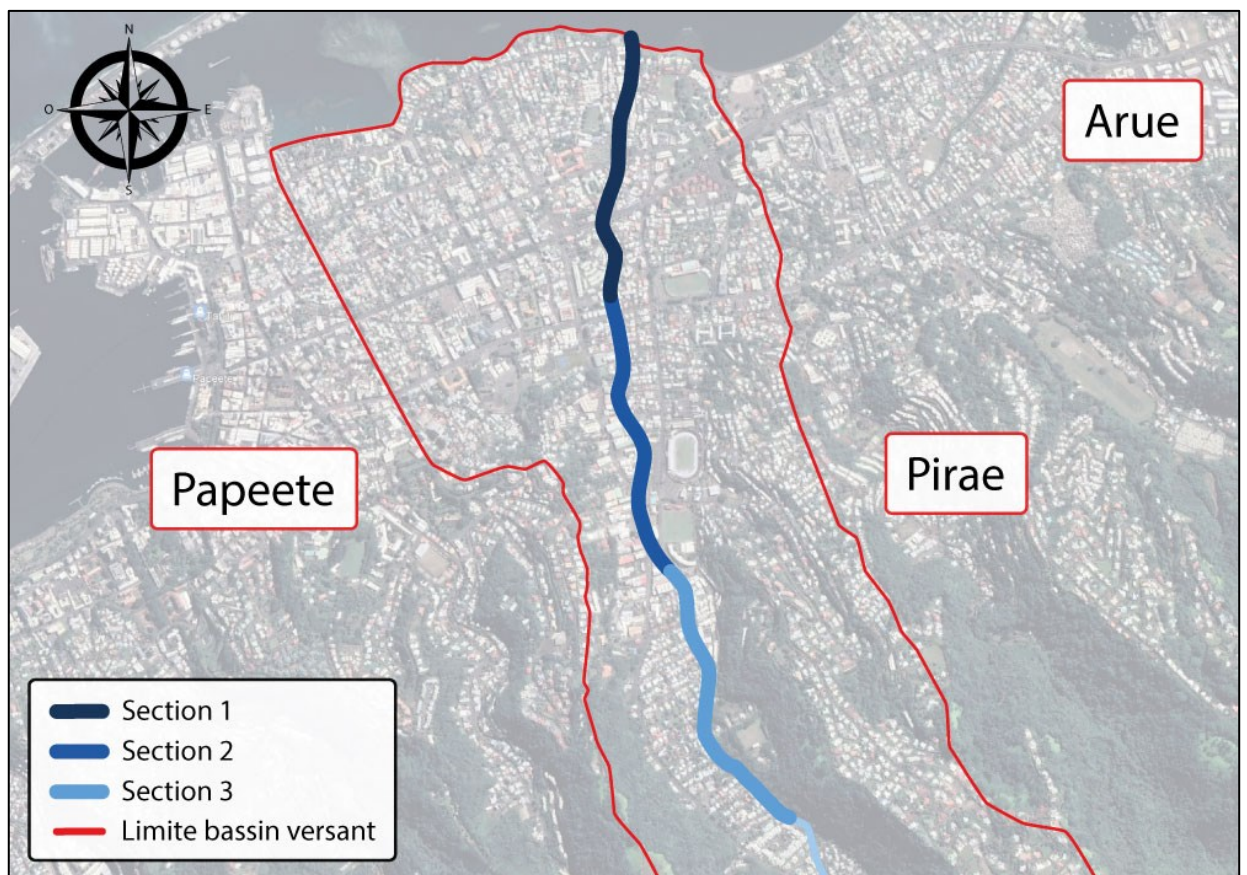


Figure 11 : Rivière de la Fautau divisée en 3 sections.

Section 1 (Figure 12)

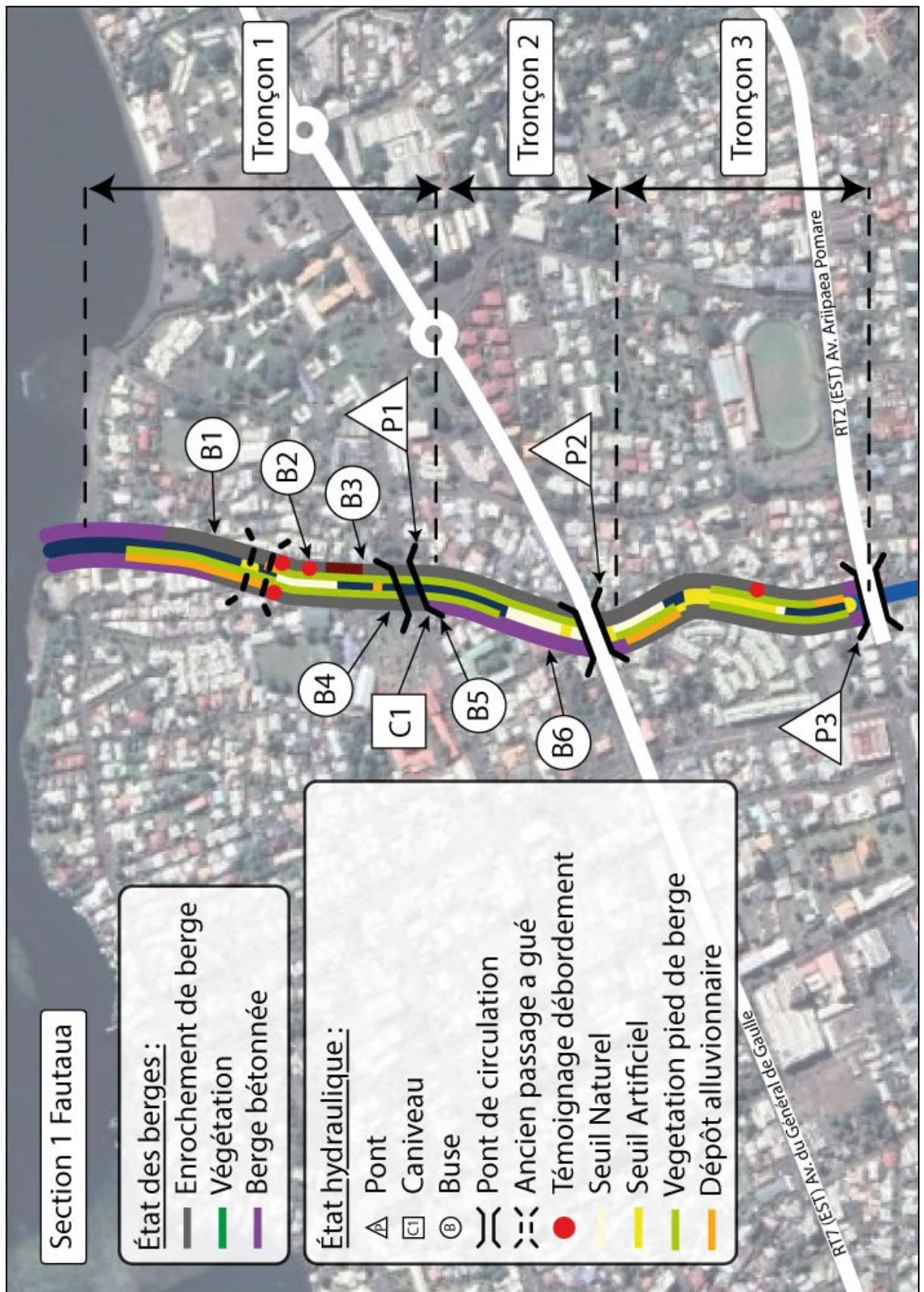


Figure 12 : Rivière de la Fautaua - Section 1 (Aval).

La section 1 traverse une partie de la zone de plaine qui est totalement urbanisée jusqu'à en aval pont de l'avenue Ariipaea Pomare (P1). Le lit de la rivière en est fortement impacté. Il y a 3 ouvrages traversants. Le nombre de buses rejetant les eaux pluviales des quartiers avoisinants est particulièrement restreint.

Section 1 - Tronçon 1

L'embouchure de la Fautaua est un estuaire⁴ bordé par des berges bétonnées en rive gauche et une berge en enrochement libre surmonté d'un mur en parpaing d'une hauteur d'1 m en rive droite. Des débordements sur les rives gauche et droite ont été rapportés, la submersion marine semble participer à la mauvaise évacuation de l'eau.

Un effondrement de la berge droite est observé. Tandis qu'en rive gauche, en aval du pont P1, se trouve une rampe d'accès permettant aux engins d'entretien de descendre dans le lit de la rivière. Cet équipement offre un passage à l'eau et les riverains témoignent de débordements réguliers.

Le fond du lit près de l'embouchure est principalement constitué de sable et de limon. A l'amont du passage à gué, le fond du lit est essentiellement composé de fragments de pierre et de galets décimétriques.

Le pont P1 (Figure 13) est un ouvrage en béton avec un espace d'écoulement de 21 m de largeur pour une hauteur de 4.4 m. Immédiatement à l'amont, la largeur du lit est de 19 m. Ce rétrécissement à l'entrée du pont peut entraîner une hausse du niveau de l'eau lors des crues. Le pont est également situé à l'aval d'un léger coude de la rivière vers la gauche rendant la berge droite plus vulnérable à l'érosion.

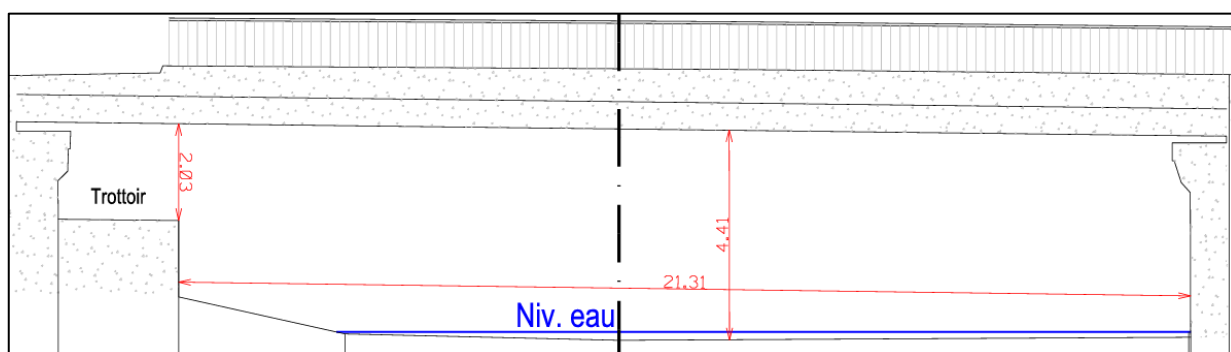


Figure 13 : Structure géométrique du pont P1.

⁴ Un estuaire est une zone de transition entre un cours d'eau douce et l'océan, où l'eau douce de la rivière se mélange à l'eau salée de la mer.

Section 1 - Tronçon 2

Le second tronçon s'étend du pont de l'av. du Chef Vairaatoa (P1) à l'av. du Général de Gaulle (P2).

La berge gauche est bétonnée avec une végétation basse en pied de berge. La berge de droite est en enrochement libre couvert d'une végétation opportuniste. Les habitations en rive droite sont proches du haut de berge, parfois même en surplomb du lit. Ces situations apparaissent très dangereuses

Un saut artificiel bétonné d'une hauteur de 50 cm a été constaté en aval du pont P2. Le reste du lit est essentiellement formé par un pavage assez régulier assez peu cohésif.

Le pont P2 (Figure 14) est un ouvrage en béton avec un espace d'écoulement de 23m de largeur pour une hauteur de 4.7 m. Le pont est situé juste après un coude de la rivière vers la droite rendant la berge gauche plus vulnérable à l'érosion.

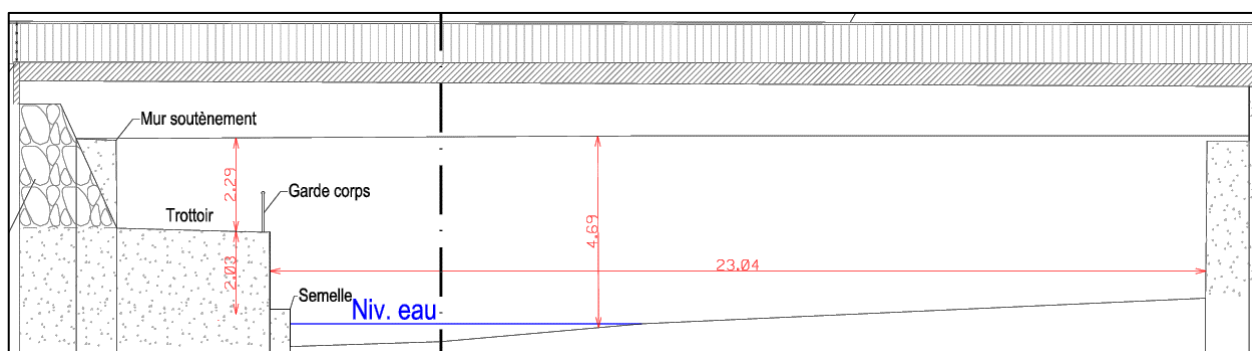


Figure 14 : Structure géométrique du pont P2.

Section 1 - Tronçon 3

Le troisième segment s'étend du pont (P2) jusqu'au pont de l'avenue Ariipaea Pomare (P3). Les berges gauche et droite sont toutes deux constituées d'enrochement libre. Le lit de la rivière est large et assez sinueux, conduisant le cours d'eau dans un virage prononcé vers la gauche, lorsqu'on l'observe de l'amont vers l'aval.

Le pont est un ouvrage particulièrement sensible sur cette rivière. Il soutient une voirie très fréquentée et se trouve à la fin du changement d'orientation de la rivière de l'axe Nord-Est, vers un axe Nord-Ouest. Le flux d'écoulement amont arrive face au coude immédiatement à l'amont de l'ouvrage.

En rive gauche, la berge est recouverte de végétation, avec un dépôt alluvionnaire de galets et de pierres d'un diamètre inférieur à 50 cm, en aval du coude. Cela a pour conséquence de déplacer le lit de la rivière vers l'accotement de la berge droite. En amont du coude, la végétation recouvre les deux berges.

En aval du pont P3, les berges sont revêtues de béton sur 20 m. À ce point, le fond du lit présente un seuil d'une hauteur de 1 m. Des gros blocs ont été placés pour supporter l'énergie de la chute et prévenir tout risque d'affouillement. En amont du seuil, le fond du lit est bétonné sur une distance de 8 m.

Par ailleurs, aucune sortie de canalisation, buse ou caniveau n'a été observée sur cette partie du tronçon. Il est possible que ces ponceaux soient enfouis sous la végétation.

Section 2 (Figure 15)

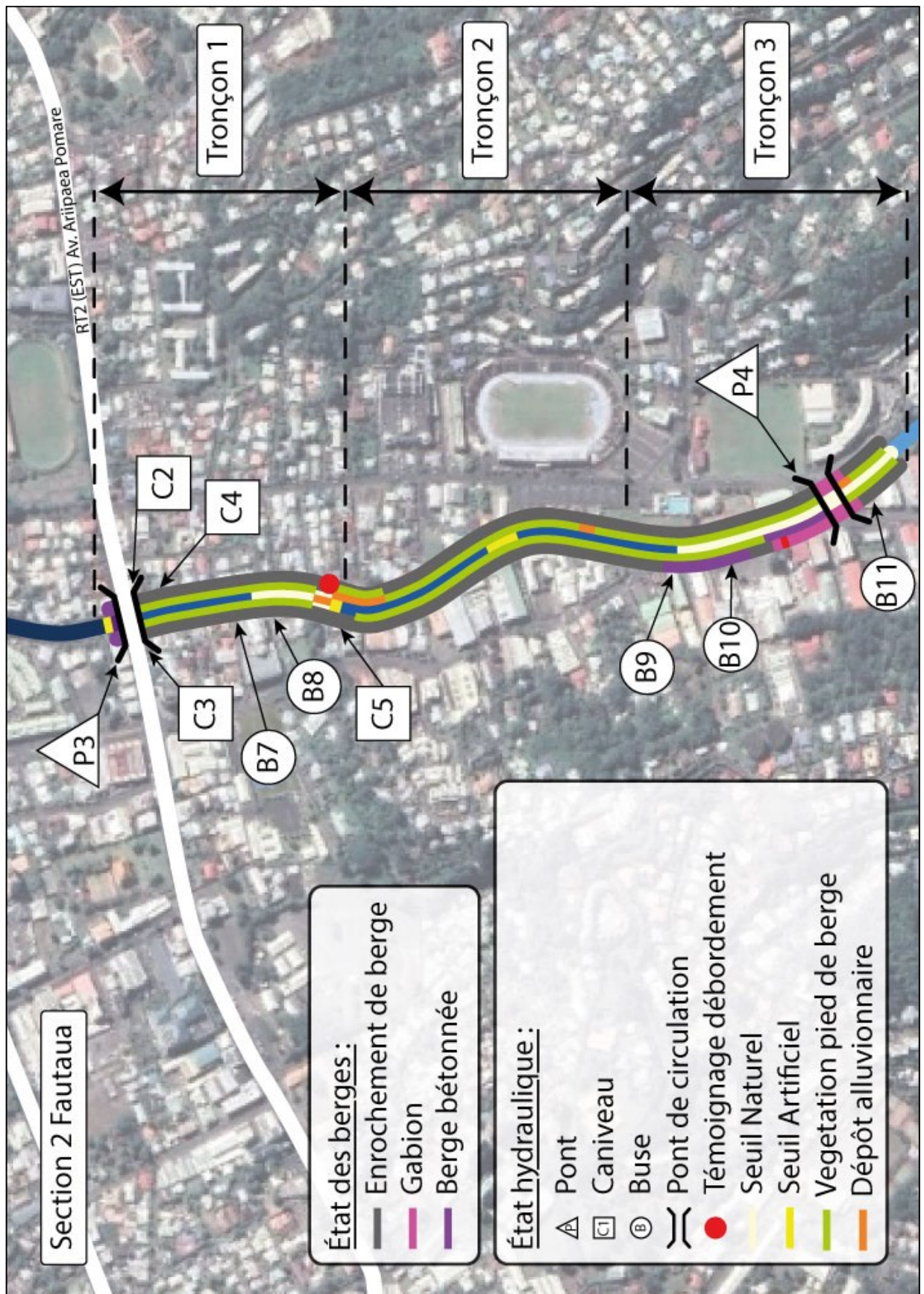


Figure 15 : Rivière de la Fautaua - Section 2 (Entre aval et amont).

La section 2 du lit du cours d'eau commence à l'amont de l'ouvrage P3 allant jusqu'à l'entrée dans la vallée. Sa rive droite est occupée par principalement des habitations. La route du quartier de Titiro long la berge gauche, où l'on trouve de nombreuses bâtiments et hangars professionnels. Les enjeux sont donc économiques face au risque inondation.

Nous avons comptabilisé 2 ouvrages de franchissement sur Cette section de 1 km. De nombreuses buses visibles le long des berges servent d'exutoires à l'eau pluviale provenant des quartiers environnants.

Section 2 - Tronçon 1

En amont du pont, le lit de la rivière s'élargi, les berges sont en enrochement libre sur tout le long du tronçon. Sur la rive droite, un témoignage rapporte que lors des périodes de crue, l'eau de la rivière n'atteint pas le point de débordement, mais elle monte jusqu'au point le plus hauts des enrochements. On observe à ce niveau un îlot alluvionnaire formé qui s'appuie sur un seuil artificiel en blocs de roche de taille métrique.

Le pont P3 (Figure 16) est un ouvrage en béton avec deux espaces d'écoulements de 13.8 m de largeur pour une hauteur de 4.60 m. La principale préoccupation hydraulique est la structure de ce pont s'appuyant sur une pile centrale. Même si l'ouvrage apparait largement cette pile est un est un point de vulnérabilité important. Elle peut favoriser la formation d'embâcle, mais surtout les matériaux charriés par la rivière en cas de très fortes crues deviennent des projectiles pouvant, à terme, endommager l'ouvrage. Dans un contexte d'écoulement torrentiel, il est peu opportun de conserver ce type de structure.

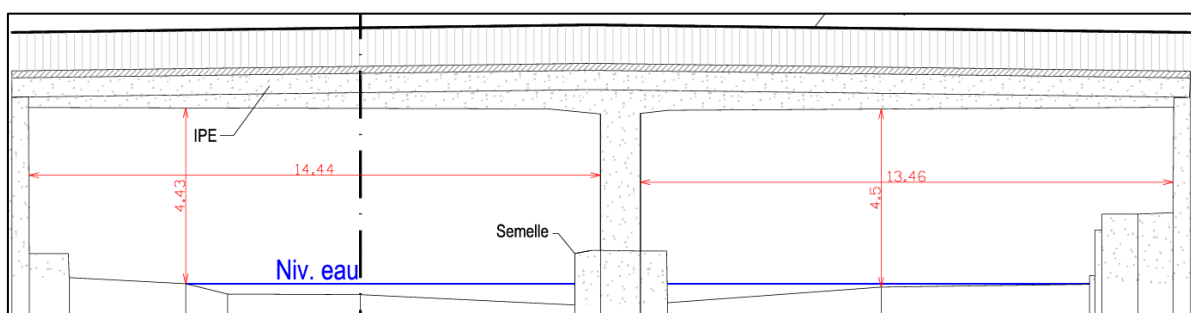


Figure 16 : Structure géométrique du pont P3.

Section 2 - Tronçon 2

Sur le second tronçon suit un tracé plus sinueux que le tronçon précédent, un îlot alluvionnaire se forme à l'aval du tronçon. Les berges sont soutenues par des enrochements qui protège les deux rives. La structure est peu cohésive, entraînant un risque significatif d'érosion et d'affaissement.

Section 2 - Tronçon 3

La rive gauche présente trois configurations distinctes sur ce tronçon. Elle commence par des enrochements libres, puis la berge devient un mur en béton de 6 m de haut, avant de passer à une structure en gabions⁵ sur 3 niveaux. Cette structure en escalier repose sur une dalle de béton d'un mètre d'épaisseur.

Les buses (B9 et B11) drainent les écoulements venant de la route de Titiro, en rive gauche.

Pour la rive droite, la configuration de la berge est un enrochement libre et continu jusqu'au pont P4.

Le pont P4 (Figure 17) est un ouvrage en béton avec un espace d'écoulement de 24.2 m de largeur en plein bord pour une hauteur de 5.39 m. Le pont est situé juste après un léger coude de la rivière vers la droite, la berge gauche nous semble vulnérable à l'érosion.

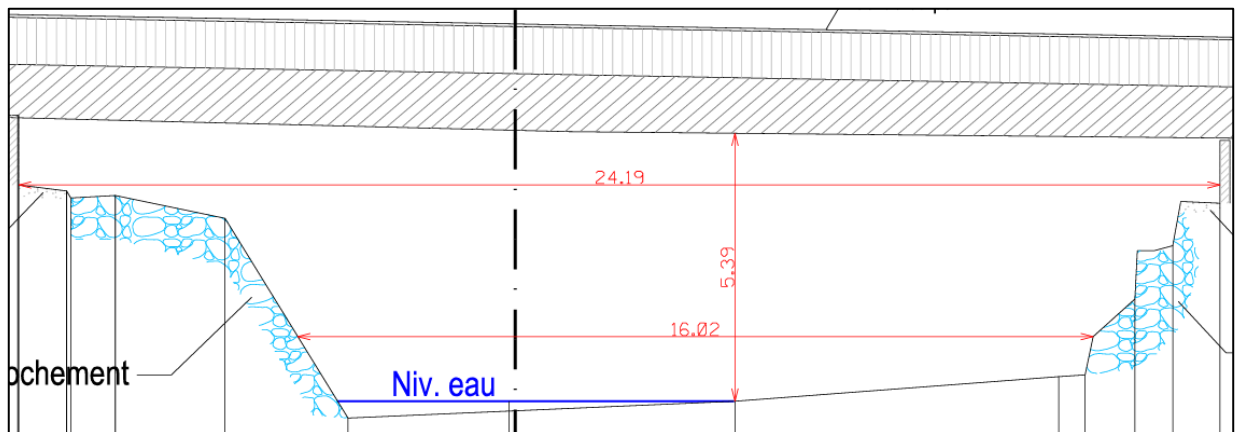


Figure 17 : Structure géométrique du pont P4.

