



Université catholique de Louvain

Ecole polytechnique de Louvain

Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering

Caractérisation de l'évolution morphologique d'une rivière soumise à des crues rapides en Haïti

Thèse présentée pour l'obtention du grade de docteur en sciences de
l'ingénieur par

Olivier Carlier d'Odeigne

Octobre 2018

Membres du Jury:

Prof. Sandra Soares-Frazão, Université catholique de Louvain, co-promoteur

Dr. Nicolas Gratiot, Institut de Recherche et Développement, co-superviseur

Dr. Catherine Swartenbroekx, Service Public de Wallonie, co-superviseur

Prof. Marnik Vanclooster, Université catholique de Louvain, jury

Prof. Laurent Delannay, Université catholique de Louvain, président

Haïti chérie, pi bon pays passé ou nan poin.
Fok mwen te kite ou pou mwen te kab konpren valè ou,
Fok mwen te manké ou poum te kab aprésié ou,
poum senti vrèman tou sa ou te ye pou mwen.
Gen bon solèy, bon riviè et bon breuvage,
an ba pie bwa ou toujou join bon lonbraj,
gen bon ti van ki ban nou bon ti fréchè,
Haïti Thomas, sé you pays ki m'est chè.

Extrait de la chanson *Ayiti cheri*



Remerciements

Si une thèse est souvent perçue comme un long travail solitaire, elle ne peut s'envisager sans l'aide d'un grand nombre de personnes. Que ce soit sur le terrain pour prendre des mesures, en laboratoire pour préparer les instruments, en bureau pour imaginer les méthodes ou en tout temps pour remonter ma motivation et mon moral, j'ai toujours pu compter sur des personnes pour m'aider, me soutenir et m'accompagner dans mon cheminement. Alors que je mets la touche finale à ce texte, je souhaite remercier toutes ces personnes sans qui je n'aurais pas pu arriver au terme de ce travail.

Tout d'abord, je souhaite vivement remercier les étudiants avec qui j'ai travaillé sur les thématiques présentées dans ma thèse, ou directement liées. Plusieurs étudiants dont le travail de fin d'études a porté sur des sujets en lien avec ce travail, Alexandre Rousseaux, Jean-François Macq, Anaïs Powell, Olivier Roelandt et Thibaut Verschoore. Merci pour votre enthousiasme à travailler pour un projet en Haïti, dont il n'a pas toujours été simple de définir les contours. Merci pour vos idées et vos travaux, notamment de terrain, qui m'ont beaucoup apporté durant ces années de thèse. Des étudiants haïtiens en stage, Bob Saint-Fleur, Matthieu Gerardson et Louis Raymond Asie, qui, notamment sur le terrain, ont été d'une aide très précieuse. Merci pour votre disponibilité, pour la rigueur avec laquelle vous réalisiez les activités de terrain et les excellents retours que vous en proposiez.

Ensuite, je voudrais remercier mes collègues du pôle GCE. Depuis 6 ans, l'environnement de travail du Vinci contribue à m'aider dans mes activités quotidiennes. Que ce soit pour un soutien moral, mais aussi concret grâce aux nombreuses ressources de tous, merci pour l'aide et la disponibilité de chacun. Merci Samuel, Quentin, Vincent, Alex, Antoine, Sébastien, Viviane, Nathalie, Haythem, Pierre, Alain, Moustafa, Fredo, Stéphane, Raphaël, Christophe, Damien, Laurent, Guy, Benoît, Maude, Julien, Jonas. Merci aussi pour l'ambiance, les à-côté qui ne font qu'améliorer la qualité de notre environnement professionnelle. Merci à tous.

Il sont des collègues plus particulier. Les membres, passées et présents de l'équipe hydraulique, ont également été d'un grand soutien, tout au long de cette thèse. Le passage d'étapes similaires, la préparation de communications, la participation à des conférences, les moments de discussion, de découragements, d'encouragements, de motivation, la vie de l'équipe a été très importante durant ces années. Merci Fabian, Bastien, Catherine, Damien, Pierre, Camille, Anh, Damien, Tchen pour ce temps ensemble. Merci pour l'émulation, l'entraide et le plaisir d'avoir travaillé à vos côtés. Je voudrais également particulièrement remercier Ilaria et Sylvie, avec qui j'ai partagé un bureau pendant plusieurs années. Merci de m'avoir supporté, merci d'avoir été là, je n'aurais pas espéré mieux que vous pour ces 6 années.