⁵ Structure en gabion est une construction constituée de paniers en treillis métallique rectangulaire, remplis de pierres. Les structures en gabion sont couramment utilisées pour la protection contre l'érosion des berges des cours d'eau.

Section 3 (Figure 18)

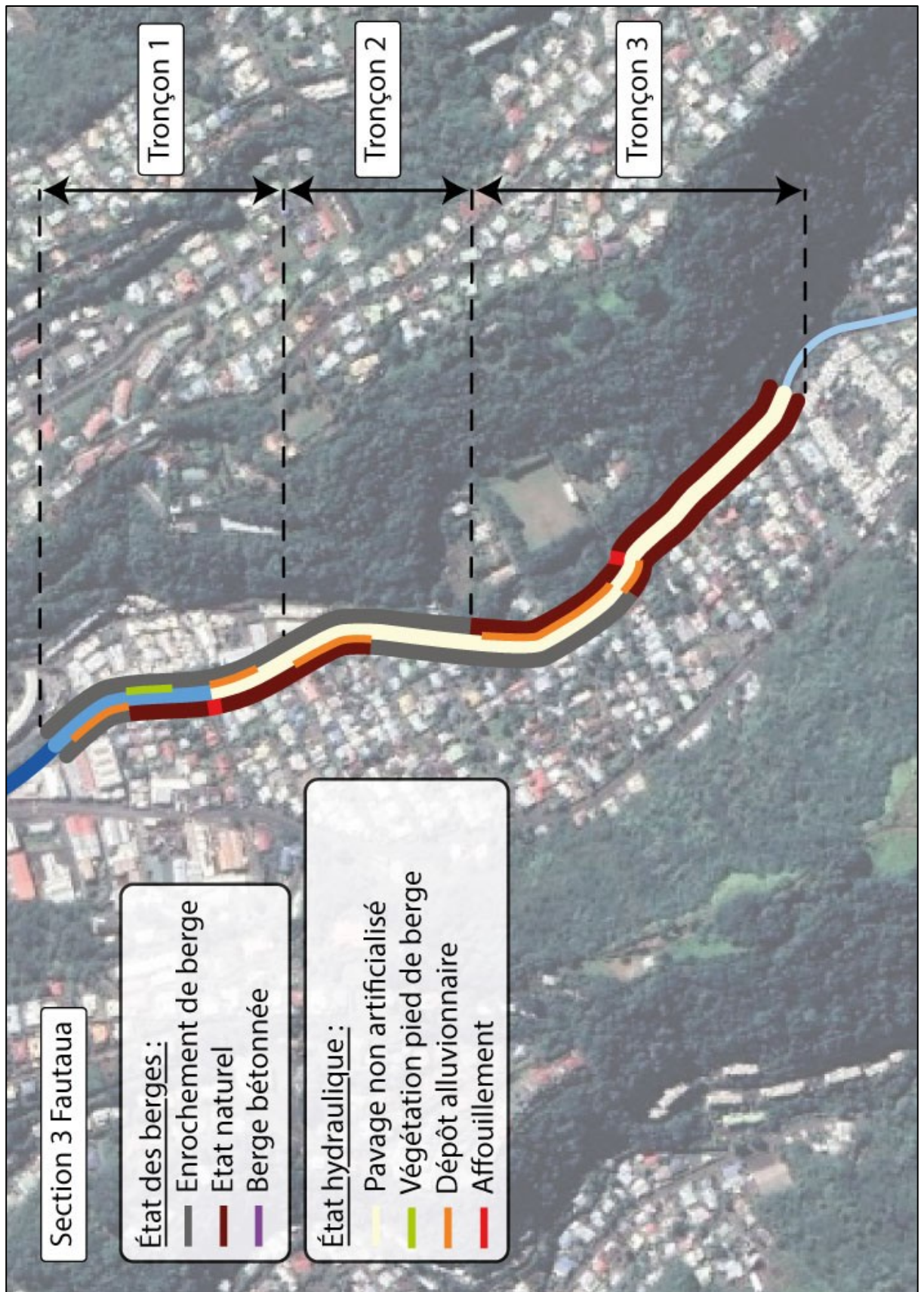


Figure 18 : Rivière de la Fautaua - Section 3 (Amont).

La section 3 de la rivière traverse une zone plus encaissée et moins densément occupée. Toutefois, les habitations se trouvent à proximité immédiate des berges de plein bord ce qui n'atténue pas réellement les enjeux. Aucun ouvrage traversant n'a été référencé, ni de buse rejetant les eaux pluviales.

Le lit de la rivière alterne entre des sections non altérées et d'autres renforcées par des enrochements. Malheureusement, la transition entre ces deux types d'état n'a pas été consolidée. Cette situation induit des discontinuités susceptibles de provoquer des turbulences, une érosion localisée et une possible incision progressive du lit.

En amont du tronçon 1, le cours d'eau présente un état plus naturel avec un pavage régulier.

Section 3 - Tronçon 1

Le premier tronçon présente un coude. Sur la rive droite, la berge est protégée par des enrochements libres. En revanche, sur la rive gauche, la rive convexe, des dépôts alluvionnaires se forment, ils sont mobiles et pourront évoluer après chaque crue. Les habitations en rive gauche se trouvent à moins d'1 m du haut de berge.

Section 3 - Tronçon 2

La berge gauche alterne entre un état naturel et des structures en enrochement. Les transitions n'ont pas été aménagées. Le flux d'eau qui accélère dans les sections en enrochement rencontre des portions où le sol est plus meuble. L'écoulement a alors tendance à y dissiper son énergie ce qui peut engendrer un affouillement et une détérioration plus durable du fond du lit.

Cette différence dans la résistance des matériaux entraîne des déséquilibres dans le débit de la rivière. Ces effets peuvent, à long terme, affecter la stabilité des structures et favoriser les débordements.

Section 3 - Tronçon 3

Sur ce dernier tronçon, la rive gauche est aménagée par des enrochements libres d'une hauteur de 5m.

En remontant vers l'amont, le lit de la rivière est de moins en moins aménagé.

3. Modélisation hydraulique

3.1. Stratégie de modélisation

Sur la dernière partie de son tracé, 2.5 km, la rivière de la Fautaua traverse la plaine côtière qui présente une très faible inclinaison (> 1%). Afin de bien modéliser les voies découlements et la dispersion de la lame d'eau en cas de débordement, l'écoulement doit être considéré comme bidirectionnelle pour s'approcher correctement de la situation réelle. Nous disposons par ailleurs d'un MNT très précis basé sur des relevés LIDAR dans cette zone. Il est alors raisonnable de choisir un modèle en 2 dimensions. Nous nous appuyons sur le logiciel HEC-RAS⁶ pour réaliser cette modélisation hydraulique.

A partir des données disponibles, de la configuration de la zone d'étude, des résultats recherchés et des contraintes du logiciel, la stratégie de modélisation est élaborée en cherchant conserver le sens physique des paramètres et une correcte représentation de la réalité :

- La surface d'étude est discrétisée en cellules polygonales. La précision est augmentée sur le chenal d'écoulement et autour de l'exutoire des affluents. Le profil du lit de plein bord relevé par un cabinet de géomètre permet d'améliorer la projection numérique du terrain. Le LIDAR ne permettant pas de relever de l'information fiable sous la section mouillée ;
- Les singularités naturelles du lit (rétrécissement, élargissement, coude) ou artificielles (pont, gué ...) sont intégrées dans la représentation du modèle ;
- Les données hydrologiques permettent de reconstruire un hydrogramme de crue pour modéliser le régime d'écoulement non-permanent (*Unsteady flow*) ;
- A défaut de mesures directes dans le lit de la rivière (débit, hauteur d'eau), la calibration du modèle est réalisée à partir des témoignages des riverains évaluant les hauteurs d'eau atteintes lors des crues les plus importantes. Le souvenir humain et quelques photos sont ici les seules données utilisables.

⁶ Hydrologic Engineering Centers River Analysis System

3.2. Etendu et maillage du modèle

La représentation de la zone d'étude s'appuie sur un Modèle Numérique de Terrain (MNT). La vallée de la Fautaua a été reconstituée à partir de deux jeux de données géographiques, fournies par la cellule cartographie de la DCA, qui furent combinées pour obtenir une représentation topographique continue (Figure 19) :

- l'opération « LIDAR Polynésie française 2015 » a permis de générer des données topographiques très précises relevées par un laser aéroporté (SHOM⁷, 2015). C'est essentiellement la bande côtière de l'île de Tahiti qui est couverte. Pour la vallée de la Fautaua, ces données couvrent une distance de 2.2 km vers l'amont en partant de la ligne côtière avec une précision inférieure à 1 m, soit 81% de la zone d'étude ;
- au-delà le terrain est dessiné par un MNT un peu moins précis (> 5m) datant de 2013 ;
- La représentation géométrique du chenal d'écoulement dans le modèle a été consolidée à partir des relevés topographiques précis. Cette mission a été confiée au bureau de géomètre WILD. Les relevés couvrent la totalité du lit de plein bord. Des profils en travers ont été réalisés tous les 30 m sur un profil long de 2.7 km de la rivière, ce qui représente 43 profils. Les consignes relatives à ces relevés topographiques sont consultables en annexe de ce mémoire (cf. Annexe 8.3).

Les singularités du lit (rétrécissements, élargissements, coudes) sont contrôlées dans la représentation géométrique du profil en long. Enfin, les ouvrages traversants (ponts, passerelles) sont intégrés dans la modélisation.

La représentation géographique en deux dimensions de la zone d'étude a nécessité une discrétisation de l'espace par un maillage de cellules polygonales (Figure 20). Un maillage resserré encadre le lit de plein bord de la rivière, ce qui améliore significativement la précision du modèle. Finalement, le maillage est formé par 33 687 cellules couvrant des surfaces de 4 m² (2 x 2 m) pour les plus précises, à 400 m² (20 x 20 m) pour les plus grandes. La superficie moyenne d'une cellule est de 732m². La plus petite couvre une aire de 2 m².

⁷ Service Hydrographique et Océanographique de la Marine

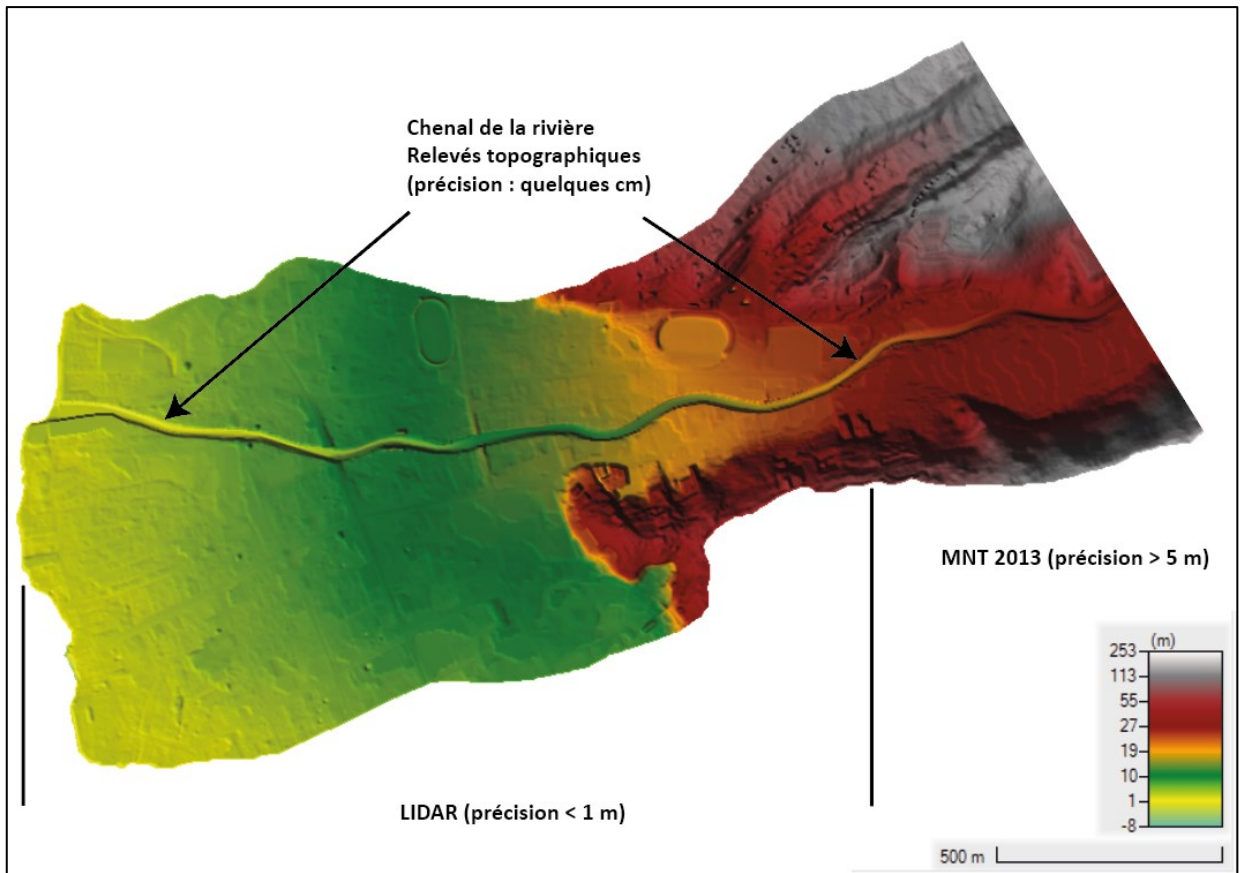


Figure 19 : Terrain reconstitué à partir du MNT, du rendu LIDAR et des relevés topographiques dans le lit de la rivière.

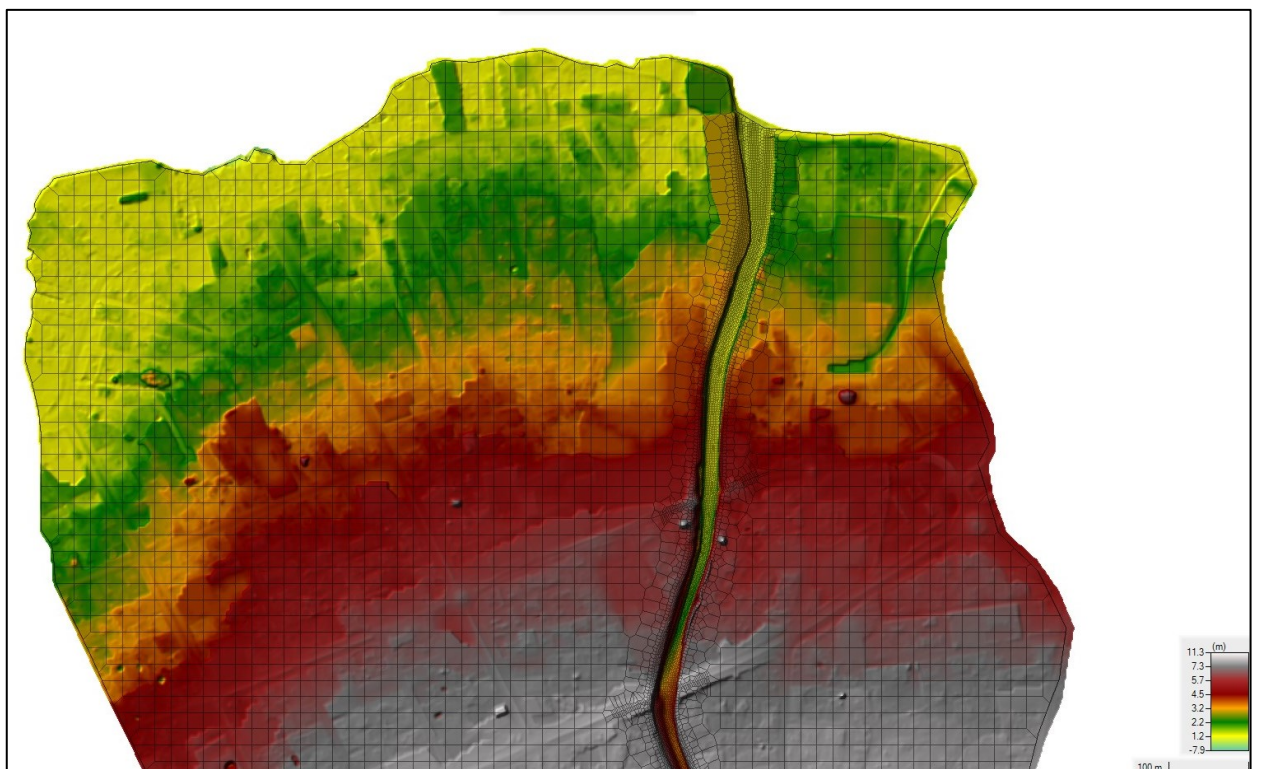


Figure 20 : Discrétisation de l'espace pour la modélisation 2D, avec un précision accrue dans le lit de la rivière, autour des berges et au niveau des ouvrages traversants (cellulle 2 x 2 m).

3.3. Rugosité du terrain

L'une des données importante et délicate à renseigner est la capacité du terrain, et du lit, à favoriser ou à freiner l'écoulement. Ces forces de frottement sont intégrées dans le coefficient de Manning qui peut représenter plus globalement l'ensemble des éléments contraignant le flux de l'eau. L'usage consacre le terme de rugosité pour exprimer cette caractéristique.

Dans le paramétrage initial, c'est la nature des surfaces qui guident la valeur choisie pour le coefficient de Manning. Pour chaque cellule du maillage, ce coefficient doit être renseigné. Il est généralement exprimé en $[s.m^{-1/3}]$.

En fonction des caractéristiques de rugosités des surfaces, plusieurs zones ont été différenciées et un coefficient de Manning distinct a été appliqué. Pour les espaces les plus urbanisés, le sol est soit revêtu, soit soumis à un tassement favorisant le ruissellement. La conséquence est une rugosité réduite. Le coefficient de Manning est estimé entre 0.013 (surface revêtue : ciment, bitume) et 0.08 (terreplein en terre), essentiellement en fonction de la couverture du sol. Les valeurs ont été initialement définies à partir des tables, consultables en annexe de ce document (cf. Annexe 8.4), qui ont fait l'objet de nombreuses validations et de plusieurs publications (e.g., Brunner, 2016).

La répartition géographique sur la zone d'étude, des valeurs du coefficient de rugosité, est présentée sur la carte suivante (Figure 21).

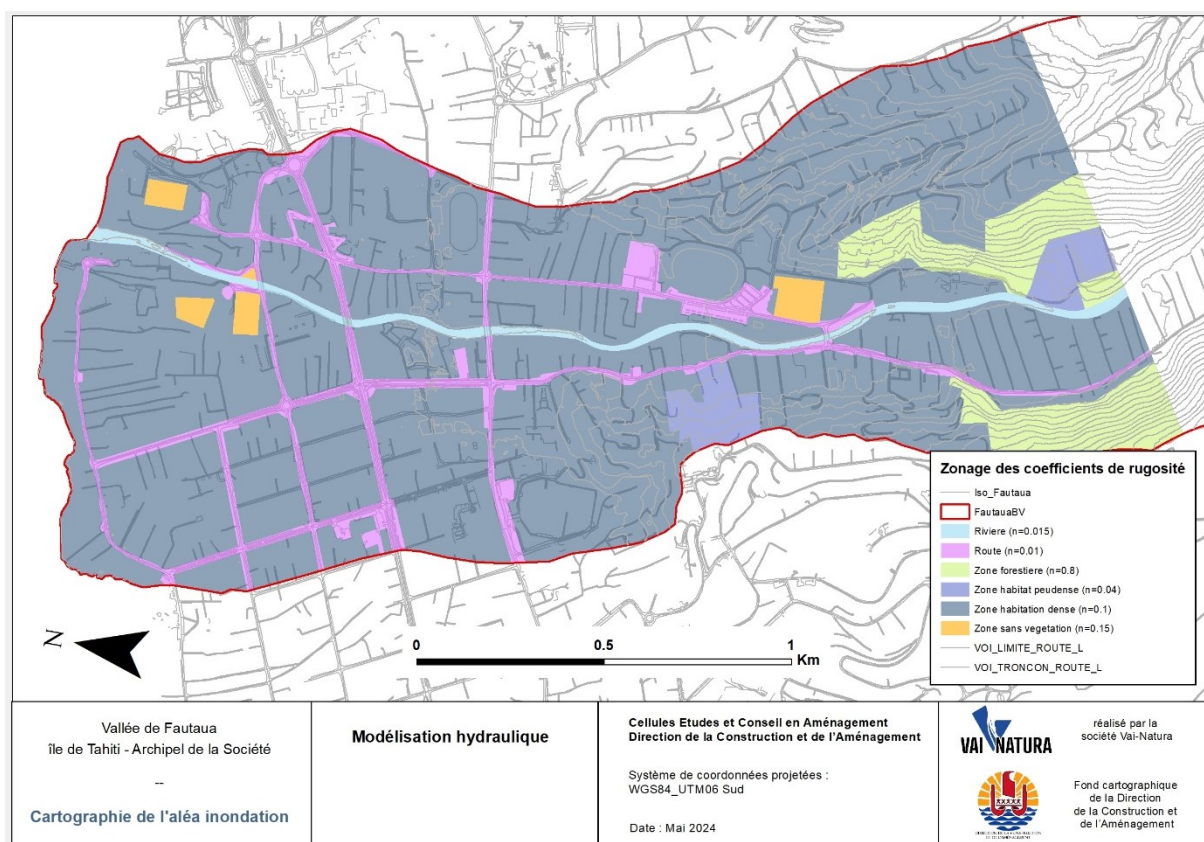


Figure 21 : Projection géographique des rugosités établies pour la modélisation de la rivière de la Fautaua.

3.4. Hydrologie

3.4.1. Données disponibles

Sous l'influence prépondérante des alizés d'Est/Nord-Est, les courants aériens des systèmes dépressionnaires se heurtent aux reliefs des îles hautes et cherchent à les contourner ou à les surmonter. La topographie joue ainsi un rôle important dans le déclenchement des épisodes pluvieux. Lorsque les masses d'air humide remontent les pentes du relief (phénomènes d'ascendance), elles rencontrent des températures plus basses en altitude, ce qui favorise la condensation et donc les précipitations (Cauchard et Bergès, 1990). La Figure 22 permet de visualiser le phénomène de muraille naturelle, les crêtes d'altitude, faisant principalement obstruction aux systèmes nuageux. Les versants Est, au vent, subissent des précipitations beaucoup plus abondantes qu'à l'Ouest, sous le vent. Après avoir franchi les crêtes, les courants aériens redescendent le long des pentes, le vent et les nuages se dissipent alors. En altitude, le cumul annuel de pluie peut atteindre plus de 10 000 mm d'eau. Dans la partie Ouest de l'île, la pluviométrie annuelle s'établit plutôt entre 3 500 à 4 000 mm (Lafforgue, 1993) (Figure 23). Les disparités pluviométriques sont aussi fonction de l'altitude et de la saisonnalité.

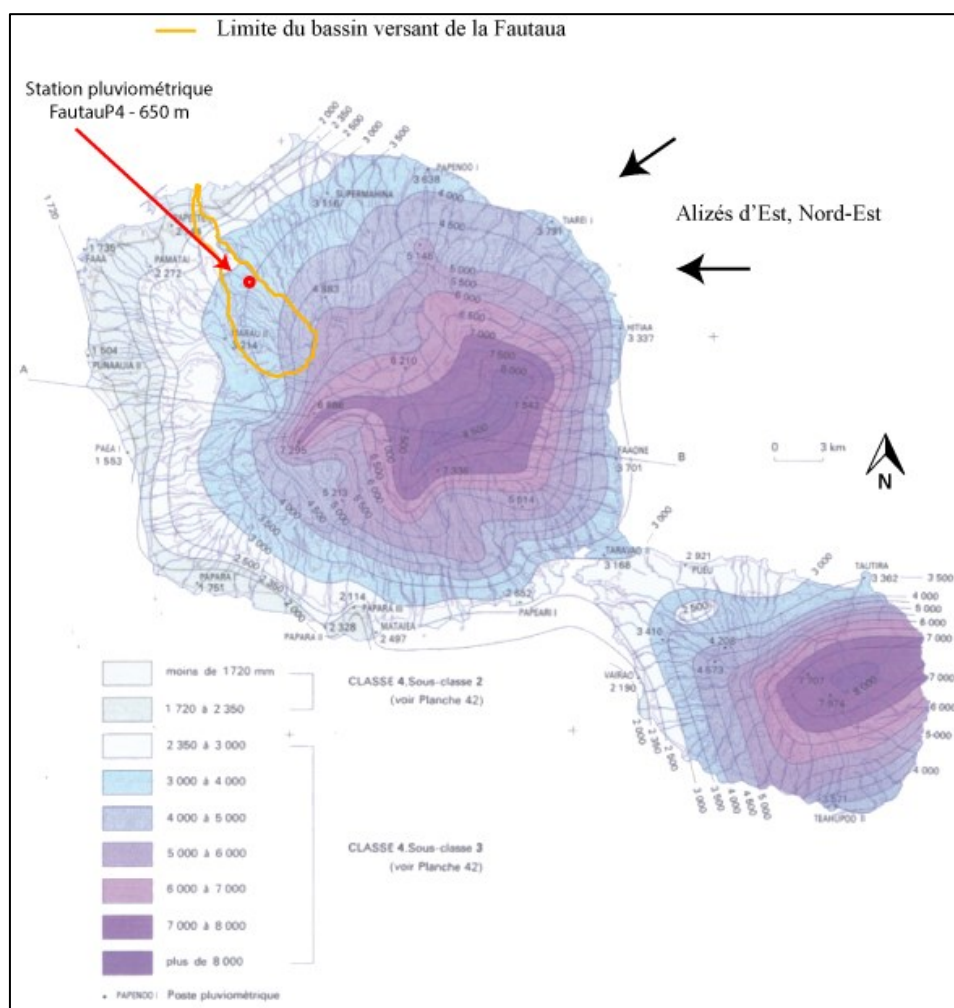


Figure 22 : Isohyètes des précipitations moyennes annuelles de l'île de Tahiti.
(tiré de Lafforgue, 1993)

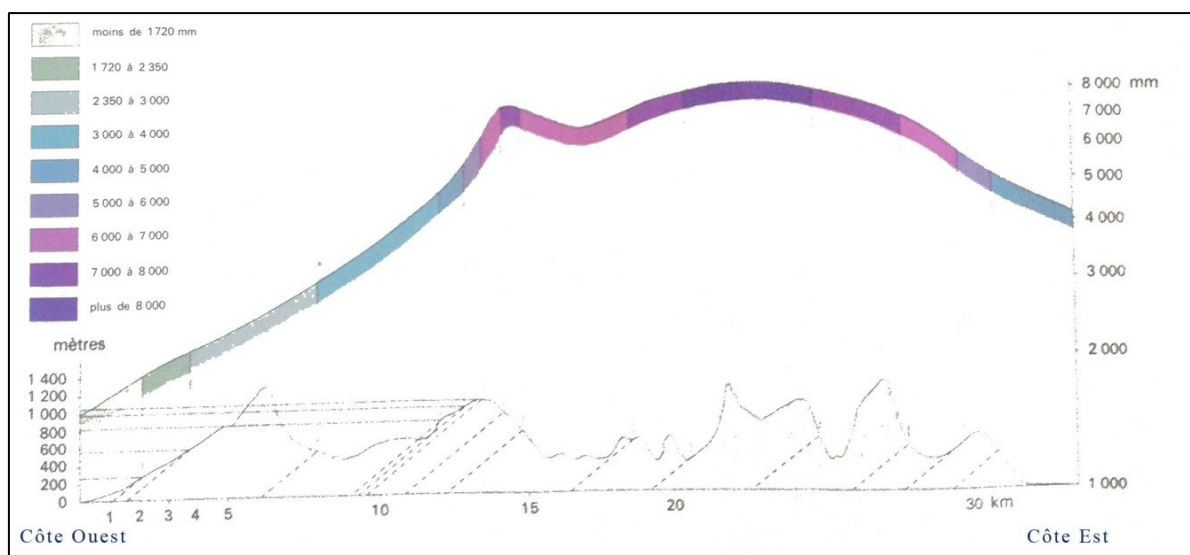


Figure 23 : Dissymétrie pluviométrique entre les versants est et ouest sur l'île de Tahiti.
(Lafforgue, 1993).

Les données hydrologiques de la Polynésie française sont actuellement sous la gestion de la cellule hydrologie du GEGDP⁸, sous la tutelle de la Direction de l'Équipement. Cette cellule maintient le réseau de mesure actuellement déployé sur l'île de Tahiti, mais hérité de la section hydrologie de l'ORSTOM⁹ qui installa les premiers appareils de mesure en 1972. Actuellement, 26 stations équipées d'un appareil automatique enregistrent en continu la dynamique de l'aléa pluviométrique. Les données informatisées les plus anciennes datent de 1987.

La vallée de la Fautaua s'est creusée à travers une planète du bouclier originel (Section 2.2). À l'amont de la plaine alluviale son profil est celui d'un bassin versant étroit mais allongé. Cette configuration ne couvre pas une superficie très grande et des versants abrupts encadrent le fond de vallée. La capacité de réservoir de ce bassin versant est limitée. La conséquence est un écoulement de base faible, proche de l'étiage. Cependant, en saison humide, les épisodes pluvieux sont particulièrement intenses et les débits peuvent s'accroître dans des proportions très importantes.

⁸ Groupe d'Étude et de Gestion du Domaine Public

⁹ Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer, organisme aujourd'hui remplacé par l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD)

3.4.2. Pluviométrie

Le calcul hydrologique doit permettre de simuler une onde de crue correspondant à un évènement rare, à très rare (Q_{10} , Q_{50} ou Q_{100}). En fonction des données disponibles, différentes approches sont envisageables (cf. Annexe 8.2).

La question initiale est celle des données disponibles. Pour la rivière de la Fautaua, aucune station de mesure n'enregistre directement le débit de la rivière. L'estimation de l'écoulement ne peut être que le résultat d'une extrapolation des données pluviométriques.

Un pluviomètre peut être utilisé pour évaluer les précipitations et spatialiser les apports atmosphériques. Cet appareil est positionné à l'altitude de 650 m sur la crête ouest du fond de la vallée (149°31'17" W - 17°34'03"S). Il est accessible par le sentier qui permet d'atteindre le mont Aorai à partir du belvédère de Pirae.

Les données disponibles couvrent une période de 25 ans entre 1993 et 2017¹⁰. Même si certaines années présentent des lacunes, la chronique des cumuls annuels (Figure 24) permet de caractériser l'hydrologie de la zone. Le cumul de pluie annuel moyen s'élève à 2 600 mm (ou l/m²) avec une variabilité importante entre les années très sèches (1 650 mm en 2008) et les années les plus humides (3 670 mm en 2007). Ces valeurs sont légèrement inférieures aux chroniques éditées par l'ORSTOM en 1993 (Lafforgue, 1993).

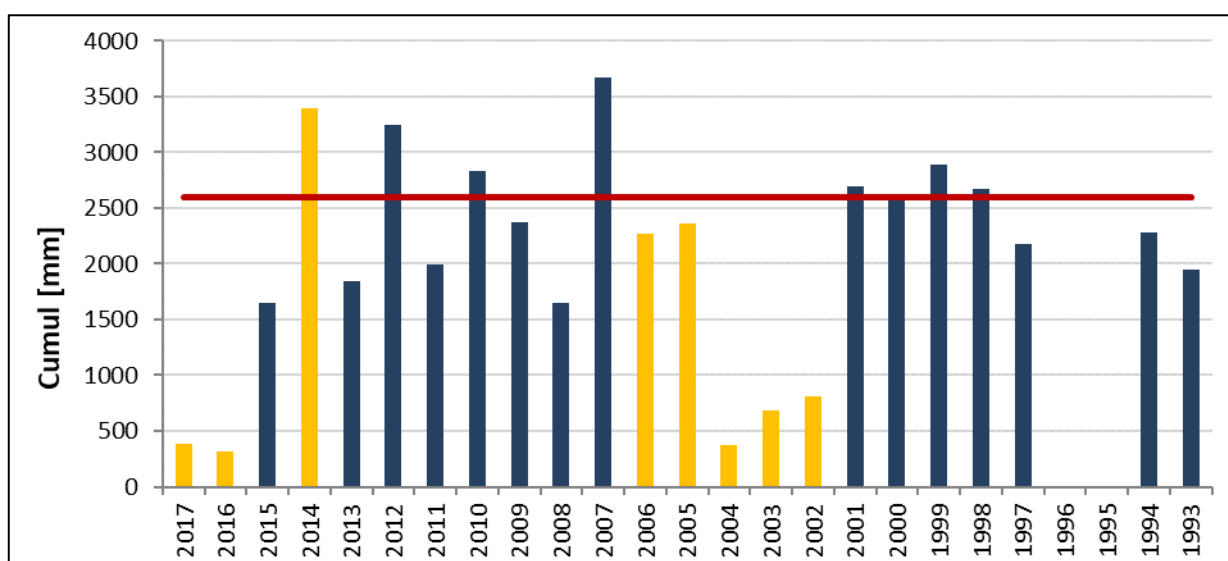


Figure 24 : Cumul pluviométrique annuel entre 1993 et 2017.
Les années présentant des lacunes sont distinguées par la couleur jaune.

¹⁰ Trop de lacunes dans les données les plus récentes ne permettant pas de s'appuyer ces mesures.

L'analyse des cumuls moyens mensuels (Figure 25) permet d'observer la saisonnalité tropicale qui apparaît clairement avec une différenciation forte entre la période humide de décembre à mars et la période sèche élargie entre avril et novembre.

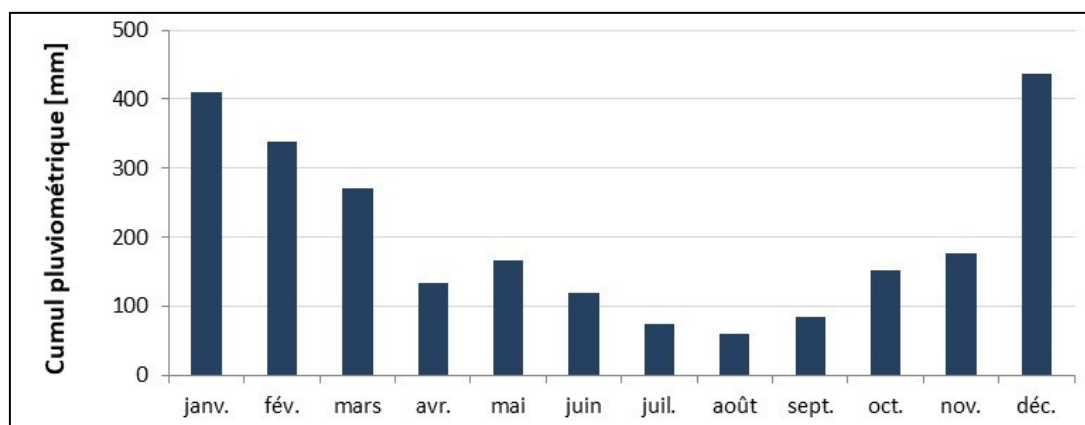


Figure 25 : Cumul pluviométrique mensuel moyen entre 1993 et 2017 pour la station Fautaua/Aorai.

Pour convertir la pluie en débit, surtout dans le cadre d'un épisode particulièrement intense, il est nécessaire de déterminer le temps de concentration du bassin versant qui doit correspondre au temps mis par une molécule d'eau pour atteindre le point le plus à l'aval à partir du moment où la goutte arrive sur le sol.

La zone contributive en amont de la zone modélisée couvre une surface de 2 245 ha, sa longueur est de 9 400 m pour une altitude maximum de 2 060 m (mont Aorai). La pente moyenne est de 22%. Ces paramètres géographiques permettent de renseigner le calcul du temps de concentration. Plusieurs formules sont applicables en fonction des caractéristiques du bassin versant. Nous préférons ici, la méthode de Kirpich qui est adapté à des zones contributives peu étendu (< 10 km²) avec un fort ruissellement.

Le temps de concentration obtenu est de 40 min.

Nous considérons alors les cumuls des précipitations sur une période de 40 min. La station de la Fautaua a enregistré un record pluviométrique sur cette période, le 20 février 2005 entre 21h00 et 21h40 avec un cumul de 50 mm (ou l/m²). L'amplitude est grande entre les années. Les épisodes les plus forts sur 40 minutes engendrent une pluie près de 3 fois plus intense d'une année sur l'autre.

Même si le recul historique n'est pas totalement suffisant (23 ans), l'analyse fréquentielle des pluies par la loi de Gumbel a permis d'estimer les évènements rares avec de longues périodes de retour sur la station de mesure étudiée (Tableau 2).

Tableau 2 : Hauteur d'eau précitée en mm (ou l/m²) en 40 min lors d'évènements météorologiques rares, à très rares.

| Période de retour | 10 ans | 50 ans | 100 ans |
|----------------------|--------|--------|---------|
| Fautaua (alt. 650 m) | 50 | 62 | 74 |

3.4.3. Hydrométrie

Dans la formule de la méthode rationnelle, l'intensité de la pluie est rapportée à la hauteur d'eau précipitée en une heure [mm/h]. En outre, l'une des hypothèses sous-jacentes est de considérer qu'au cours d'un pas de temps défini, la pluie est uniforme dans l'espace. Cette approximation ne représente pas la réalité d'un épisode météorologique, notamment lorsque le relief est escarpé sous un climat tropical où l'intensité d'un orage peut être très localisée. L'altitude joue par exemple un rôle très important dans la spatialisation de la pluie (Aureau, 2014). Ce biais ne pourrait être corrigé qu'en disposant d'un réseau de stations pluviométriques plus dense permettant de spatialiser l'information. Les estimations obtenues avec les données disponibles ont tout de même une légitimité forte.

En appliquant la formule de la méthode rationnelle, l'intensité de la pluie sur 40 min est rapportée à la taille du bassin versant contributif ajustée d'un coefficient de ruissellement. Ce coefficient est un paramètre difficile à estimer puisqu'il est directement lié aux conditions morphologiques (pentes), au sol (infiltration) et au couvert forestier (évapotranspiration) spécifiques à chaque bassin versant. Seules des mesures sur le long terme permettraient d'évaluer exactement sa valeur, ou plus justement ses valeurs qui sont également conditionnées par l'intensité d'une averse et des conditions initiales (sol saturé ou non).

Plusieurs travaux ont cherché à évaluer des coefficients de ruissellement et à classer les vallées de Polynésie française en fonction de ce paramètre (Bouvier et Denat, 2006 ; Wotling, 2001 ; Lafforgue et Robin, 1989). L'exercice est difficile et les valeurs proposées sont extrêmement volatiles entre de 0.25 à 1 en fonction des contextes : géographique, morphologique et hydrologique. D'un point de vue plus général, la méthode GRADEX soutient des coefficients de ruissellement qui tendent vers 0.8 lors des averses les plus intenses pour un temps de retour supérieur à 10 ans. Afin de tenir compte des spécificités physiques et environnementales du bassin versant et des études passées, la valeur de C_r est choisie évolutive pour la vallée de la Fautaua : 0.4 pour un évènement décennal ; 0.45 pour des temps de retour de 20 ans et 50 ans ; et enfin 0.5 pour les épisodes centennaux.

Les estimations de débit obtenues ont été comparées avec les résultats de travaux antérieurs (Tableau 3). L'étude sur les crues de Tahiti de J.Danloux datant de 2003 est une référence bien documentée dans sa méthodologie et largement reprise. Nos résultats sont tout à fait comparables, notamment pour les crues décennale et centennale (< 2% d'écart). Le débit maximum pour la crue cinquantennale présente un écart de 8%.

Nous avons également étudié d'autres estimations basées sur des méthodes différentes (1999, 2003 et 2010). Les variations sont dans un ordre de grandeur similaire, notamment pour l'évènement centennal.

Nous avons ainsi considéré que les valeurs calculées en 2024 étaient réalistes et utilisables pour la modélisation de la rivière.

Tableau 3 : Débits de pointe estimés pour les crues rares à très rares.

| Débit de pointe [m ³ /s] | Période de retour | | | Q _{max} |
|---|-------------------|------------|------------|------------------|
| | 100 ans | 50 ans | 10 ans | |
| Vai-Natura (2024) | 318 | 261 | 198 | |
| Danloux (2003) <i>débits réels + loi de Galton (repris par EGIS 2010)</i> | 320 | - | 190 | 310 |
| BCEOM (1999) <i>formule empirique + Gradex</i> | 310 | - | 200 | - |
| P. Stollsteiner (2003) <i>(Méthode Rationnelle + Gradex)</i> | 327 | - | 158 | - |

Il est utile de rappeler que les estimations calculées sont des débits de pointe, c'est-à-dire des valeurs ponctuelles, elles représentent le pic des ondes de crue. Ces valeurs ne doivent pas être confondues avec un débit moyen.

Pour terminer l'approche hydrologique et améliorer la précision de la modélisation, il est nécessaire de disposer de l'onde de crue. Comme nous ne disposons pas des mesures directes, l'hydrogramme se construit à partir d'un évènement de pluie intense avec un pas de temps correspondant au temps de concentration du bassin versant. L'épisode choisi est celui du 20 février 2005, le pic maximum est atteint à 21h40 (Figure 26).

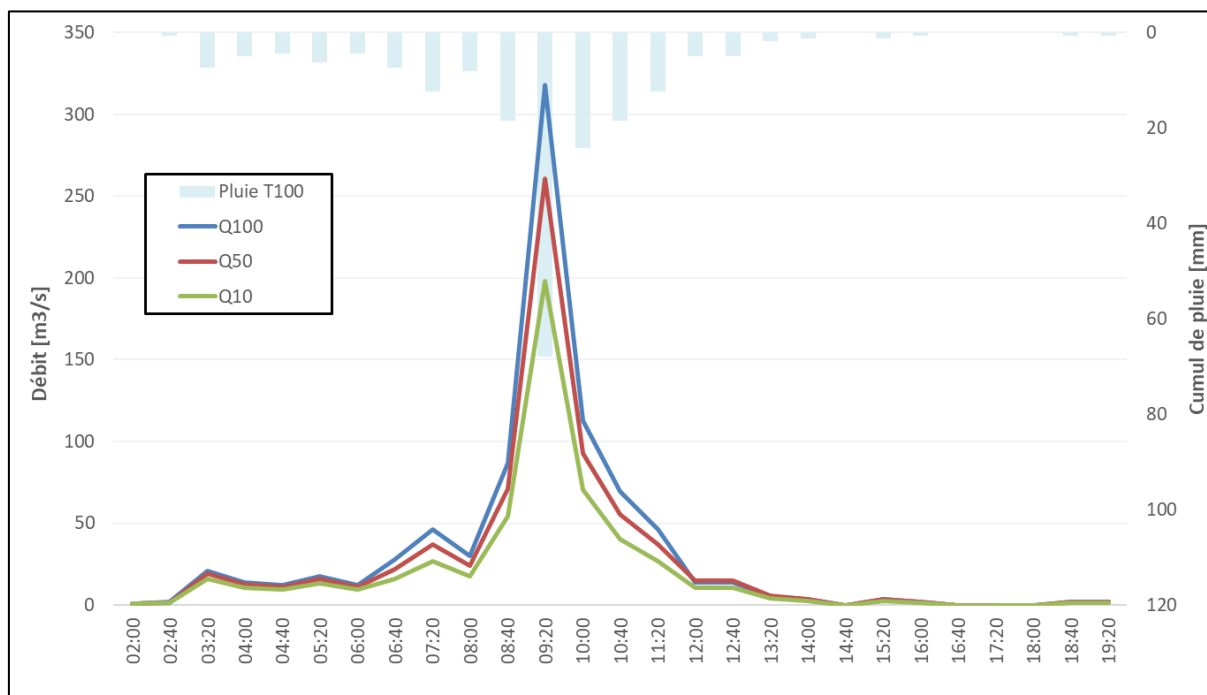


Figure 26 : Ondes de crue reconstruites à partir de l'épisode de pluie du 20 février 2005.

3.4.4. Gestion des affluents

Sur la distance de cours d'eau modélisé, aucun affluent significatif n'alimente l'écoulement principal dans la zone d'étude. Les principaux affluents de la vallée de la Fautaua se situent en amont du bassin versant.

3.5. Modélisation des ponts et simulation d'embâcles

Sur 2.5 km depuis l'embouchure, nous avons comptabilisé 4 ouvrages traversants : 4 ponts qui font partie des voiries territoriales ou communales. (Figure 28).

Ces ouvrages sont assez largement dimensionnés avec des hauteurs sur tablier dépassant les 4 m et des largeurs entre culée de 16 à 30 m. Pour les ponts P1, P2 et P3, les risques d'embâcles nous semblent modérés, nous projetons dans la modélisation un scénario avec un espace d'écoulement obstruée à 50%.

Pour le pont P4, le scénario le plus pessimiste testé intègre également la formation d'un embâcle pouvant obstruer la moitié de l'espace d'écoulement. Nous souhaitons toutefois porter l'attention du lecteur sur un point de vulnérabilité particulier à cet ouvrage. La structure de l'aménagement est portée en partie par une pile centrale qui augmente le risque de formation d'un embâcle. Les matériaux charriés par la rivière peuvent, aussi, à long terme endommager la structure.

L'observation de la dernière crue du 12 février 2024 au niveau de cet ouvrage (Figure 27) n'est pas forcément rassurante par rapport à ce risque. L'eau est montée relativement eau sous le pont et nous avons pu observer une accumulation de végétaux.



Figure 27 : Observation de la crue du 12 février au niveau de la pile centrale du pont de la RT2.
Cliché pris 5 heure après le pic de l'onde de crue.