Je veux également remercier Nyankona Gonomy, Yves Zech et Jean-Emile Charlier. Trois professeurs que j'ai eu le privilège de côtoyer durant mon travail de thèse. Au travers de nos voyages sur le terrain, de leurs relectures et de nos discussions, ils m'ont permis de m'ouvrir à de nouvelles idées, d'éclaircir mes cheminements et d'alimenter ma réflexion. Merci pour le temps accordé à mon travail et la pédagogie dont vous faisiez preuve durant nos échanges.

Ensuite, je voudrais remercier les membres de mon comité d'accompagnement, Nicolas Gratiot et Catherine Swartenbroekx, ainsi que ceux de mon jury, Marnik Vanclooster et Laurent Delannay. Les moments de partage que j'ai pu avoir avec chacun, lors des réunions du comité d'accompagnement, en entretien individuel ou lors de la défense privée ont été très important pour la construction finale de ce texte. Merci pour votre écoute, vos idées de développement, vos remarques constructives et vos relectures attentives.

Je souhaite également remercier tout spécialement mon alter ego haïtien, Adermus Joseph. La réalisation de nos deux thèses en parallèle, sur des éléments différents mais portant sur la même rivière Cavaillon, nous a inévitablement lié. Les nombreux jours passés sur le terrain, les heures partagées au bureau et les échanges que nous avons eu, ont été au cœur du processus qui a mené à la rédaction de cette thèse. Merci pour ton enthousiasme et la motivation sans faille qui t'anime.

Enfin, je voudrais tout particulièrement remercier ma promotrice, Sandra Soares-Frazão. Tout d'abord, pour la confiance qu'elle m'a accordée, notamment lors de la construction du projet de coopération avec l'Université

d'Etat d'Haïti. C'était une formidable opportunité que de pouvoir développer une thèse inscrite dans un projet de coopération ambitieux et motivant. Ensuite, pour le soutien, dans les moments de doutes et d'interrogation, et aussi pour des réalisations concrètes, d'articles, de présentations et la rédaction finale de ce texte. Merci d'avoir pu créer et alimenter ces opportunités m'ayant permis de réaliser ma thèse.

Pour terminer, je voudrais remercier ma famille. Mes sœurs, Maud et Laurence, qui, chacune à leur manière, me rendent chaque jour un peu plus fier d'elles. Merci d'être auprès de moi et de me procurer toujours plus de raisons de voir la vie de manière heureuse et positive. Mes parents, Anne et Géry, que j'aime profondément, et qui me le rendent tous les jours. Merci pour votre soutien, pour cette thèse mais aussi pour tout le chemin qui m'y a mené. Vous avez toujours été là pour m'aider, me guider et me soutenir dans mes choix et mes projets, moralement et concrètement. Et cette thèse n'y fait pas exception.

Table des matières

Introduction	13
---------------------------	-----------

Chapitre 1. Bathymétrie et rugosité de la rivière43

1.1	Introduction	43
1.2	Définition d'un repère commun	44
1.3	Définition d'un modèle bathymétrique	45
1.3.1	Méthodologie	46
1.3.2	Un ensemble de 37 sections	55
1.3.3	Pente de la rivière.....	57
1.4	Définition de la rugosité de la rivière	59
1.4.1	Echantillonnage des sédiments de la rivière	60
1.4.2	Présentation des données de sédimentologie des sections	63
1.4.3	Détermination des paramètres représentant la rugosité.....	68
1.5	Conclusion.....	76

Chapitre 2. Topographie du lit majeur par photogrammétrie.....79

2.1	Introduction	79
2.2	La photogrammétrie	82
2.2.1	Petite histoire de la photogrammétrie	82
2.2.2	Les grands principes de la photogrammétrie.....	83
2.2.3	Structure from Motion	95
2.2.4	Mise en pratique de la SfM dans le cadre de l'imagerie aérienne et des géosciences	100
2.3	Méthodologie de travail adoptée	101
2.3.1	Matériel utilisé	102
2.3.2	Acquisition des photographies	104
2.3.3	Traitement des photos à l'aide de Photoscan	112
2.3.4	Placement des points d'appui au sol	116
2.3.5	Visualisation et évaluation des résultats	122