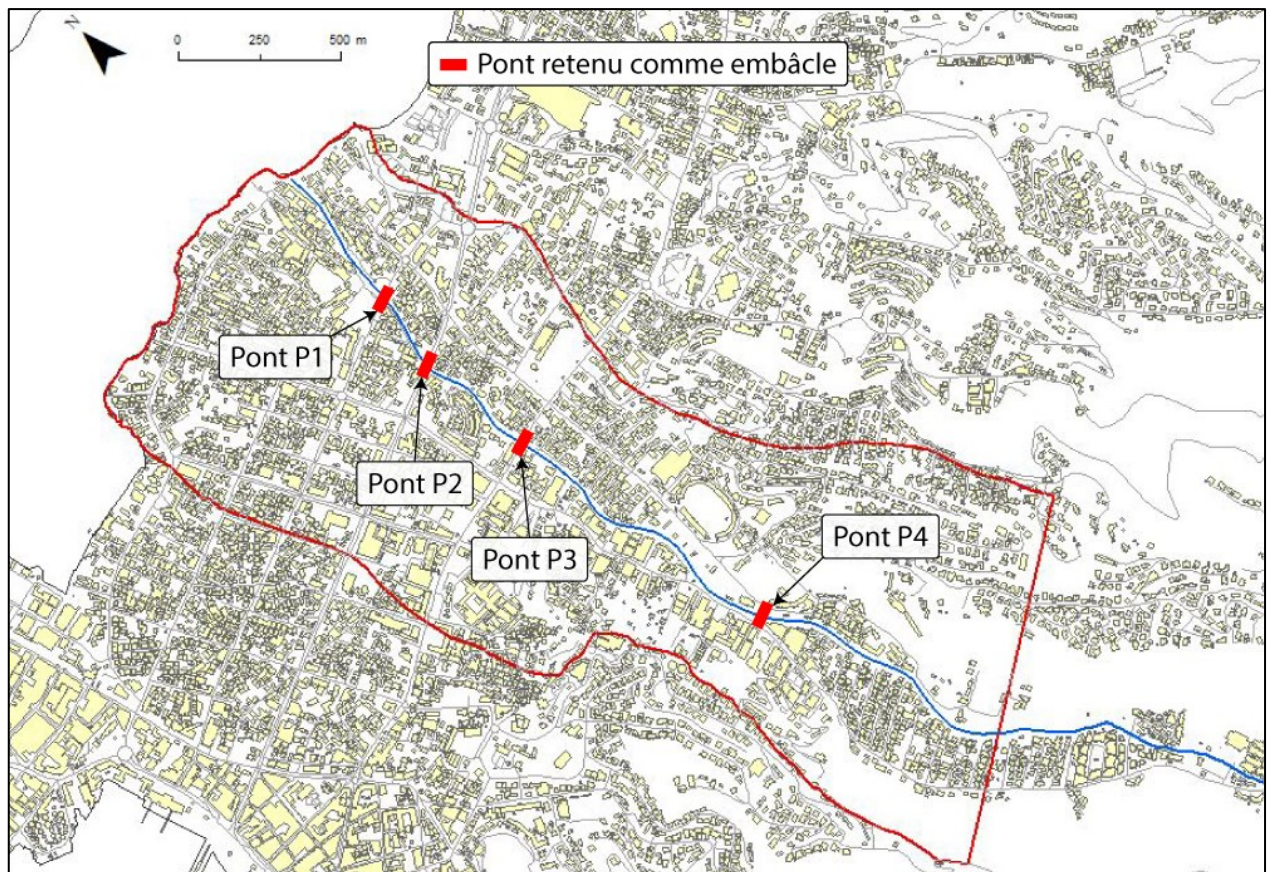

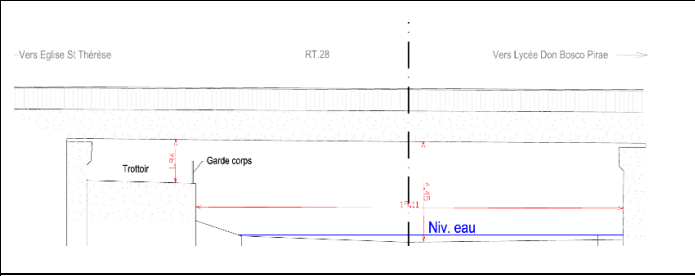

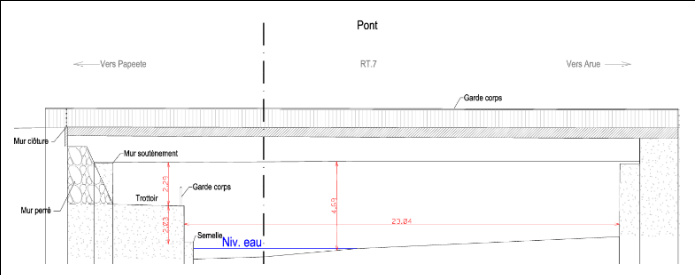

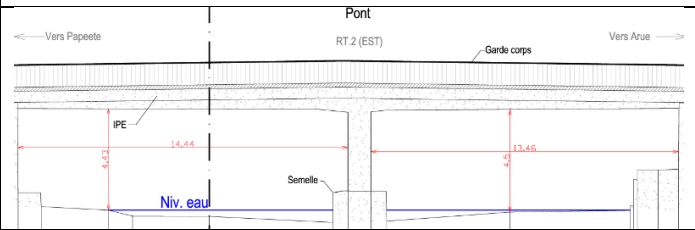

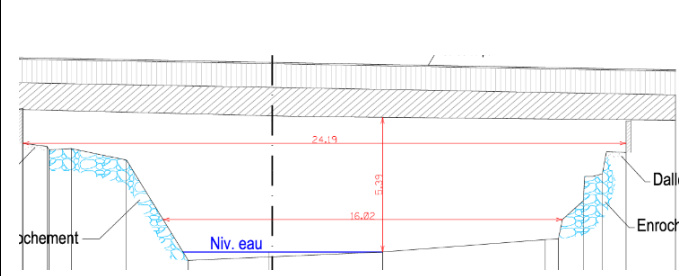


Figure 28 : Inventaires des ouvrages traversants sur la rivière de la Fautau.

Tableau 4 : Caractéristiques des ouvrages traversants intégrés à la modélisation.

| | |
|--|---|
|  |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
| <p>Pont P1 : Distance à l'exutoire : 497 m Altitude : 1.39 m Simulation d'embâcles : 50 %</p> | <p>Pont P2 : Distance à l'exutoire : 745 m Altitude : 2.99 m Simulation d'embâcles : 50 %</p> |
| <p>Pont P3 : Distance à l'exutoire : 1 130 m Altitude : 8.68 m Simulation d'embâcles : 50 %</p> | <p>Pont P4 : Distance à l'exutoire : 2 070 m Altitude : 18.08 m Simulation d'embâcles : 50 %</p> |

3.6. Scénarios des simulations

Une fois la modélisation construite et calée sur un débit de 316 m³/s, nous avons lancé plusieurs scénarios de crues pour identifier les points de débordement en fonction des événements projetés et pour observer l'étendu des inondations potentielles :

- Q_{max} : crue maximale observée sur le cours d'eau ;
- Q_{10} : crue décennale avec un niveau aval normal (niveau de la mer à 0 m) ;
- Q_{50} : crue cinquantiennale ;
- Q_{100} : crue centennale ;
- $Q_{100} + 1$ m : crue centennale avec un niveau aval haut (surcote du niveau de la mer à + 1 m) ;
- $Q_{100} + 1.73$ m : crue centennale avec un niveau aval haut + élévation du niveau marin à l'horizon 2120 (surcote du niveau de la mer à +1 m et surélévation liée au changement climatique de +0,73 m) ;
- $Q_{100} + 1$ m avec embâcle (partiel et/ou complet) : crue centennale avec un niveau aval haut (surcote du niveau de la mer à + 1 m et prise en compte des embâcles partiels et/ou complets sous les ouvrages traversants) ;
- $Q_{100} + 1.73$ m avec embâcle (partiel et/ou complet) : crue centennale avec un niveau aval haut + élévation du niveau marin à l'horizon 2120 (surcote du niveau de la mer à + 1 m et surélévation liée au changement climatique de +0,73 m et prise en compte des embâcles partiels et/ou complets sous les ouvrages traversants).

4. Résultats de la modélisation

4.1. Ecoulement et débordement

La capacité d'écoulement du lit de plein bord s'analyse à partir des profils en long du lit et du niveau de la hauteur d'eau dans chaque section. La Figure 29 permet de visualiser les résultats de la modélisation en suivant le profil longitudinal de la rivière. La topographie du lit est représentée par la ligne noire, la berge droite est en verte, la gauche en rouge. Pour une lecture plus précise, nous avons repris la division en 3 sections pour présenter le profil de la rivière et des crues simulés (cf. Section 2.5.2).

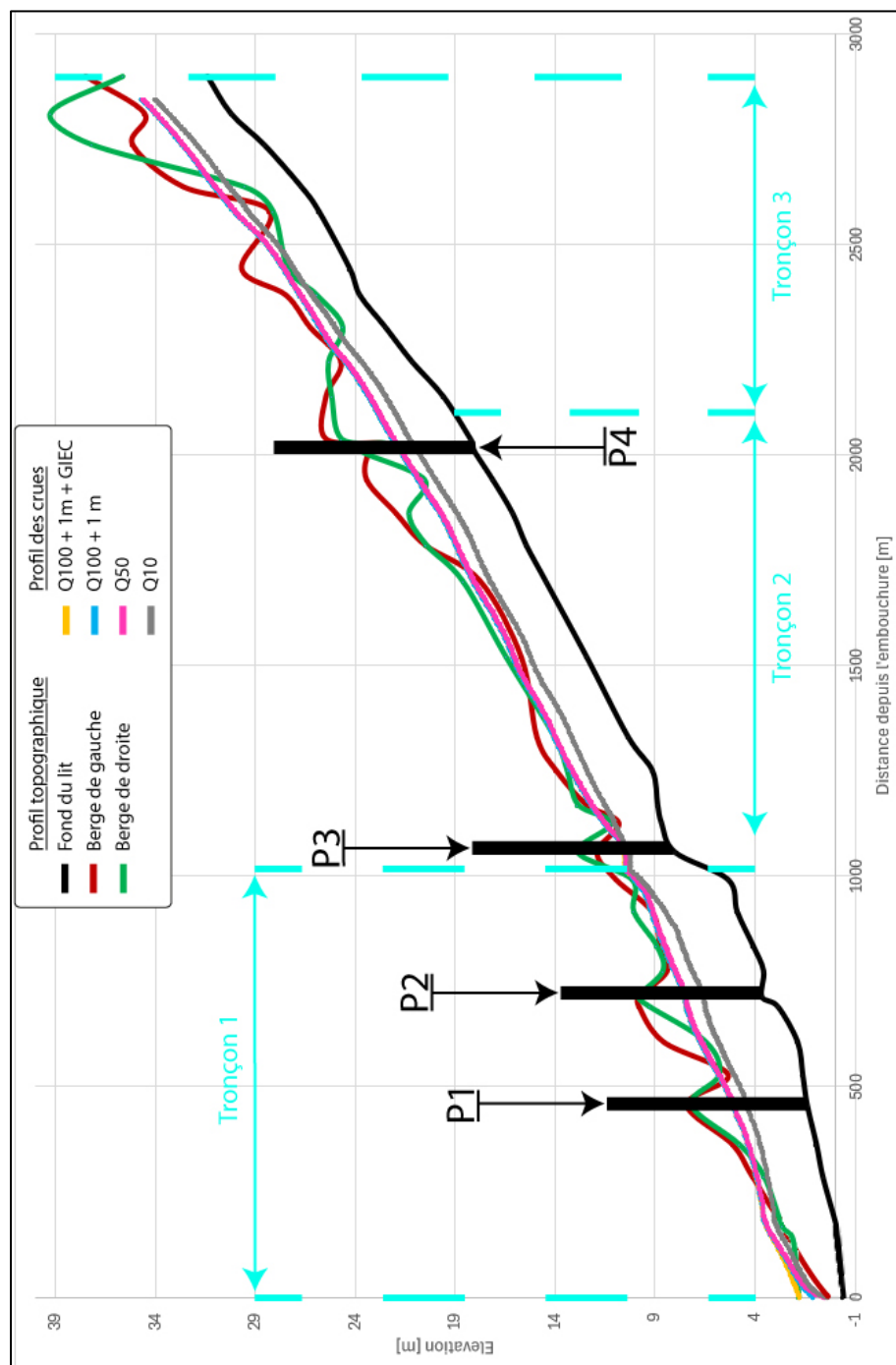


Figure 29 : Profil en long de la rivière de la Fautau sur 3 km à partir de l'embouchure.

4.1.1. Section 1

Cette section qui débute à l'embouchure et remonte sur 1 100 m vers l'amont, contient bien les écoulements importants (Figure 31).

La crue décennale ne déborde pas sauf à 200 m de l'exutoire vers la rive droite. L'élévation du terrain est au niveau de la mer, il n'y a donc presque plus de pente. Les berges ne peuvent pas être réellement réhaussées d'autant que les terrains privés empiètent pratiquement sur le lit de la rivière. Le point de débordement modélisé et rapporté également dans les témoignages se trouve au niveau de l'ancien gué dont les vestiges sont encore visibles. Sur la photo (Figure 30), on observe bien l'instabilité de la berge droite.

Pour les crues plus rares, cinquantiennale et au-delà, deux points de débordements apparaissent entre les ponts P1 et P2. Les risques sont modérés avec un aléa faible.

La prise en compte d'une élévation du niveau de la mer de 1 m ou même de 1.73 m (scénario GIEC) ne modifie pas réellement l'emprise de la zone inondable engendrée par la rivière, le risque n'est pas accentué.



Figure 30 : La berge droite au niveau de l'ancien passage à gué, à 200 m à l'amont de l'embouchure.

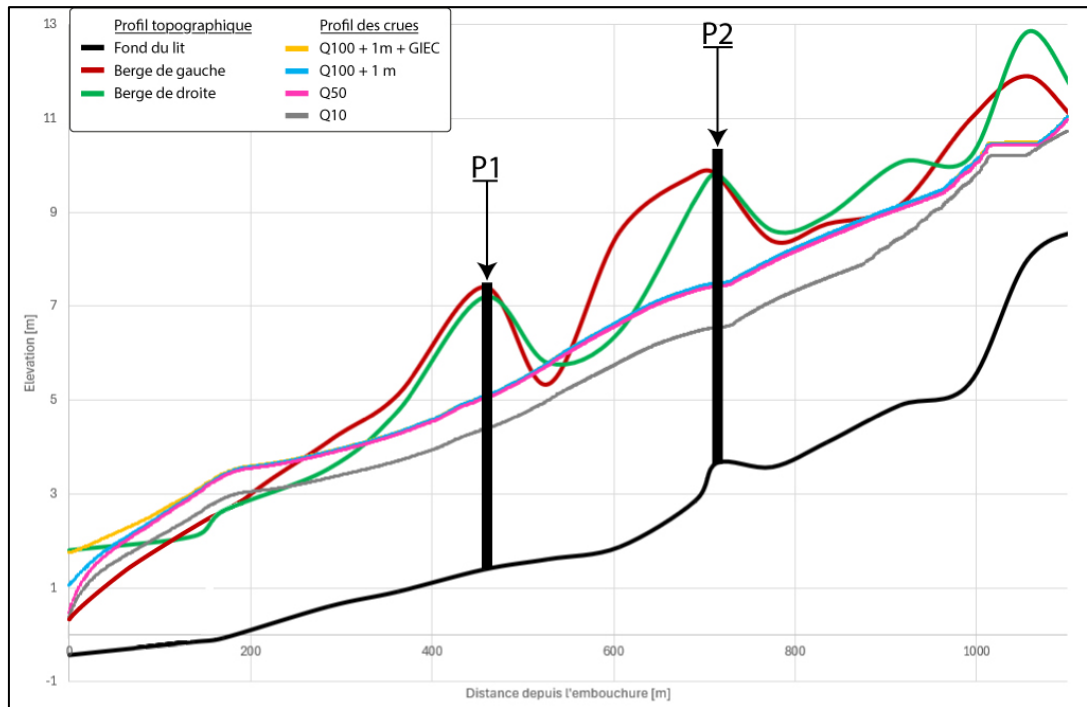


Figure 31 : Profil en long de la rivière de la Fautaua - Section 1 (0 - 1 100 m).

4.1.2. Section 2

La section 2 qui est à peu près délimitée par les ponts P3 et P4, apparaît bien dimensionnée. La modélisation ne prévoit pas de débordement, quelque soient les scénarios testés (Figure 32). On observe simplement des épanchements légers sur la berge droite à 1 600 m de l'embouchure et à l'aval de l'ouvrage P4. Toutefois, les rives sont à peine submergées.

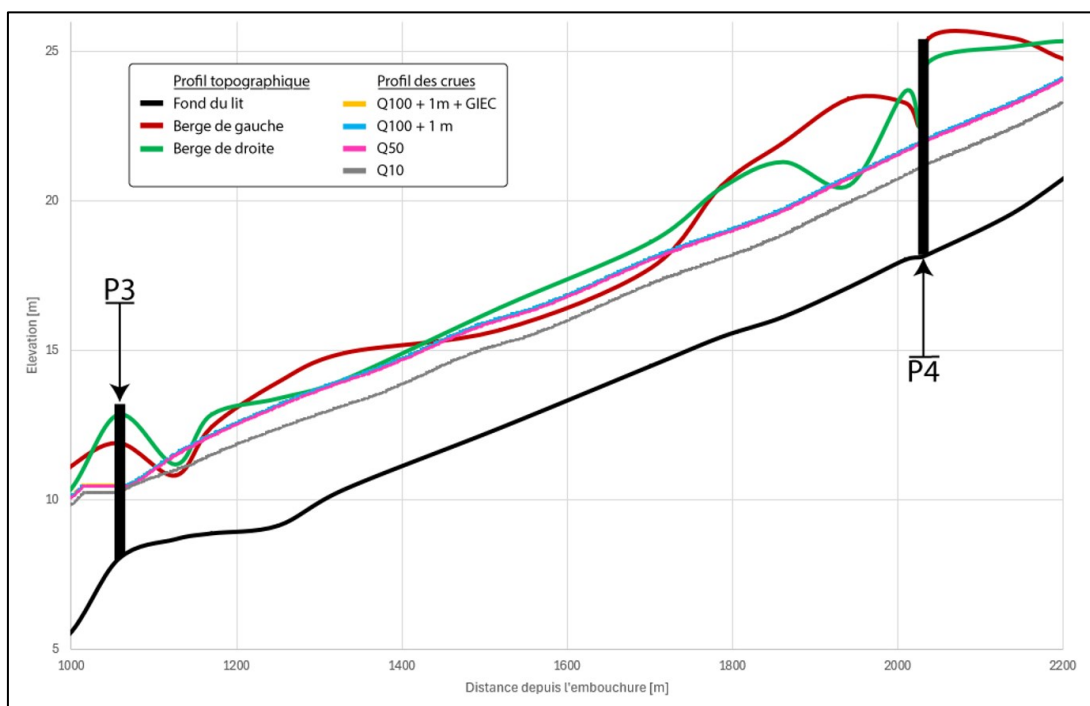


Figure 32 : Profil en long de la rivière de la Fautaua - Section 2 (1 100 - 2 200 m).

4.1.3. Section 3

Sur la troisième section, la plus amont, la modélisation projette des débordements sur la rive droite sur une portion allant de 200 m à partir de 2 300 m de l'embouchure (Figure 34). Les débordements sont effectifs dès la crue décennale.

La berge est protégée par un enrochement percolé qui est relativement haut avant de s'abaisser de façon importante au niveau d'un coude du lit qui se dirige vers la gauche. La berge concave, la droite, est donc dans la direction de l'écoulement (Figure 33). C'est la géométrie du tracé qui est en partie responsable du risque.



Figure 33 : La berge droite est la berge concave dans le coude de la rivière. C'est un point de débordement assez marqué.

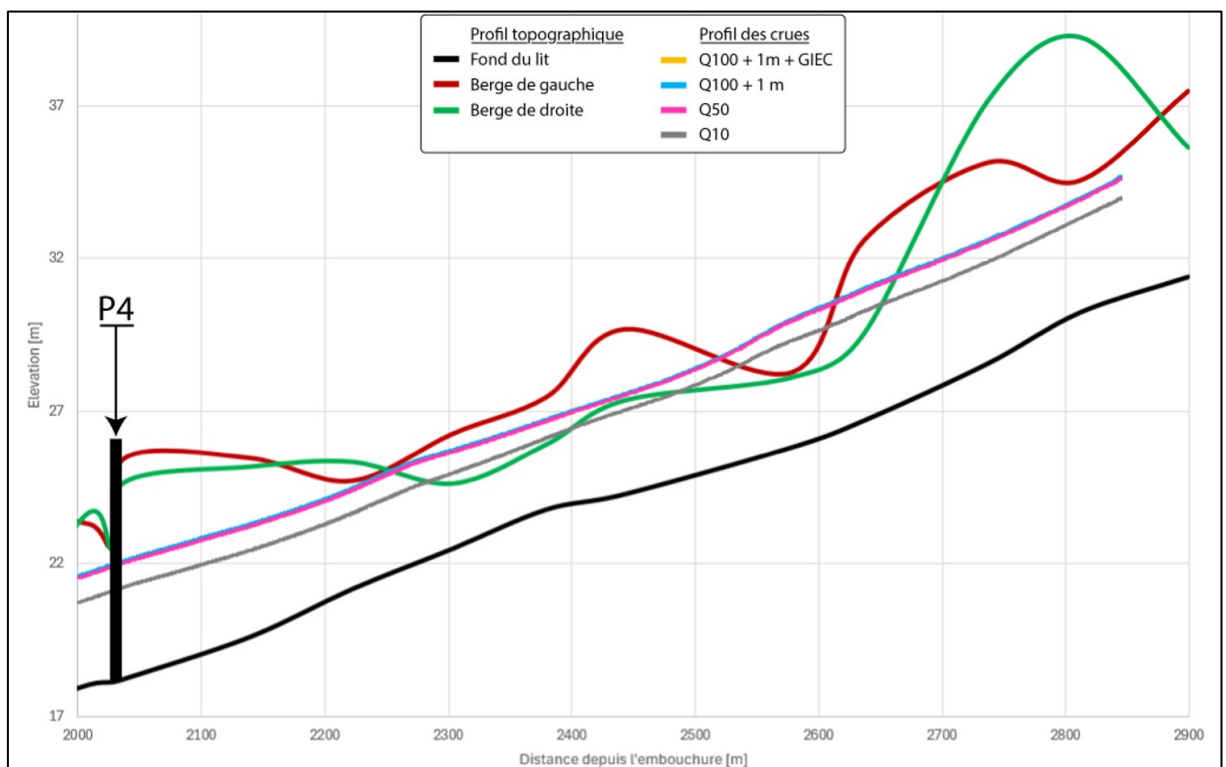


Figure 34 : Profil en long de la rivière de la Fautaua - Section 3 (2 200 - 2 900 m).

4.2. Cartographie de l'aléa inondation

4.2.1. Construction

L'aléa inondation est mesuré sur une échelle de quatre niveaux : Faible, Moyen, Fort et Très Fort. Le rang s'évalue en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement obtenues pour la modélisation. Les règles de calcul sont rappelées dans le Tableau 5 :

Tableau 5 : Qualification de l'aléa inondation en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'eau.

| | | Vitesse | |
|---------|-------------------------------|--|--|
| | | Faible à moyenne $V \leq 0,5 \text{ m/s}$ | Moyenne à forte $V > 0,5 \text{ m/s}$ |
| Hauteur | $H < 0,5 \text{ m}$ | Faible | Moyen |
| | $0,5 \leq H \leq 1 \text{ m}$ | Moyen | Fort |
| | $H > 1 \text{ m}$ | Fort | Très fort |

Les cartes tirées des simulations numériques sont disponibles pour tous les scénarios dans l'atlas qui accompagne ce mémoire. Nous présentons ici le scénario de la crue décennale (Q_{10} - Figure 37) et le scénario le plus contraignant ($Q_{100} + 1 \text{ m} + 0.73 \text{ m GIEC} + \text{Embâcles}$ - Figure 40).

4.2.2. Principe et méthode du lissage

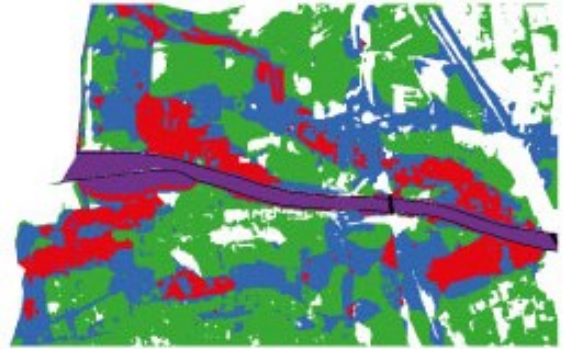
Les cartes d'aléa sont générées à partir des couches de hauteur d'eau et de vitesse produite par la modélisation. Ces cartes brutes sont ensuite lissées, c'est-à-dire que les contours des zones inondables ont été uniformisés et ajustés pour obtenir une représentation plus précise et continue. Certaines petites surfaces ont été requalifiées lorsque les données de hauteurs et de vitesses étaient proches des spécifications de l'aléa voisin. Par exemple, l'aléa sur la rampe de descente vers le parking souterrain de l'hôpital, initialement identifié comme fort par les résultats bruts de la modélisation, a été réévalué en aléa moyen afin d'obtenir une meilleure uniformisation spatiale. La principale raison de la qualification initiale étant l'augmentation de la hauteur d'eau engendrée par une variation topographique artificielle.

Les cartes d'aléa qui seront utilisées pour apprécier le niveau de risque lors des demandes ultérieures pour des permis de construire sont construites à partir d'un protocole en 4 étapes (Figure 35) :

- 1- Génération de l'aléa brut à partir des données de hauteur et de vitesse de l'eau produites par la modélisation (Raster) ;
- 2- Conversion du Raster en couche de polygone avec une uniformisation spatiale des aléas ;
- 3- Lissage manuel des polygones pour correspondre à la réalité du terrain. Ajustement des contours des polygones et des frontières entre les catégories d'aléa ;
- 4- Maillage de la zone d'étude.

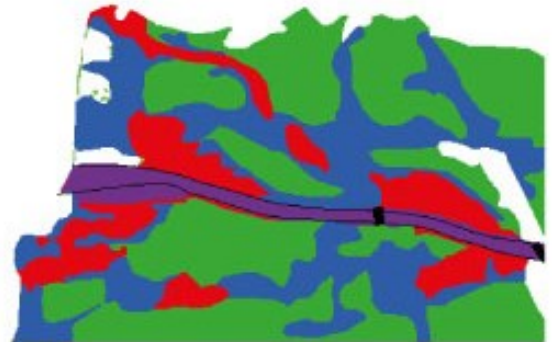
Etape 1 : Aléa brut

Cacul des aléas à partir des résultats
du model - rapport hauteur / vitesse



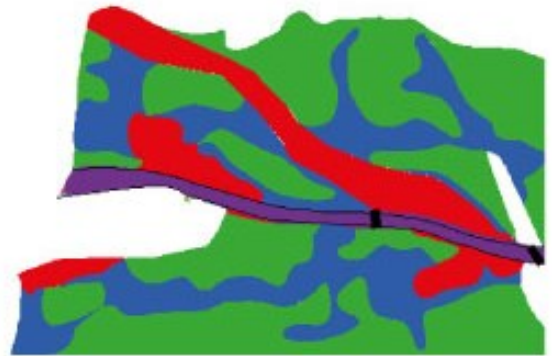
Etape 2 : Uniformisation spatiale

Conversion des pixels du Raster en polygones
Création d'une fichier *.shp



Etape 3 : Lissage manuel

Ajustement du contour des polygones :
- Continuité de la zone inondable
- Adaptation à la réalité du terrain
- Réclassification de certains aléas en fonction des valeurs
de hauteur et de vitesse de l'eau (limite de classe)
- Expertise complémentaire liée aux observations sur
le terrain, aux risques d'érosion et de déstabilisation
des berges



Etape 4 : Maillage

Découpe de l'espace en surface de 10x10 m
Ajustement de l'aléa sur certaines mailles à la frontière
d'un changement d'aléa

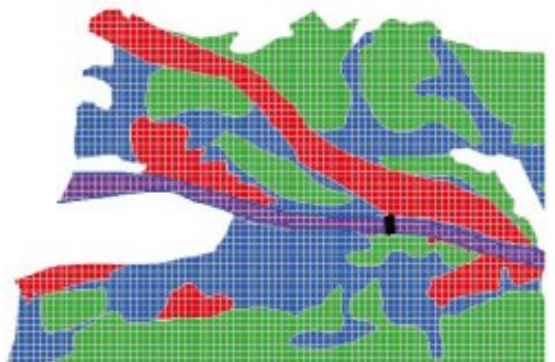


Figure 35 : Protocole de calcul des aléas et de lissage des données.

4.2.3. Zones d'aléa qualifiées par expertise

Aux alentours des berges, des ajustements, par rapport aux résultats bruts de la modélisation, ont été réalisés. Ces qualifications à « dire d'expert » ont pour objectif d'améliorer la cohérence des résultats obtenus par le modèle en intégrant les observations réalisées sur le terrain. Les situations pouvant amener à une qualification nouvelle des zones de berges sont assez variées et peuvent être multifactorielles :

- Continuité, et mise en cohérence de la zone inondable ;
- Observation de berges déstabilisées ou pouvant se déstabiliser par une érosion en pied d'ouvrage ;
- Succession d'ouvrage traversant pouvant engendrer des embâcles ;
- Zone de débordement documentée par des témoignages, de indices factuels ou des photos ;
- Respect d'une servitude de curage ;
- Aménagement important réalisé sur les berges et qui n'a pas pu être pris en compte dans la modélisation ;
- Tout autre situation hydraulique pouvant être considérée à risque.

Le lit de la rivière Fautaua est canalisé lors de sa traversé dans la zone habitée. La modélisation identifie bien les zones à risques. L'uniformisation de la carte finale des aléas n'a nécessité que quelques lissages et choix d'expert sans requalification de zones entières liées à des risques d'affaissement des berges, à l'exception de 2 espaces à proximité de l'embouchure. La carte suivante (Figure 36) situe ces zones dans l'espace. Les précisions sur les raisons des choix sont rapportées dans le tableau suivant.

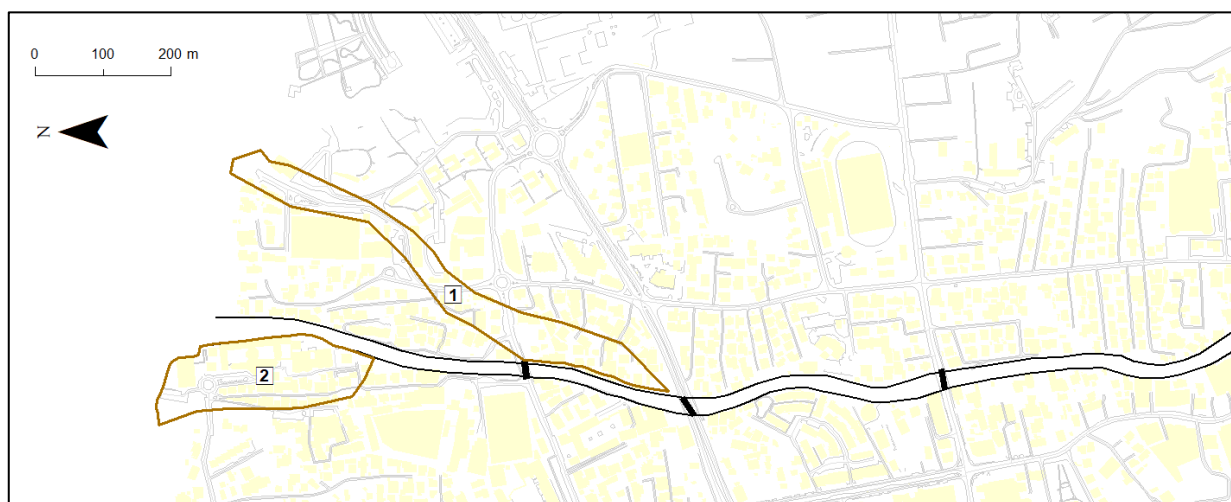


Figure 36 : Zones d'aléa requalifiées par expertise autour de l'embouchure de la rivière Fautaua.

| Zone | Surface [ha] | Rive / Berge | Précision sur l'expertise | Raisons principales |
|------|--------------|--------------|---|--|
| 1 | 3.2 | Droite | Qualification en zone d'aléa fort sur une bande de débordement allant de la rive droite vers la limite côtière. | Le chemin d'écoulement suit une voirie goudronnée qui facilite la concentration du flux. Cette partie a déjà classée en aléa fort par la modélisation précédente (EGIS, 2010). Cohérence du lissage à partir des données brutes du modèle. |
| 2 | 2.8 | Gauche | La zone est totalement déclassée par rapport aux résultats de la modélisation qui protège un aléa très fort. | Sur toute la longueur la berge est protégée par un haut mur en béton sur lequel s'appuie un bâtiment du collège de Taunoo. Cette infrastructure en bon état ne laissera pas l'eau passé et l'espace qui se trouve derrière n'est pas vulnérable. |

4.3. Interprétation des résultats

L'analyse cartographique de la modélisation de la Fautaua apporte des informations assez essentielles pour la gestion des risques dans la moyenne et surtout la basse vallée. Les principaux enseignements sont ici discutés :

- La rivière canalise bien la crue décennale. La simulation projette très peu de débordements et des zones inondées vraiment contenues. A l'amont, on observe un secteur plus vulnérable en rive droite autour du CFPA. Cet espace était déjà identifié dans la précédente modélisation datant de 2010 (Figure 37). La cause semble être purement hydraulique, avec une hauteur de la berge droite trop faible dans la partie concave d'un coude de la rivière. A proximité de l'embouchure, il apparaît que la berge droite est aussi plus vulnérable. Le point de débordement se trouve au niveau d'un ancien gué bétonné qui a été abandonné mais pas réhabilité, les vestiges de la structure sont toujours présents dans le lit. Certaines habitations, sommaires, occupent les limites de berges, ce qui augmente significativement les risques ;
- Les simulations pour les crues cinquantennale et centennale laissent présager une étendue des espaces inondés plus important à l'aval de l'avenue du Prince Hinoï. Les projections de la zone inondable autour de l'embouchure sont proches, légèrement moins dispersées, des résultats issus de l'étude de 2010 (EGIS). Notons tout de même que les valeurs d'aléa sont moins fortes avec la nouvelle modélisation avec une large partie en un aléa faible (Figure 38). Le débordement observable en 2010 à l'amont immédiat du pont sur l'avenue du Prince Hinoï est dû à la projection d'un embâcle de 50% sous l'ouvrage ;
- Le scénario le plus contraignant qui fut évalué, est une crue centennale intégrant une surcote du niveau de la mer de 1 m associée à une élévation complémentaire liée aux projections du GIEC autour du dérèglement climatique (Figure 39). Dans cette simulation, des embâcles à 50% de l'espace d'écoulement ont été également modélisés sur les 4 grands ponts traversant la rivière. Les résultats montrent un impact de la crue centennale plus prononcé sur les rives de la rivière avec notamment une étendue de l'aléa beaucoup plus large. Observons qu'une large majorité de l'espace inondé présente des hauteurs et des vitesses d'eau modérées. 55% de la surface submergée est en aléa faible (51 ha) et 28% en aléa moyen (27 ha). Les zones les plus délicates (aléa fort à très fort) se concentrent sur une distance inférieure à 100 m des berges. Remarquons, enfin, que les scénarios incluant une hausse du niveau de la mer impactent la partie côtière en accentuant le niveau d'aléa, en passant du niveau faible de risque au niveau moyen.

Cette dernière projection a fait l'objet d'un lissage complémentaire plus uniformisé accompagné d'une correction « à dire d'expert » (Figure 40).

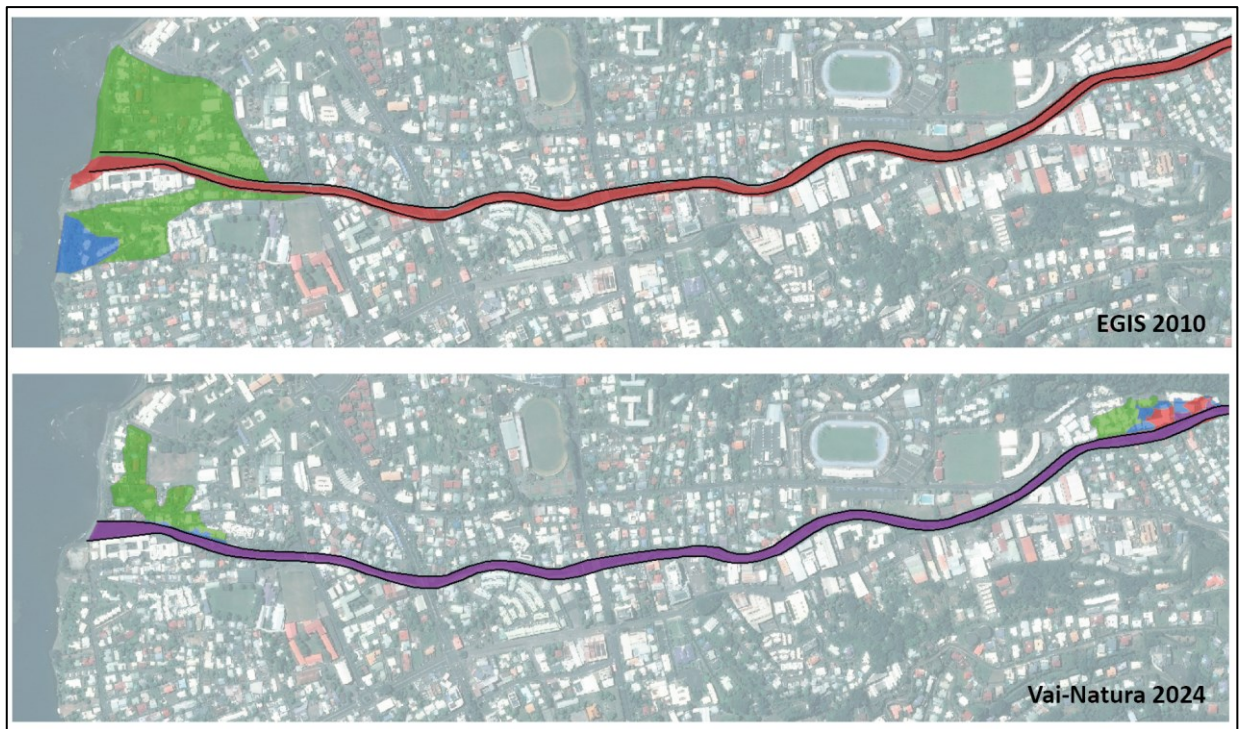


Figure 37 : Projection comparée de la crue décennale (Q_{10}) entre les modélisations de 2010 et 2024.

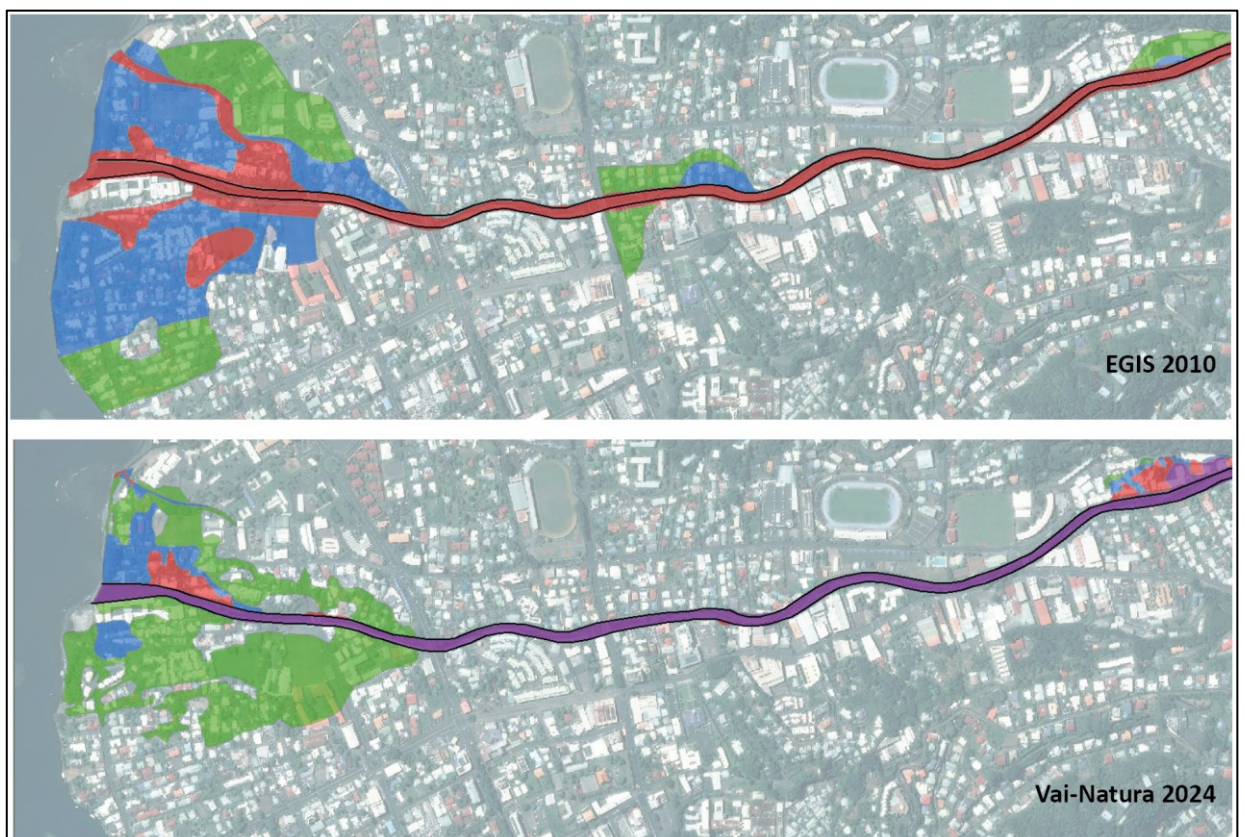


Figure 38 : Projection comparée de la crue centennale (Q_{100}) entre les modélisations de 2010 et 2024.
EGIS 2010 - Q_{100} avec embâcle 50 % au niveau du pont de l'avenue du Prince Hinoï.
Vai-Natura 2024 - Q_{100} sans embâcle mais en intégrant une augmentation du niveau de la mer de 1 m.

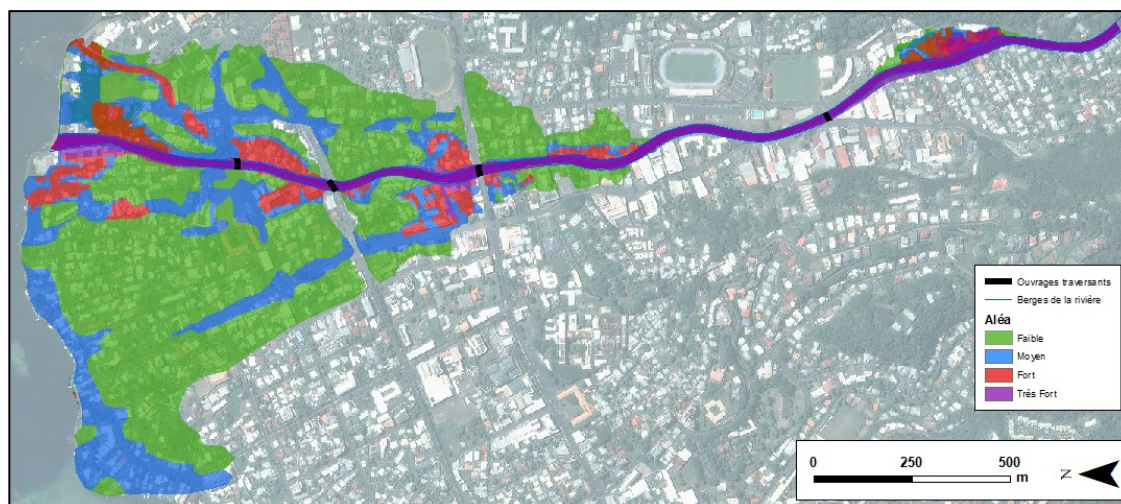


Figure 39 : Simulation de l'aléa centennal avec une élévation du niveau de la mer de 1+0.73 m et en incluant une obstruction de l'espace d'écoulement sous les principaux ponts de 50% - Résultats lissés / non corrigés.

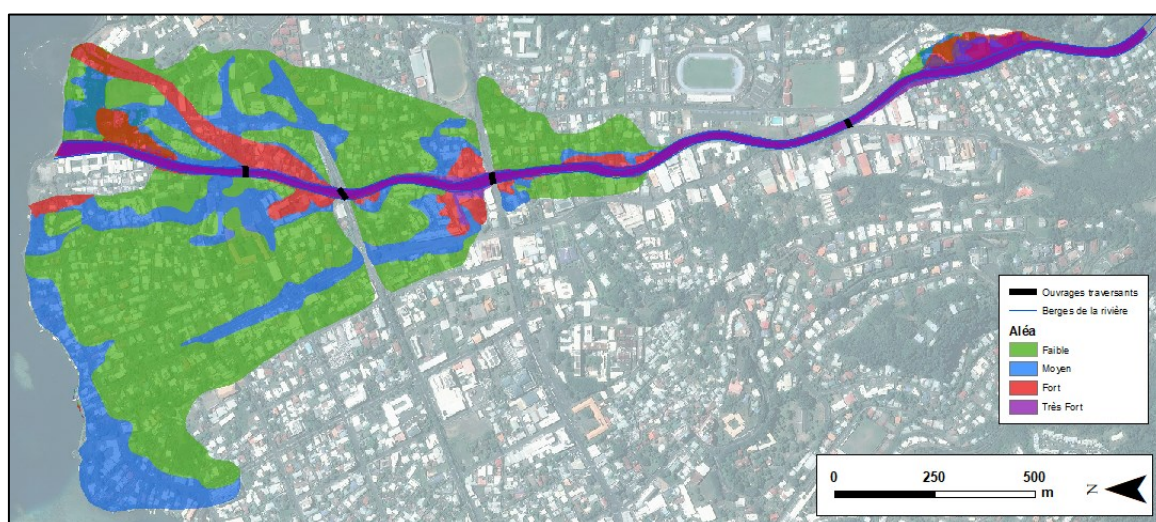


Figure 40 : Simulation de l'aléa centennal avec une élévation du niveau de la mer de 1+0.73 m et en incluant une obstruction de l'espace d'écoulement sous les principaux ponts de 50% - Résultats lissés et corrigés.

Dans une synthèse globale, il faut comprendre que le lit de la rivière Fautaua apparaît suffisamment dimensionner pour drainer de grandes crues en considérant l'urbanisation importante des rives dans la zone de plaine. Les projections d'une crue centennale sont plutôt rassurantes, bien que des débordements interviennent autour principaux ponts le niveau d'aléa reste plutôt faible. Il est sans doute illusoire d'envisager une protection complète des rives à l'approche de l'embouchure. En revanche, si le risque reste contenu l'impact d'une grande crue sera modérée.

Le scénario le plus contraignant testé en 2024 inclut une situation d'embâcle au niveau du pont de sur la RT2, l'avenue Ariipaea Pomare. La présence d'un pilier central et l'observation de la crue du 12 février 2024 rendent cette hypothèse plausible. Cette projection n'a pas été testée lors de la précédente modélisation de 2010, ce qui explique la relative divergence de l'emprise de la lame d'eau en cas de submersion des berges. En omettant ce scénario, la projection de 2024 est plutôt moins contraignante que celle de 2010.

5. Proposition d'aménagement

A travers la basse vallée, puis dans la zone de plaine côtière, la rivière Fautaua traverse une zone fortement urbanisée liée à de nombreux enjeux en termes d'habitats et de développement économique. Le lit est canalisé sur une grande partie de sa longueur avec tout de même un espace d'écoulement large permettant de drainer des flots importants.

Les projections modélisées montrent bien cette situation avec des débordements qui interviennent majoritairement à proximité de l'embouchure, notamment pour les crues décennales et centennales.

Toutefois, les scénarios les plus pessimistes renvoient une réponse engendrant des inondations plus importantes. Les hypothèses posées sont liées à une situation d'embâcle sous les grands ouvrages traversants et notamment sous le pont de l'avenue Ariipaea Pomare qui s'appuie sur une pile centrale ancrée au centre du lit de la rivière.

Observons toutefois, que même en cas de situation exceptionnelle avec des débordements à partir des ponts, la lame d'eau s'étendra sans engendrer de grands risques. La hauteur d'eau ne dépassera pas 50 cm, comme la vitesse de l'eau qui restera inférieure à 0.5 m/s.

Il est certain que la reconstruction des plus grands ouvrages nécessitera des moyens très importants pour prévenir des situations rares avec des circonstances très particulières. Nous préconisons plutôt de mettre en place un protocole de contrôle régulier de la structure de ces ouvrages. La fréquence pourrait être biannuelle avec des missions exceptionnelles après de grandes crues. Il apparaît nécessaire d'être particulièrement attentif à la pile centrale du pont de l'avenue Ariipaea Pomare.

D'autre part, nous proposons de développer un protocole d'entretien du cours d'eau et des berges vers l'amont. Cette action consistera essentiellement à apprécier les arbres qui pourraient s'arracher lors d'événements climatiques significatifs (pluies et vent) et se retrouver dans le lit de la rivière pour former des embâcles à l'aval.

Pour un suivi régulier et un entretien efficace, il est recommandé qu'un spécialiste passe tous les 2 mois sur le tronçon urbanisé de la rivière, jusqu'à 500 m en amont, pour évaluer les risques et marquer les arbres nécessitant une coupe ou un élagage. Une équipe aura ensuite la charge des travaux. Les déchets verts produits devront être évacués le même jour vers une déchèterie spécialisée. En suivant régulièrement ce protocole, le travail deviendra progressivement plus facile et plus rapide, car les risques seront identifiés et traités plus tôt.

Nous identifions tout de même 2 situations qui pourraient amener à une sécurisation des berges et à une réduction du risque inondations :

- La première se trouve au niveau de l'ancien gué, à 200 m de l'embouchure. La berge droite pourrait être réaménagée et protégée par un enrochement plus solide ;
- La seconde est située beaucoup plus à l'amont, sur la rive droite face à la zone industrielle de Titiro. Encore une fois, la berge doit être reconstruite en s'appuyant sur un enrochement plus solide et surélevé.

Ces deux aménagements seront coûteux pour des zones à risques assez restreintes et des enjeux limités. L'alternative serait de proposer des relogements aux quelques habitations concernées.

Le tableau suivant a pour objectif de résumer les interventions et les travaux préconisées dans les paragraphes précédents :

| Ouvrage | Utilité | Description des travaux | Coût estimé |
|--|--|---|----------------|
| Ponts | S'assurer du bon état des structures des grands ponts traversant la rivière avec une attention particulière pour la pile centrale du pont de l'avenue Ariipaea Pomare. | Mettre en place un protocole de suivi avec une visite régulière d'un expert pour s'assurer de la qualité de résistance des ouvrages. La fréquence serait de 2 à 4 ans. Une mission spécifique devrait être ordonnée après chaque grande crue pour s'assurer qu'aucun dégât n'est apparu sur la structure | 1 M / an |
| Entretien des berges et des abords du cours d'eau | Eviter tout risque d'embâcle engendré par le charriage de gros végétaux | - Passage d'un spécialiste pour identifier les arbres à risque - Equipe d'élagage pour nettoyer la zone avec une évacuation immédiate des déchets vert Mission avant chaque saison des pluies | 20 à 30 M / an |
| Ré-enrochement de la berge droite autour de l'ancien gué au niveau de l'embouchure | Reprise de berge avec enrochement sur un linéaire de 100 m | - Suppression du gué - Reprise de la berge - Pose des enrochements selon les normes géotechniques en vigueur | 50 à 100 M |
| Ré-enrochement de la berge droite dans le secteur amont en face de la zone industrielle | Reprise de berge avec enrochement sur un linéaire de 280 m | - Suppression du gué - Reprise de la berge - Pose des enrochements selon les normes géotechniques en vigueur | 100 à 150 M |

6. Conclusion

A Nord de l'île de Tahiti (Figure 3), la vallée de la Fautaua s'allonge sur un axe légèrement Sud-Est Nord-Ouest sur environ 12 km. De forme oblongue le bassin versant couvre une superficie de 25 km². Il s'évase dans sa hauteur vallée où il atteint une largeur maximum est de 3.9 km. Elle s'écoule dans la vallée avant de traverser la zone côtière très plane et largement urbanisée.

La modélisation hydraulique montre que le lit de cette rivière bien dimensionné pour drainer des crues importantes même si quelques débordements peuvent subvenir en cas d'évènement particulièrement intense autour de la zone d'embouchure. Les scénarios les plus pessimistes s'appuyant sur des hypothèses d'embâcles sous les grands ponts traversant le cours d'eau projettent un espace d'inondation plus importants mais avec un aléa majoritairement faible.

Un suivi régulier de la structure de ces ouvrages et un entretien des berges doit permettre de largement limiter les risques en prévenant les phénomènes d'embâcle, pour un coût raisonnable.

Deux tronçons plus sensibles ont été identifiés en rive droite. Le premier se trouve au niveau d'un ancien gué à 200 m de l'embouchure. Le second est plus à l'amont, dans le début de la vallée. Un renforcement des berges est envisageable pour corriger ces points de dysfonctionnement.

Pour terminer rappelons les limites de la modélisation qu'il faut garder en mémoire lors de l'analyse des résultats :

- Une modélisation qui est une projection numérique de la réalité, elle intrinsèquement approximative. Le traitement des données d'entrée impose des choix de simplification temporel et spatial ;
- Projection du dérèglement climatique n'a pas été pris en compte dans le calcul des débits qui ne sont basées que sur des statistiques historiques ;
- Les bâtiments ne sont pas intégrés dans le modèle. Les temps de retour des crues les plus rares n'est pas en adéquation avec la temporalité des constructions ;
- En cas d'inondation des flux d'écoulement de surface peuvent d'être impactés par les obstacles urbains ponctuels. Les observations seront sans doute légèrement différentes des projections numériques.

7. Bibliographie

Barbry Y., 2002. Application des techniques végétales pour la protection des berges des voies navigables. Voies Navigables de France. Direction de l'Infrastructure et de l'Environnement. Pp. 24.

CETMEF, CIRIA, CUR (2009). Guide enrochement. L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Version française du *Rock Manual*. Editeur CETMEF Compiègne, pp. 1302.
<http://candhis.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/>

Danloux J., Ferry L., Villot R., 1983. Répertoire des crues maximales observées sur l'île de Tahiti. ORSTOM, Service Hydrologie. Fonds Documentaire IRD, cote BX22122, pp. 6.

Degoutte G., 2012. Diagnostic, aménagement et gestion des rivières. Hydraulique et morphologie fluviales appliquées. 2^e édition. Edition Lavoisier, Paris. Pp. 542.

EGIS, 2020. Etude hydraulique franchissement de la rivière Tiirahi dans le cadre des JO 2024 - commune de Teahupoo, ile de Tahiti. Direction de l'Equipement. Bureau d'Etudes Génie Civil.

EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne), 2008. Aménagements de cours d'eau. Laboratoire de constructions hydrauliques.
<https://documents.epfl.ch/groups/l/lc/lch-unit/www/pdf/support/ace/>

Evette André, Baz Frank, Cavaillé Paul, Frossard Pierre-André, Raymond Pierre, 2015. Quelles techniques pour végétaliser des enrochements de berges de cours d'eau ? Sciences Eaux & Territoires, revue hors-série n°19. IRSTEA, Pp. 7.

Lachat B., 1994. Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales - Ministère de l'Environnement, France. Pp. 143.

Lafforgue A., 1987. Annales hydrologiques de l'île de Tahiti de 1971 à 1986. Edition de l'ORSTOM. Service de l'Equipement de la Polynésie française. BP. 85 Papeete, Tahiti, Polynésie française. pp. 298.

Lafforgue A., 1990. Les rivières de Tahiti et la mesure de leurs débits. Encyclopédie de la Polynésie I, les îles océaniques. Christian Gleizal / Les Editions de l'Alizé, pp. 41-56.

Malavoi J.R., 2007. Manuel de restauration hydromorphologique des cours d'eau. Direction de L'Eau, des Milieux Aquatiques et de l'Agriculture (DEMAA), Service eaux de surface. Agence de l'eau, Seine Normandie. Pp. 64.

Royer P., Degoutte G., Deymier C., Durand J.-M., Peyras L., 1992. Les ouvrages en gabions. CEMAGREF et Ministère de la Coopération et du Développement, pp. 160.

SPEED, 2000. Cartographie de l'aléa inondation dans le cadre des Plans de Prévention des Risques Naturels de Polynésie française. Rapport d'étude. Service de l'Urbanisme.

Vernier G., 2009. Techniques végétales. Conception, application, recommandations. Direction des Cours d'Eau Non Navigable. Service Public de Wallonie, Belgique. Pp. 66.

Wötling G., 1998. Etude de l'Aléa Pluviométrique à Tahiti, ORSTOM Centre de Tahiti, pp.74.

Wötling G., 2000. Caractérisation et Modélisation de l'Aléa Hydrologique à Tahiti. Rapport de synthèse, IRD, pp. 309.

8. Annexes

8.1. Modélisation hydraulique en rivière - Principes théoriques

8.1.1. Description

La modélisation des écoulements dans un bassin versant s'appréhende sous deux approches. La première, l'analyse hydrologique, se concentre sur la question du cycle de l'eau, les apports (pluie, ressources souterraines) et la dynamique des flux de la ressource naturelle. L'influence des modifications climatiques et environnementales est prise en compte dans ces investigations. Les sujets traités sont variés allant de la description des événements extrêmes (crues, étiages) à la caractérisation complète des échanges hydriques à l'échelle d'une zone contributive, généralement le bassin versant.

La seconde, l'approche hydraulique, cherche à décrire les phénomènes en jeu lorsque l'eau est canalisée, naturellement dans le lit d'une rivière ou à travers un ouvrage artificiel. La modélisation numérique permet, dans cette spécialité, de dimensionner les ouvrages hydrauliques (canaux, vannes, exutoires, barrages), les réseaux d'adduction ou d'assainissement. Elle est aussi efficace pour simuler la propagation des crues et cartographier l'aléa inondation. C'est ce dernier sujet qui est ici exploitée.

Les modèles physiques en général, hydrologiques et hydrauliques en particulier sont de trois types. Les **modèles empiriques** ou stochastiques basés sur des mesures passées et des relations statistiques entre les données d'entrées et les données de sorties. Leur application nécessite des volumes de données conséquents sur de longues périodes. Ils sont aussi généralement liés à une zone d'étude spécifique. Un changement de lieu entraîne une modification des paramètres de causalité. Les **modèles conceptuels** s'appuient quant à eux sur une approche théorique des phénomènes physiques, ils cherchent à reproduire les concepts physiques en simplifiant la complexité des processus naturels. Ces modèles conservent un sens physique même si les paramètres n'ont pas toujours de signification physique. La phase de « calage » est alors une étape particulièrement sensible dans ce type de méthodes. Enfin les **modèles mécanistes** tentent de décrire fidèlement les mécanismes en jeu dans un processus physique. Ils s'appuient sur les lois universelles de conservations de masses, d'énergie ou de mouvement. Ils sont, à priori, moins sensibles au calage des paramètres.

Ces modèles mécanistes sont particulièrement bien adaptés à la dynamique des écoulements superficiels où les processus physiques sont bien représentés. Ils ont aussi la qualité de s'adapter aux modifications environnementales ou anthropiques de la zone d'étude. Ils permettent enfin d'évaluer les impacts d'un futur ouvrage sur les écoulements dans une simulation préalable à la mise en œuvre du projet.

Pour décrire les écoulements en rivière ou en canal, le modèle hydraulique cherche à reproduire la propagation des débits entre deux points amont et aval, c'est-à-dire sur un tronçon de rivière. Le principe général pour étudier une rivière est de la diviser en tronçons où les caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse, direction) et hydromorphologiques (pente, profil, rugosité) sont considérées comme homogènes.

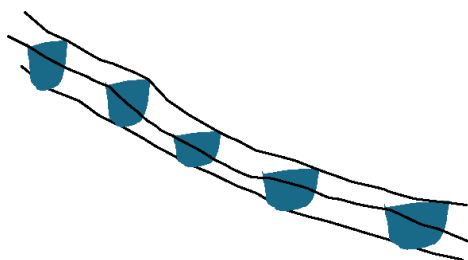


Figure 41 : Représentation schématisée d'un profil en long d'un cours d'eau à modéliser.

Dans la pratique les paramètres hydrauliques sont évalués dans les sections transversales (amont et aval) de chaque tronçon. L'opération est reproduite sur chaque tronçon pour couvrir la totalité du linéaire à étudier. La propagation des débits intègre aussi une discrétisation temporelle.

La Figure 41 est une représentation schématisée d'un tronçon de rivière entrecoupé de profils transversaux.

Pour chaque section transversale (Figure 42), cinq variables principales sont exprimées : la hauteur d'eau, h ; la vitesse moyenne de l'eau, V ; le périmètre mouillé, $P(h)$; la surface ou section mouillée, $A(h)$; et enfin, la perte de charge par frottement, h_f . La pente de frottement $S(h)$, est enfin un autre paramètre important influençant la vitesse d'écoulement entre deux sections.

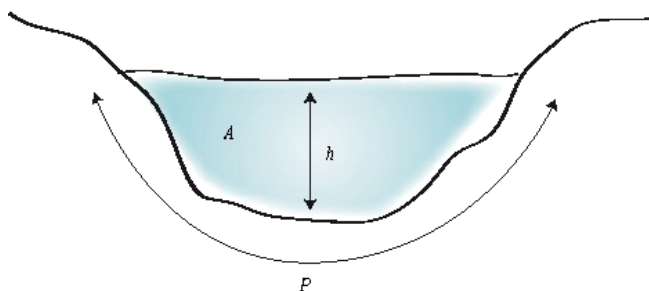


Figure 42 : Section transversale d'un cours d'eau.

Les modèles mécanistes utilisent les équations de conservation de matière et d'énergie, ou équations bilans. En hydrodynamique, elles sont connues sous le nom d'équations de Barré Saint-Venant (1871). Les méthodes numériques résolvent généralement ce système par différences finies.

Il n'est pas utile de rentrer ici dans les détails algébriques. Le modélisateur doit cependant comprendre le fonctionnement d'un modèle pour mieux évaluer les données d'entrées nécessaires et de conserver un regard critique sur les résultats. Toutefois quelle que soit la solution choisie, un modèle reste l'approximation d'un phénomène réel et l'ingénieur doit toujours se demander à quelle représentation du réel il a dû renoncer.

8.1.2. Modèle 1D ou 2D

La modélisation hydraulique peut prendre en compte un écoulement unidimensionnel dans un seul sens, avec une même vitesse, entre deux sections amont et aval, ou un écoulement multidirectionnel sur deux dimensions. Les conditions d'application de chaque approche dépendent du terrain, des données disponibles, des objectifs de la modélisation et enfin de la puissance de calcul disponible. La littérature est prolixe sur ce sujet (e.g., Hingray et al., 2009 ; Brunner, 2016).

La **modélisation en 2 dimensions** s'applique lorsque les écoulements peuvent se croiser et engendrer une dynamique plus complexe que le ruissellement simple de l'amont vers aval. Ce choix est favorisé en zone d'estuaire ou dans des baies avec une faible pente, lorsque le lit est large et la vitesse d'écoulement lente. Son application nécessite une grande précision dans les données d'entrée, l'information topographique influence particulièrement le sens des écoulements. La zone d'étude doit être discrétisée par un maillage plus ou moins resserré. Les temps de calcul sont en conséquence de durées variables, mais jamais négligeables.

La **modélisation unidimensionnelle** s'applique plus volontiers sur des cours d'eau moins larges, présentant une dénivellation importante et ne disposant que de petites zones de débordement sur son parcours. Il est également plus aisé de schématiser un système hydraulique complexe, avec plusieurs ouvrages (ponts, digues, jonctions, canal de franchissement) sur une dimension. La relative rareté des données disponibles peut également amener à choisir la modélisation 1D.

Il existe également des **modèles d'écoulement « quasi 2D »** ou modèles « à casiers ». L'écoulement est toujours unidimensionnel dans le lit de la rivière. Sur les berges des zones inondables identifiées, hors du lit majeur, sont des « aires de stockages » ou « casiers ». Les équations prennent alors en compte le stockage, puis le déstockage de ces espaces depuis et vers la rivière. Un temps de latence et le coefficient de rugosité permettent de simuler un écoulement différencié de l'écoulement unidimensionnel de la rivière. Moins gourmand en temps de calcul que les modèles 2D stricts, cette solution est préconisée pour les rivières serpentant dans des plaines relativement larges ou présentant au moins quelques îlots alluvionnaires. En revanche, ces modèles imposent une bonne connaissance des échanges entre le lit principal et les casiers au risque d'induire un résultat très artificiel.

La cartographie de l'aléa inondation est un outil de projection et d'aide à la décision très utile. Une dernière solution est utilisée pour obtenir ce résultat, une **modélisation 1D/2D**. Elle consiste à coupler une modélisation de l'écoulement en 1D pour l'écoulement dans le lit de la rivière qui permet d'obtenir des hauteurs d'eau et donc des seuils de débordement, avec une modélisation en 2D pour certaines zones où les risques d'inondation sont importants (e.g., exutoires, plaines alluviales, zones urbanisées). La topographie des lieux fait partie des données initiales indispensables pour obtenir une représentation spatiale des zones inondables en fonction de l'aléa. Cependant, elle impose de travailler avec un régime transitoire. En 2D, le flux s'écoule d'une cellule à une autre ce qui impose une évolution des volumes dans le temps, sinon un point bas enregistrerait un volume d'eau infini. Les données hydrologiques ne sont pas toujours disponibles restreignant l'usage de cette stratégie mixte.

Le logiciel choisi pour modéliser la rivière a été développé par le corps des ingénieurs de l'armée américaine au sein de la structure « Hydrologic Engineering Center » (HEC). HEC-RAS est largement utilisé par les Universités, les administrations publiques et les bureaux d'étude dans de très nombreuses situations à travers la planète depuis sa publication en 1995 (Brunner, 2016). Sa réputation s'est fondée sur la robustesse de ses méthodes de résolution numérique, lui permettant de fonctionner sur une large gamme de contexte hydrologique, et sur sa grande efficacité notamment dans des situations où la couverture des données hydrologiques est insuffisante. Situation souvent rencontrée dans l'univers polynésien.

Le modèle est un outil de calcul. La modélisation, elle, dépend d'un nombre de paramètres variés, liés aux conditions du terrain, la qualité et la représentativité des données existantes ou pouvant être acquises. La disponibilité des données hydrologiques et leur représentativité jouent en ce sens un rôle essentiel.

8.1.3. Régimes transitoire et permanent.

La différence entre l'analyse d'un profil de rivière en régime transitoire et en régime permanent réside dans la description des conditions limites. Pour un régime permanent, c'est un débit fixe qui est évalué, dans le cas d'un régime transitoire la modélisation s'appuie sur la fonction de l'hydrogramme de crue qui représente l'évolution des débits en fonction du temps. La cinétique de l'hydrogramme de crue est spécifique à chaque cours d'eau, elle représente la signature de la rivière et plus largement du bassin versant contributif. L'écoulement en régime transitoire permet de générer une réponse dynamique du phénomène d'inondation lors d'une crue.

Le régime transitoire nécessite des données hydrologiques précises et continues. Cette information fait souvent défaut notamment sur les cours d'eau de taille modeste. Sur l'île de Tahiti par exemple, seules 15 rivières sont actuellement instrumentées par des stations hydrométriques permettant de disposer de débits en continu. Il n'est pas impossible d'explorer la littérature pour extraire quelques chroniques de débits utilisables.

Dans une modélisation 2D, le régime transitoire est une option unique. La stratégie est alors de partir d'un hyétogramme (pluie) lors d'un épisode très soutenu et de convertir l'intensité des précipitations dans la dynamique d'un hydrogramme (cf. Section 5).

8.1.4. Données d'entrée

La première étape est la récolte des données d'entrée qui nourriront la modélisation. Quel que soit la stratégie, ou le logiciel choisi, les informations indispensables restent les mêmes :

- des caractéristiques géomorphologiques de la rivière et de la zone alentour. Pour l'ensemble de la zone d'étude, il est possible de se baser sur des Modèles Numériques de Terrain (MNTs), permettant d'obtenir les représentations spatiales de la zone, les pentes et les élévations. Pour une meilleure précision, les profils ou sections transversales de la rivière nécessitent des relevés topographiques par un géomètre ;
- la géométrie des singularités hydrauliques (rétrécissement, élargissement, seuil) et des ouvrages traversants doit être relevée précisément. Le concours d'un géomètre est encore une fois préconisé.
- les forces de frottements induites par le pavage du lit de la rivière, par la structure et la texture des berges, ou encore la végétation, se traduisent par les coefficients de rugosité. Ces coefficients permettent également de représenter la capacité de ruissellement des zones planes autour des cours d'eau. Une route revêtue n'induit pas le même écoulement de surface qu'une terre agricole. Les valeurs sont initialement estimées à partir d'abaques qui sont fonction des caractéristiques du milieu. Au cours de la modélisation, ces paramètres sont utilisés comme variable de calage. Ces coefficients sont généralement liés l'équation de Manning utilisée dans la plupart des logiciels, dans HEC-RAS en particulier.
- pour les conditions initiales, en l'absence d'appareils hydrologiques, les observations sur les berges et la végétation couplées à une rapide enquête avec les riverains sont le seul moyen d'assurer les hypothèses sur les hauteurs d'eau maximum atteintes au cours des épisodes de crues. Les conditions aux limites sont relatives aux débits à l'entrée du système, en régime transitoire il s'agit de l'hydrogramme de crue, et en régime permanent d'un débit maximum sur une période donnée (temps de retour).

8.1.5. Calage du modèle

Le calage devrait être l'étape cruciale pour évaluer la prédictibilité d'un modèle. Si les données sont précises, le calage est efficace, malheureusement lorsque l'information manque la marge d'erreur s'agrandit. Dans le cas d'une modélisation de l'aléa inondation, deux paramètres peuvent être utilisés, les débits maximums enregistrés en aval et les hauteurs mesurées pendant un épisode de crue.

En Polynésie française, il n'existe pas programme d'observation des crues. Aucune donnée objective n'est donc disponible pour s'assurer de la justesse des hauteurs d'eau prédites par le modèle. La seule information disponible est issue de photos ou de témoignages des riverains qui sont subjectifs, et parfois contradictoires.

8.2. Approche hydrologique

8.2.1. Objectifs

Dans un bassin versant, les écoulements de surface se synthétisent assez simplement par le réseau hydrographique. Chaque branche de ce réseau constitue une ramification d'un ensemble hiérarchisé s'écoulant de l'amont vers l'aval. En s'éloignant des sources, les ruisseaux sont alimentés par un nombre d'affluents toujours croissant, les volumes d'eau drainés sont de plus en plus importants. La rivière principale est finalement le collecteur de tout le ruissellement. C'est pour cette raison qu'il est d'usage de considérer le débit à son exutoire comme la valeur résumant l'écoulement superficiel.

Le bon dimensionnement d'un aménagement hydraulique, sur un ouvrage ou dans le lit d'un cours d'eau, dépend des volumes d'eau à drainer, donc des débits maximums, ou débits de crues, pouvant être induits par le ruissellement de surface. L'étude des épisodes de crue, ou au minimum une évaluation quantitative, est donc indispensable. Une crue est un épisode de fort écoulement dans une courte période. En fonction des contextes hydro-géographiques et des besoins techniques, différentes fréquences d'apparition des crues rares sont considérées. L'étude des données historiques permet de calculer la fréquence d'apparition de ces crues (2 ans, 5 ans, 10 ans). Lorsque les événements sont plus rares et que les données ne couvrent pas une période suffisante l'analyse fréquentielle permet d'obtenir un « diagramme fréquentiel » (e.g. diagramme de Gumel) utiliser pour estimer des crues exceptionnelles avec un temps de retour de 50 ou 100 ans.

L'hydrologue peut utiliser des données de débit lorsqu'elles sont connues. Le travail peut également s'appuyer sur un hydrogramme de crue qui est une fonction permettant de reproduire la dynamique du ruissellement de surface sur un pas de temps choisi (minute, heure, jour). Cette fonction se détermine classiquement en mesurant les débits dans une section transversale du cours d'eau. Cette opération est conditionnée par la présence d'une station hydrométrique.

Lorsque les données de débit n'existent pas ou sont trop parcellaires, l'hydrologue cherche à lier l'hyétogramme des pluies à l'hydrogramme des débits sous quelques hypothèses simplificatrices. La pluie est l'information hydrologique la plus aisément accessible et la plus représentative spatialement.

Ce travail, cherchant une relation entre pluie et débit, peut s'appuyer sur différentes approches conceptuelles, physiques ou plus statistiques. Les méthodes les plus usitées sont empiriques, ou pseudo-empiriques (Hingray et *al.*, 2009). Les plus répandues sont la méthode rationnelle et la méthode de Caquot (également nommée « méthode superficielle »). Cette dernière s'applique exclusivement à un contexte urbain. Elle est peu appropriée à la Polynésie. La méthode rationnelle est plus adaptable.

8.2.2. La méthode rationnelle

Le principe de la méthode rationnelle se fonde sur les hypothèses de proportionnalité et de linéarité de la transformation pluie-débit exprimée dans sa forme générale par l'expression suivante :

$$Q = C_r I_m A \quad (1)$$

où Q est le débit de point [L^3/T] ; C_r représente le coefficient de ruissellement sur le bassin versant [-] ; I_m est l'intensité moyenne de la pluie [L/L] ; et A , la superficie du bassin versant [L^2].

Le paramètre A est obtenu à partir des informations géomorphologiques du bassin versant. La valeur de C_r est un peu plus délicate à évaluer. Elle dépend physiquement de la longueur du bassin versant, de la pente, mais également de la capacité d'infiltration du sol qui est conditionnée par la conductivité hydraulique et la proportion des cailloux dans le sol. Une estimation correcte de C_r demande alors toute l'expérience d'un hydrogéologue. Si les données historiques sont suffisantes, l'analyse stochastique est une approche différente, également efficace.

Le paramètre I_m représente l'intensité d'un épisode pluvieux d'une durée t_c , égale par ailleurs au temps de concentration du bassin versant, pour une période de retour T . Il peut être évalué à partir de données historiques ou approché par des formules dépendant de paramètres régionaux. La plus commune est la formule de Montana :

$$i(t_c, T) = a \cdot t_c^{-b} \quad (2)$$

où t_c correspond au temps de concentration du bassin versant ; T est la période de retour ; $i(t_c, T)$ représente alors l'intensité de la pluie de fréquence T pour un temps de concentration t_c , généralement i s'exprime en mm/h ; enfin, a et b sont les paramètres de Montana correspondant à une averse de fréquence T et d'une durée t_c .

Les paramètres a et b sont entièrement liés à la « région pluviométrique » et sont généralement élaborée à partir d'anciennes études statistiques. Leur estimation est fiable en des contrées largement explorées comme la France métropolitaine, elle est plus floue et délicate pour des sites éloignés tels que les îles du Pacifique Sud. En outre, l'origine de ces estimations n'est pas toujours bien renseignée et laisse planer un doute sur leur validité et leur représentation spatiale. Pour toutes ces raisons la formule de Montana ne nous apparaît pas la meilleure voie pour estimer l'intensité d'un épisode pluvieux en Polynésie.

8.2.3. Principe de la méthode GRADEX

Un principe bien plus robuste fut testé et validé, par un groupe de recherche de la société EDF¹¹ (Guillot et Duband, 1967 ; CFGB, 1994), lors de l'élaboration de la méthode GRADEX. Il est surtout efficace pour l'estimation des crues rares dont le temps de retour est supérieur à 10 ans. La méthode se base sur les hypothèses suivantes (Hingray et *al.*, 2009) :

- les débits de crue maximum sont provoqués par les pluies maximales uniformément réparties sur le bassin versant ;
- la capacité de rétention du sol atteint une valeur limite à partir d'un certain cumul pluviométrique. A partir de ce seuil, les pluies maximales et les débits extrêmes suivent la même loi de distribution statistique.

En d'autres termes, le comportement asymptotique de la loi de probabilité des ruissellements est « supposé » identique au comportement asymptotique de la loi de probabilité des pluies maximales. Dans la pratique, les distributions des précipitations extrêmes et des crues sont approchées, généralement, par la loi de Gumbel dont la variable réduite est :

$$u = -\ln(-\ln(F(T))) \quad (3)$$

La distribution des débits extrêmes est alors une droite parallèle à celle des pluies, le GRADient des valeurs Extrêmes (GRADEX) est le même pour les deux distributions. Concrètement cela signifie que les débits maximums peuvent être déduits directement de la distribution des pluies extrêmes. Le sens physique de cette approche est de considérer qu'au-delà d'un certain seuil, dans l'intensité d'une averse, l'infiltration se stabilise. Le corolaire est un coefficient de ruissellement C_r fixe qui s'approche de 1.

C'est ce principe de conversion directe entre les distributions des débits et des pluies rares qui est adopté dans notre analyse.

¹¹ Electricité de France

8.2.4. Estimation des crues extrêmes

Le mécanisme choisi pour estimer les débits de crues rares s'appuie sur les étapes suivantes :

- 1 - la détermination du temps de concentration du bassin versant t_c qui doit permettre d'évaluer la durée de l'épisode pluvieux qui doit être considéré ;
- 2 - l'analyse fréquentielle des pluies réalisée à partir de données historiques et ajustées par la loi de Gumbel, pour estimer les lames d'eau (en mm) d'évènements rares sur des temps de retour décennal voir centennal. Si les mesures ne sont pas disponibles sur une période égale à t_c , le principe sera une étude des données journalières avec une répartition de l'intensité pluviométrique identique au rapport qui pourra être extrait d'études sur une station pluviométrique voisine ;
- 3 - l'estimation du coefficient de ruissellement C_r ;
- 4 - enfin, le calcul des débits de pointe pour les évènements extrêmes.

Finalement, les débits de crues sont calculés sur la base de l'équation de la méthode rationnelle (Eq. 1), mais en se basant sur le principe de la méthode GRADEX et l'analyse fréquentielle des épisodes pluvieux rares (loi de Gumbel).

Le calcul du **temps de concentration** d'un bassin versant peut s'appuyer sur diverses formules prenant essentiellement en compte les caractéristiques morphologiques de la zone contributive (longueur maximum du cours d'eau ou talweg, pente moyenne, surface). Les modèles les plus répandus sont celui de Kirpich en zone urbaine (Eq. 4), ceux de Passini (Eq. 5) ou Ventura (Eq. 6) pour les bassins plus ruraux. Il existe encore le modèle de Giandotti (Eq. 7) ou celui du corps des ingénieurs de l'armée américaine (US Corps, Eq. 8). La meilleure démarche est une comparaison des temps de concentrations obtenus par les différentes formules.

$$\text{Kirpich} \quad t_c = 0.0195 \times \frac{L^{0.77}}{p^{0.385}} \quad (4)$$

$$\text{Passini} \quad t_c = \frac{0.14 (S \times L)^{0.33}}{\sqrt{P}} \quad (5)$$

$$\text{Ventura} \quad t_c = 0.763 \frac{S}{\sqrt{P}} \quad (6)$$

$$\text{Giandotti} \quad t_c = 60 \frac{4\sqrt{0.01 \times S} + 1.5 \times 0.001 \times L}{0.8\sqrt{P \times L}} \quad (7)$$

$$\text{US Corps} \quad t_c = 16.682 \left(\frac{L \times P^{0.25}}{1000} \right)^{0.77} \quad (8)$$

où t_c est le temps de concentration du bassin versant (en minutes) ; L est la longueur maximum de la zone contributive (en m) ; S est la surface (en ha) ; et P représente la pente (en m/m).

8.3. Conditions des relevés topographiques

8.3.1. Profils en travers (Cross Section)

Les profils en travers du lit de la rivière s'étendent sur une largeur de 5 m en moyenne de part et d'autre du point médian au centre du lit (Figure 43), pouvant s'étendre jusqu'à 20 m en cas de singularité d'un tronçon de berge.

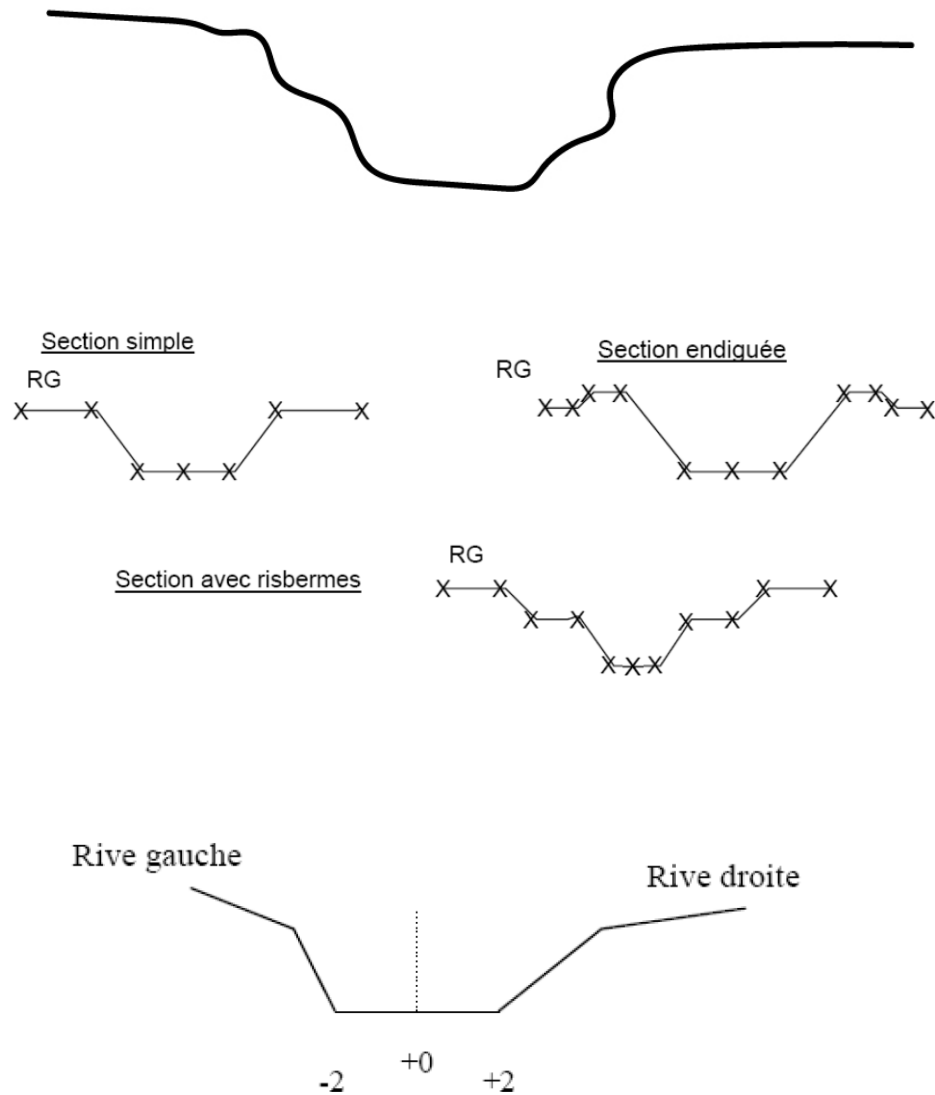


Figure 43 : Description d'une Cross Section.

Les profils transversaux ont été relevés en moyenne tous les 100 m sur les tronçons homogènes. Des tronçons complémentaires ont été réalisés aux points de singularité (ponts, courbes, rétrécissement, élargissement, confluence d'un axe secondaire).

8.3.2. Courbes, rétrécissement, élargissement

Autour des singularités du lit, des profils en travers devront être ajoutés. Les schémas de la (Figure 44) permettent de se représenter les relevés nécessaires pour différents cas de figure.

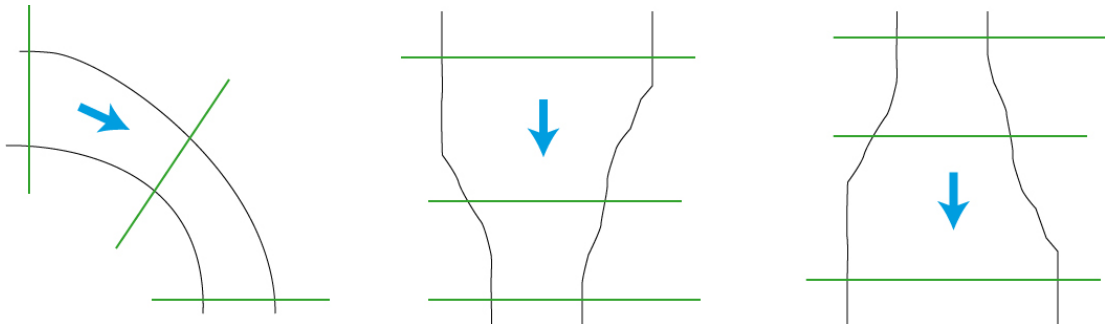


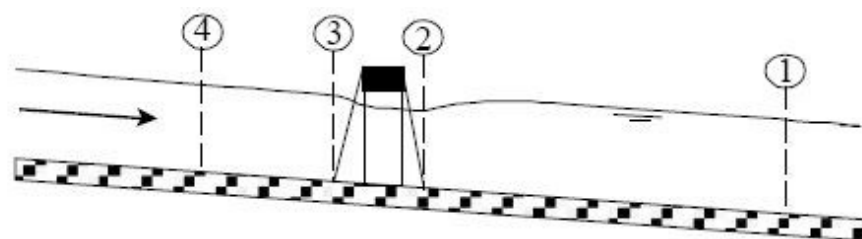
Figure 44 : Profils transversaux (en vert) à réaliser autour de singularités du lit de la rivière.
Courbe, Rétrécissement, Elargissement.

8.3.3. Ouvrages

Les ouvrages latéraux (protection en enrochements, épis, murs...) et les exutoires des ouvrages de (buse, dalots) dont les écoulements sont dirigés vers la rivière ainsi que ceux susceptibles d'être un obstacle à l'écoulement seront levés (dimensions, côtes x,y,z).

Les aménagements et ouvrages traversants (ponts, passerelles, gués ou seuils) seront relevés avec précision :

- Pour les gués et seuils : niveau radier, section.
- Pour les ponts, passerelles : (*longueur, largeur, tablier, piles, culées*). Leur description sera accompagnée de 4 profils transversaux (Figure 45 et Figure 46), leur position exacte dépend du tracé du cours d'eau, du type d'ouvrage et de son emprise, et le degré de rétrécissement du lit au passage de l'ouvrage.



A. Channel Profile and cross section locations

Figure 45 : Position des 4 profils transversaux autour d'un ouvrage traversant.

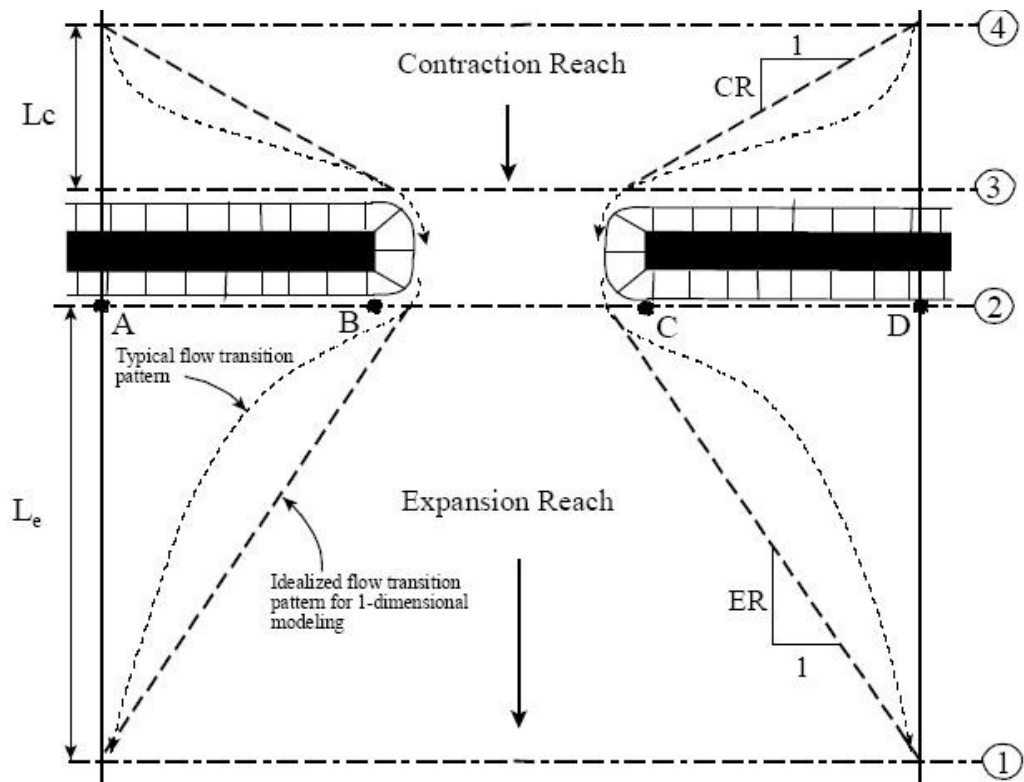
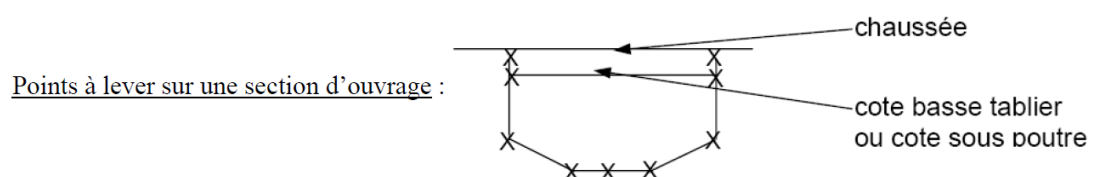


Figure 46 : Vue de dessus du positionnement des profils transversaux d'un ouvrage traversant.

- Le profil 4 à l'amont de l'ouvrage est situé en dehors de la zone d'influence du rétrécissement.
- Le profil 3 toujours à l'amont de l'ouvrage est positionné 3 à 4 m de distance pour éviter l'influence des turbulences engendrées par les culées ou les piles.
- Le profil 2 à l'aval de l'ouvrage est positionné à 3 ou 4 m de distance
- Le profil 1 se trouve à une distance de 1.5 à 2 fois la largeur de l'emprise des soutènements de l'ouvrage (moyenne des distances AB et CD)



8.4. Abaque des coefficients de rugosité de Manning (Chow, 1959)

| Type of Channel and Description | Minimum | Normal | Maximum |
|---|---------|--------|---------|
| B. Lined or Built-Up Channels | | | |
| 1. Concrete | | | |
| a. Trowel finish | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| b. Float Finish | 0.013 | 0.015 | 0.016 |
| c. Finished, with gravel bottom | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| d. Unfinished | 0.014 | 0.017 | 0.020 |
| e. Gunité, good section | 0.016 | 0.019 | 0.023 |
| f. Gunité, wavy section | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| g. On good excavated rock | 0.017 | 0.020 | |
| h. On irregular excavated rock | 0.022 | 0.027 | |
| 2. Concrete bottom float finished with sides of: | | | |
| a. Dressed stone in mortar | 0.015 | 0.017 | 0.020 |
| b. Random stone in mortar | 0.017 | 0.020 | 0.024 |
| c. Cement rubble masonry, plastered | 0.016 | 0.020 | 0.024 |
| d. Cement rubble masonry | 0.020 | 0.025 | 0.030 |
| e. Dry rubble on riprap | 0.020 | 0.030 | 0.035 |
| 3. Gravel bottom with sides of: | | | |
| a. Formed concrete | 0.017 | 0.020 | 0.025 |
| b. Random stone in mortar | 0.020 | 0.023 | 0.026 |
| c. Dry rubble or riprap | 0.023 | 0.033 | 0.036 |
| 4. Brick | | | |
| a. Glazed | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| b. In cement mortar | 0.012 | 0.015 | 0.018 |
| 5. Metal | | | |
| a. Smooth steel surfaces | 0.011 | 0.012 | 0.014 |
| b. Corrugated metal | 0.021 | 0.025 | 0.030 |
| 6. Asphalt | | | |
| a. Smooth | 0.013 | 0.013 | |
| b. Rough | 0.016 | 0.016 | |
| 7. Vegetal lining | 0.030 | | 0.500 |




| Type of Channel and Description | Minimum | Normal | Maximum |
|--|---------|--------|---------|
| A. Natural Streams | | | |
| 1. Main Channels | | | |
| a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| b. Same as above, but more stones and weeds | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| c. Clean, winding, some pools and shoals | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| d. Same as above, but some weeds and stones | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| f. Same as "d" but more stones | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| g. Sluggish reaches, weedy, deep pools | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush | 0.070 | 0.100 | 0.150 |
| 2. Flood Plains | | | |
| a. Pasture no brush | 0.025 | 0.030 | 0.035 |
| 1. Short grass | 0.030 | 0.035 | 0.050 |
| 2. High grass | | | |
| b. Cultivated areas | 0.020 | 0.030 | 0.040 |
| 1. No crop | 0.025 | 0.035 | 0.045 |
| 2. Mature row crops | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Mature field crops | | | |
| c. Brush | 0.035 | 0.050 | 0.070 |
| 1. Scattered brush, heavy weeds | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 2. Light brush and trees, in winter | 0.040 | 0.060 | 0.080 |
| 3. Light brush and trees, in summer | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| 4. Medium to dense brush, in winter | 0.070 | 0.100 | 0.160 |
| 5. Medium to dense brush, in summer | | | |
| d. Trees | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 1. Cleared land with tree stumps, no sprouts | 0.050 | 0.060 | 0.080 |
| 2. Same as above, but heavy sprouts | 0.080 | 0.100 | 0.120 |
| 3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches | 0.100 | 0.120 | 0.160 |
| 4. Same as above, but with flow into branches | | | |
| 5. Dense willows, summer, straight | 0.110 | 0.150 | 0.200 |
| 3. Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged | | | |
| a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| b. Bottom: cobbles with large boulders | 0.040 | 0.050 | 0.070 |

| Type of Channel and Description | Minimum | Normal | Maximum |
|--|---------|--------|---------|
| <i>C. Excavated or Dredged Channels</i> | | | |
| 1. Earth, straight and uniform | | | |
| a. Clean, recently completed | 0.016 | 0.018 | 0.020 |
| b. Clean, after weathering | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| c. Gravel, uniform section, clean | 0.022 | 0.025 | 0.030 |
| d. With short grass, few weeds | 0.022 | 0.027 | 0.033 |
| 2. Earth, winding and sluggish | | | |
| a. No vegetation | 0.023 | 0.025 | 0.030 |
| b. Grass, some weeds | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| c. Dense weeds or aquatic plants in deep channels | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| d. Earth bottom and rubble side | 0.028 | 0.030 | 0.035 |
| e. Stony bottom and weedy banks | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| f. Cobble bottom and clean sides | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 3. Dragline-excavated or dredged | | | |
| a. No vegetation | 0.025 | 0.028 | 0.033 |
| b. Light brush on banks | 0.035 | 0.050 | 0.060 |
| 4. Rock cuts | | | |
| a. Smooth and uniform | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| b. Jagged and irregular | 0.035 | 0.040 | 0.050 |
| 5. Channels not maintained, weeds and brush | | | |
| a. Clean bottom, brush on sides | 0.040 | 0.050 | 0.080 |
| b. Same as above, highest stage of flow | 0.045 | 0.070 | 0.110 |
| c. Dense weeds, high as flow depth | 0.050 | 0.080 | 0.120 |
| d. Dense brush, high stage | 0.080 | 0.100 | 0.140 |

8.5. Photographie de la rivière de la Fautaua en novembre 2023

9.5.1. Section 1





Section 1 - Tronçon 1

| | |
|---|--|
|  | <p>Embouchure</p> <p>L'embouchure est assez large pour une rivière tahitienne canalisée. En rive droite la berge droite est consolidée par un enrochement libre pas très haut. La berge droite est une structure bétonnée qui porte le collège de Taunoa.</p> |
|  | <p>Passage à gué</p> <p>Ancien passage à gué avec un enrochement à l'aval. Quelques habitations sommaires en rive droite, la situation est potentiellement dangereuse. Des débordements fréquents sont rapportés par les riverains.</p> <p>Repère : Entre B1 et P2</p> |
|  | <p>Aval du pont P1</p> <p>Les rives sont enrochées avec la présence d'un îlot alluvionnaire qui s'est végétalisé. Le pavage du lit est formé d'éléments mobiles : galets, pierres et fragments de roches.</p> |

Section 1 - Tronçon 2

| | |
|---|--|
|  | <p>Amont du pont P1</p> <p>La berge de gauche est consolidée d'une structure en béton. La berge de droite est enrochée et couverte de végétation.</p> |
|  | <p>Pavage régulier</p> <p>Le lit de la rivière présente une modification de sa pente par la présence de roches, galets et pierres.</p> |
|  | <p>Emprise d'une habitation sur la berge droite</p> <p>Situation de danger très important en cas de crue.</p> <p>Repère : Amont du pont P1</p> |
|  | <p>Seuil artificiel avec chute</p> <p>Un seuil artificiel avec une hauteur de chute de 50 cm. Risque d'érosion progression et d'incision du lit.</p> <p>Repère : Pont P2</p> |

Section 1 - Tronçon 3




| | |
|---|---|
|  | <p>Dépôt alluvionnaire</p> <p>Vu à l'aval, un dépôt alluvionnaire en rive gauche. Mobilité alluvionnaire moyenne. A contrôler après une crue.</p> <p>Repère : Berge gauche amont P2</p> |
|  | <p>Enrochement pied de berge</p> <p>Enrochement libre en rive droite avec protection en pied de berge.</p> <p>Repère : Berge droite amont P2</p> |
|  | <p>Dépôt alluvionnaire - berge droite</p> <p>Mobilité alluvionnaire moyenne à faible. A contrôler après une crue.</p> <p>Repère : aval P3</p> |
|  | <p>Seuil artificiel avec chute</p> <p>Un seuil artificiel est situé à l'aval du pont P3. Structure en enrochement lourd, l'ouvrage est en bon état sans signe d'érosion progressive.</p> <p>Repère : P3</p> |

9.5.2. Section 2





Section 2 -Tronçon 1

| | |
|---|--|
|  | <p>Pont P3</p> <p>Av. Ariipaea Pomare</p> <p>Ouvrage important qui s'appuie sur une pile centrale. L'espace d'écoulement est important mais ce type de structure augmente le risque d'embâcle.</p> |
|  | <p>Élargissement du lit de la rivière</p> <p>Le lit de la rivière s'élargit sur cette portion du tronçon ce qui favorise la dissipation de l'énergie en cas de grandes crues. La rugosité des berges participe également à cette dissipation.</p> |
|  | <p>Îlot alluvionnaire</p> <p>La formation de cette îlot alluvionnaire au centre du lit de la rivière s'est fait par l'accumulation de sédiments provenant de l'amont.</p> <p>Repère : C5</p> |

Section 2 - Tronçon 2



| | |
|---|--|
|  | <p>Coude</p> <p>Dépôt alluvionnaire dans la partie droite du lit, berge convexe. Mobilité moyenne à faible. Le lit mineur se décale généralement vers la berge gauche, la berge concave. Cette berge est protégée par un enrochement libre de gros blocs.</p> <p>Repère : C5 (amont)</p> |
|  | <p>Berges enrochées recouvert de végétation</p> <p>Les berges sont enrochées et recouvert de végétation. Des habitations en rive droite sont construite sur l'enrochement.</p> |
|  | <p>Déplacement du lit de la rivière en RG</p> <p>Un dépôt alluvionnaire en rive droite avec beaucoup de végétation, mobilité faible.</p> |

Section 2 - Tronçon 3

| | |
|---|---|
|  | <p>Berge bétonnée</p> <p>En rive gauche, la partie en aval est bétonnée.</p> <p>Repère : B10</p> |
|  | <p>Berge en gabion</p> <p>Les berges en gabion sont constituées de panier fait de treillis métallique rectangulaire remplies de pierres. Une dalle d'épaisseur d'1 m permet la stabilisation de la structure en pied de berge.</p> <p>Repère : P4</p> |
|  | <p>Buse 1 m de diamètre</p> <p>Une buse rejetant les eaux pluviales dans la rivière visible en rive gauche à l'amont du pont.</p> <p>Repère : B1</p> |
|  | <p>Pavage en lit de rivière</p> <p>Surface pavée en pierre, non naturel. Eviter l'incision de la rivière.</p> |

9.5.3. Section 3



Section 3 - Tronçon 1

| | |
|--|---|
|  | <p>Début tronçon 1</p> <p>Sur la rive gauche, un dépôt alluvionnaire s'est accumulé, accompagné d'une végétation dense. Mobilité faible. En revanche, la rive droite est protégée par des enrochements d'une hauteur de 4 m.</p> |
|  | <p>Seuil naturel</p> <p>Le seuil naturel est une élévation du cours d'eau, formée par des dépôts de sédiments, des rochers.</p> |

Section 3 - Tronçon 2

| | |
|---|---|
|  | <p>Dépôt alluvionnaire RG</p> <p>En rive gauche, un dépôt alluvionnaire déplaçant le cours d'eau vers la berge droite qui est enroché sur une hauteur de 4 m, se réduisant vers l'aval. Les habitations en rive gauche sont proches du haut de berge.</p> |
|  | <p>Rehaussement des berges</p> <p>Sur la rive gauche, les riverains ont élevé l'enrochement préexistant en utilisant des pneus, sur une hauteur d'un mètre. Cette observation suggère que le niveau de l'eau atteint, voire dépasse, la hauteur de l'enrochement lors des crues.</p> |

Section 3 - Tronçon 3

| | |
|--|---|
|  | <p>Enrochement RG</p> <p>La stabilisation de la berge gauche est assurée par un enrochement libre disposé de manière à prévenir les glissements. L'état de la structure est bon.</p> |
|  | <p>Affouillement pied de berge</p> <p>L'érosion graduelle avec le temps au pied de la berge droite. Mais les enjeux sont faibles.</p> |

8.6. Evolution de l'emprise de la rivière de la Fautaua depuis 1955

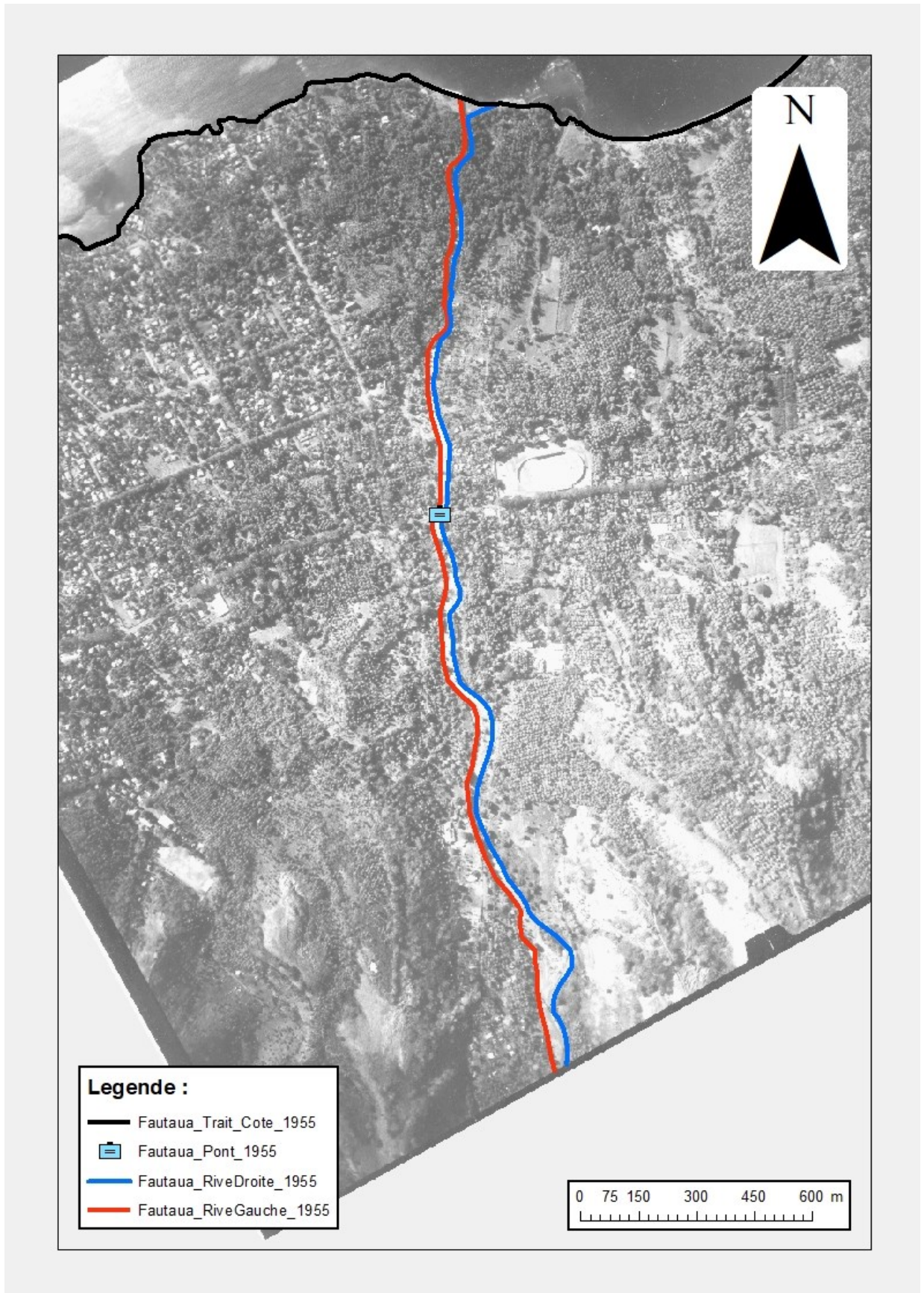


Figure 47 : Situation de la rivière et de ses rives en 1955.

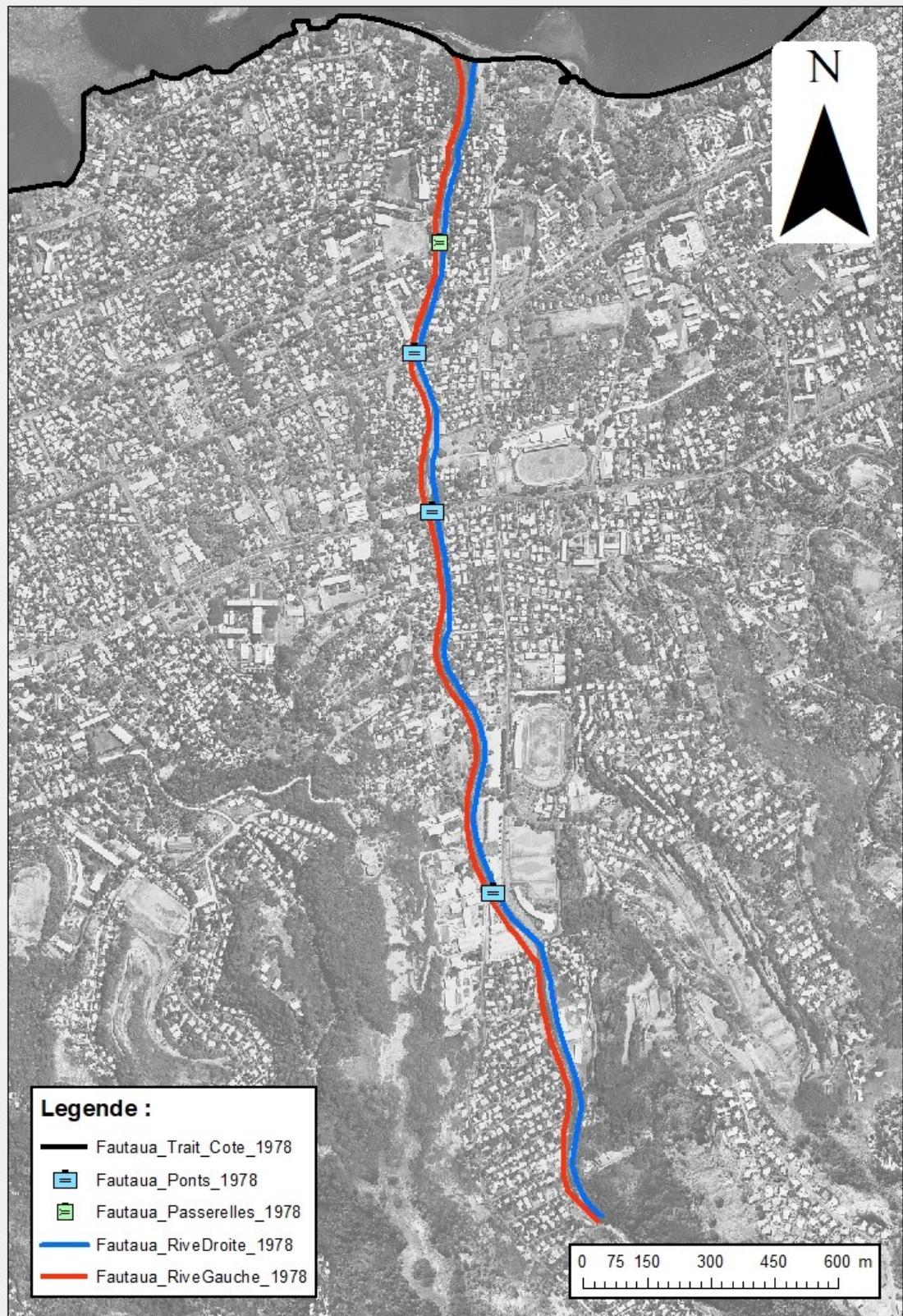


Figure 48 : Situation de la rivière et de ses rives en 1978.

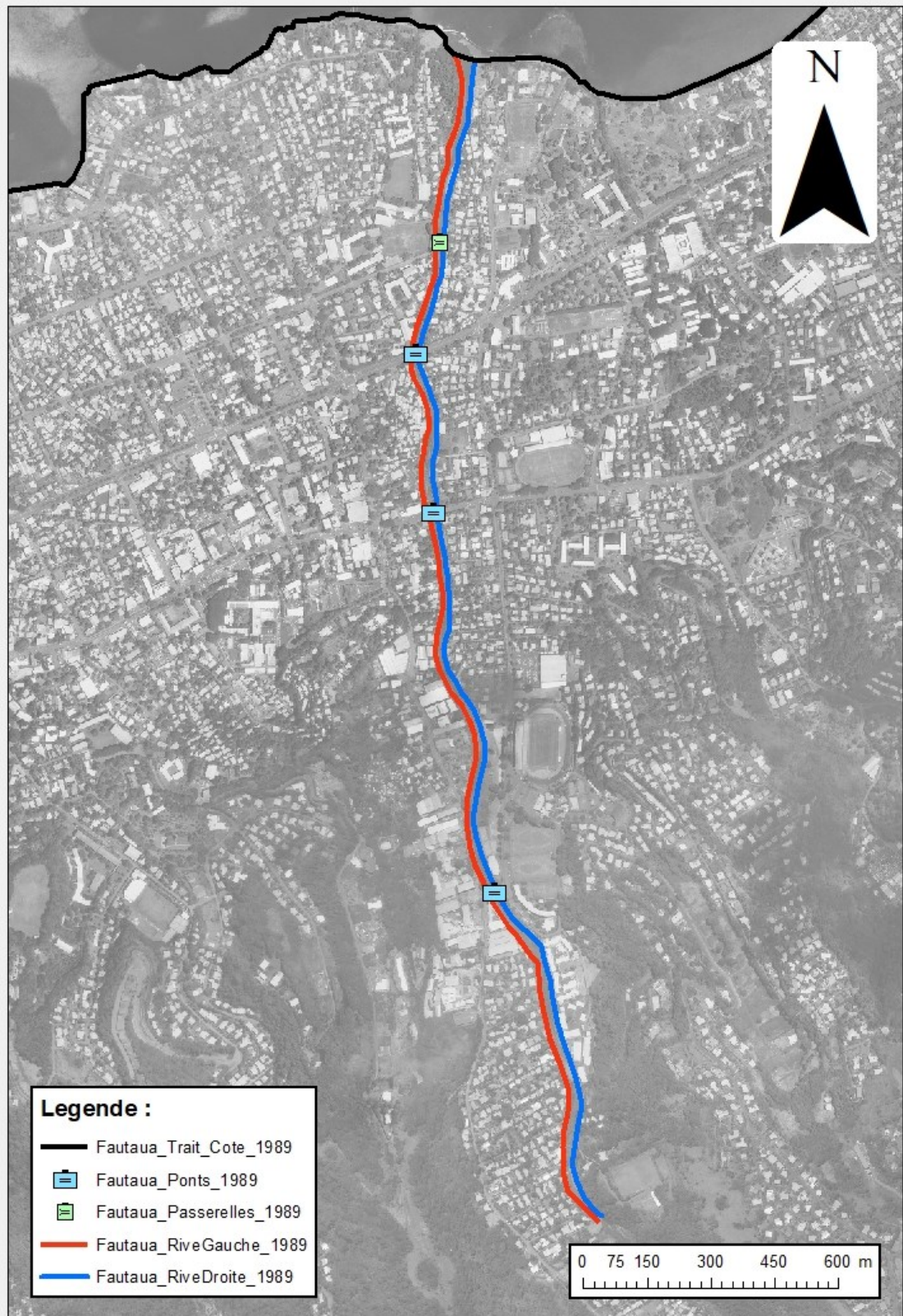


Figure 49 : Situation de la rivière et de ses rives en 1989.

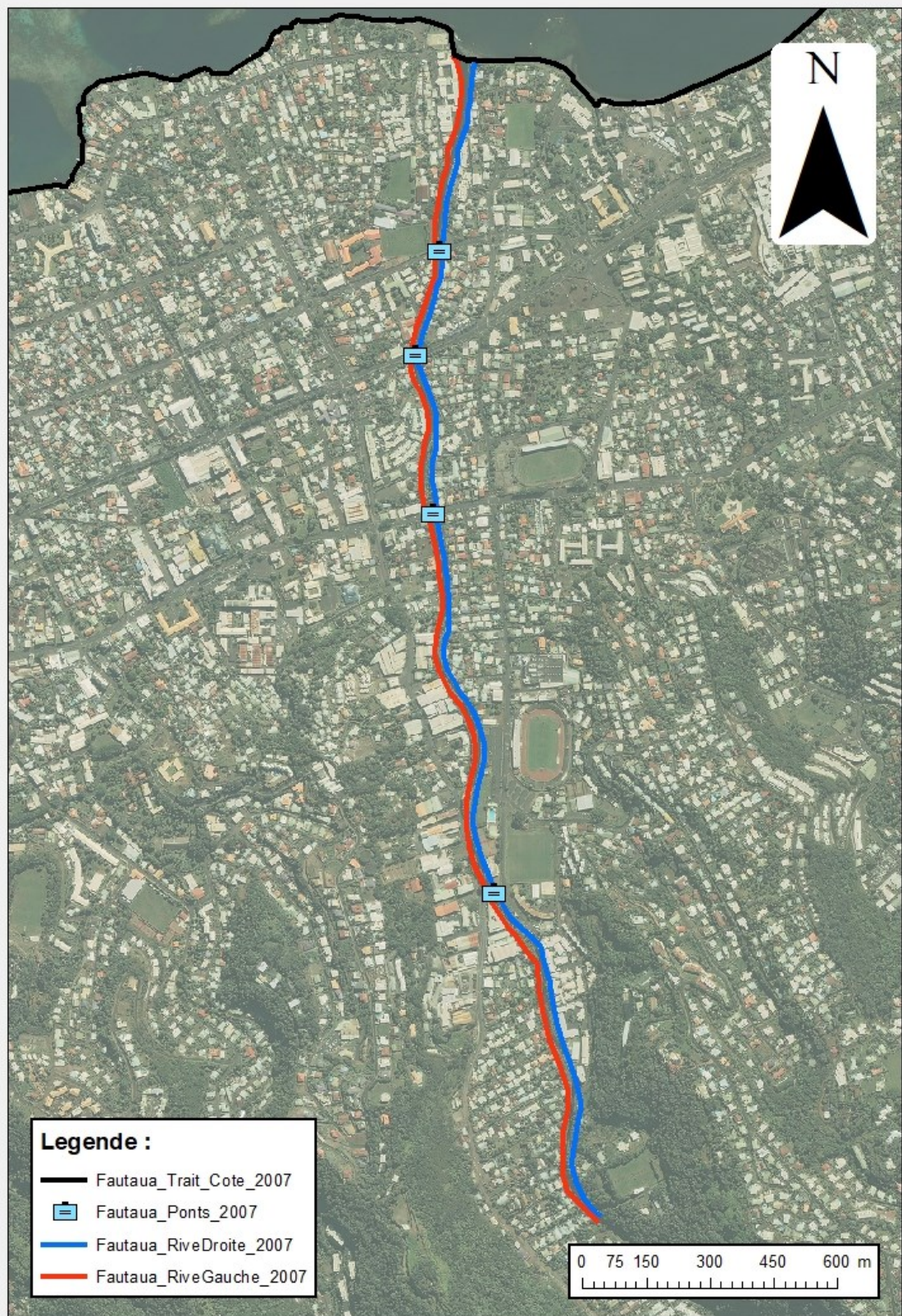


Figure 50: Situation de la rivière et de ses rives en 2007

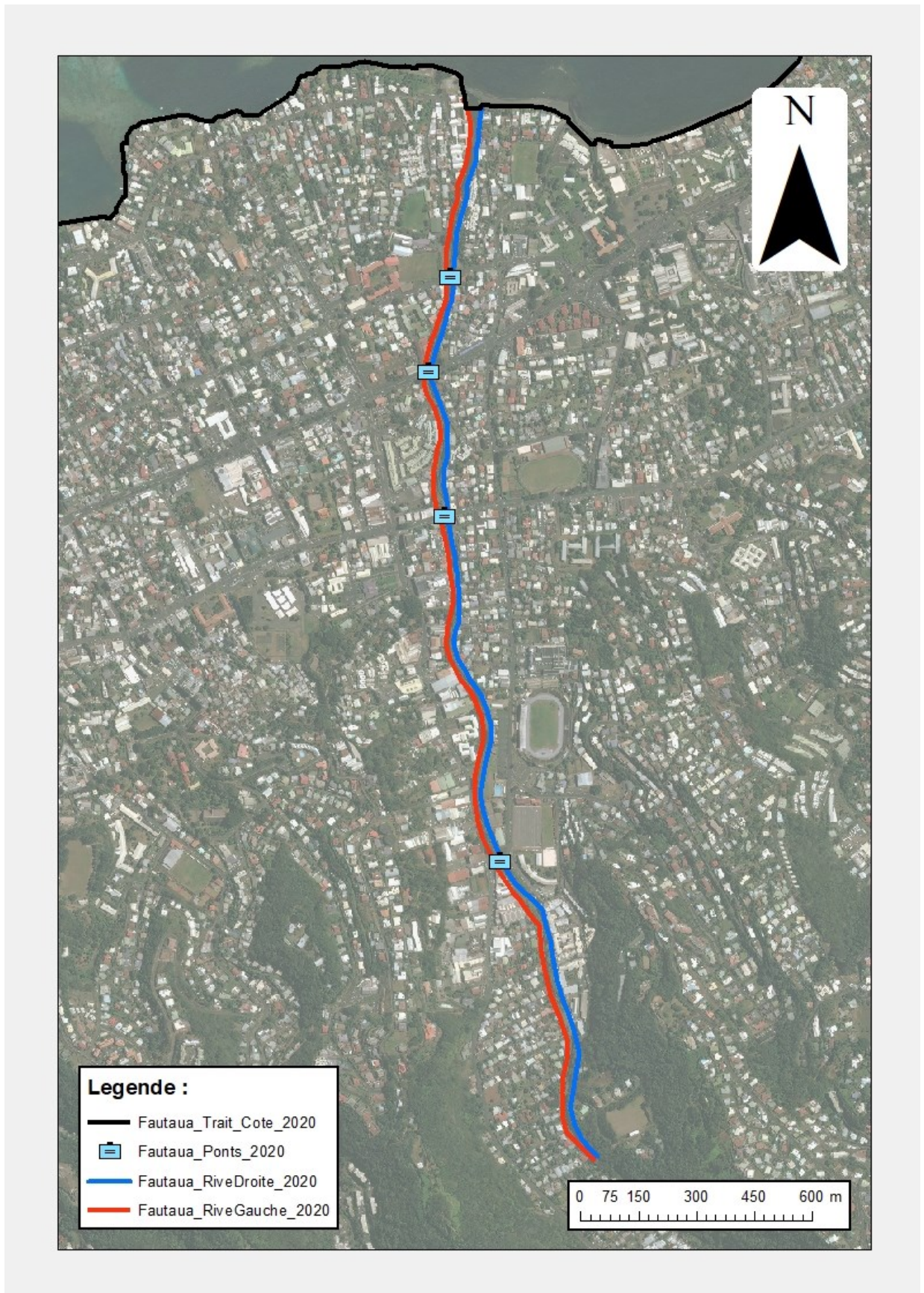


Figure 51 : : Situation de la rivière et de ses rives en 2020.