2.4	Topographie du lit majeur de la rivière	123
2.4.1	Le travail de terrain	123
2.4.2	Le traitement photogrammétrique des jeux de photos obtenus 128	
2.4.3	Qualité des résultats	131
2.5	Des points qui restent à améliorer	144
2.5.1	Une confiance aveugle ?	144
2.5.2	La définition des limites toujours sujette à discussion	152
2.6	Conclusion.....	154

Chapitre 3. Etude du déversoir de Dory.....157

3.1	Introduction	157
3.2	Validation du logiciel OpenFoam	158
3.2.1	Le logiciel OpenFoam.....	158
3.2.2	Déversoir de Creager	167
3.2.3	Déversoir de l'USBR	177
3.2.4	Conclusion des simulations sur déversoirs connus	189
3.3	Le déversoir de Dory	190
3.3.1	La géométrie du déversoir.....	190
3.3.2	Définition d'une relation hauteur-débit sur le déversoir de Dory 197	
3.4	Conclusion.....	220

Chapitre 4. Passage de Matthew sur le Cavaillon223

4.1	Introduction	223
4.2	L'ouragan Matthew	224
4.3	L'étendue de la zone inondée.....	227
4.4	Passage de l'ouragan sur le déversoir de Dory.....	232
4.4.1	Formation d'un chenal sur la rive droite du déversoir	233
4.5	Modifications morphologiques de la rivière.....	238
4.5.1	Méthodologie	238
4.5.2	L'influence de Matthew sur la morphologie de notre tronçon de rivière.....	243
4.5.3	D'autres types d'observations	258
4.6	Quelques données hydrauliques	261
4.6.1	Les mesures disponibles.....	261
4.6.2	L'évènement de mai 2016.....	263
4.6.3	L'évènement de septembre 2016	266

4.7	Un premier modèle de la rivière Cavaillon	277
4.8	Conclusion.....	286
Conclusion		289
Notation		299
Références		305

Introduction

La gestion des rivières reste un problème d'actualité, intemporel et universel. L'activité humaine a toujours, à travers l'histoire, été dépendante de sa relation avec l'eau, pour l'agriculture (70% de la consommation mondiale), pour la consommation, pour l'énergie, pour le transport ou encore pour l'industrie. Mais les rivières, si elles sont indispensables au développement des sociétés, n'en restent pas moins des éléments naturels et vivants qui comportent une part de risques. Ceux-ci peuvent être des inondations, ou à l'inverse, des sécheresses, et la rivière peut aussi être un vecteur de propagation de maladie ou encore un obstacle à la mobilité.

La question des plaines d'inondations est particulièrement révélatrice du lien qu'exerce l'homme avec la rivière. Alors que cet espace est un aménagement naturel des cours d'eau, participant à son équilibre et son évolution en période de crue, il est aussi un lieu extrêmement prisé par l'homme pour s'installer et développer des activités. On considère que presque un quart de la population mondiale vit dans ces zones. Une part importante des activités économiques est également concentrée dans ces zones. L'accès aux rivières et aux fleuves garantit un accès à l'eau constant et procure très souvent un axe de communication et de transport intéressant. Néanmoins, les risques ne sont pas inexistantes.

La Figure I-1(a) représente le nombre de désastres répertoriés par le CRED (*Centre for Research of Epidemiology of Disasters*) depuis les années 2000. On observe que les inondations sont le type de désastres le plus fréquent, suivi par les tempêtes, qui sont souvent accompagnées de pluies et de débordements des cours d'eau. A elles deux, elles représentent largement plus de la moitié des désastres répertoriés. La Figure I-1(b) représente quant à elle le nombre

de personnes affectées par un désastre sur la même période de temps. On peut voir que, hormis les années de forte sécheresse, les inondations sont responsables du plus grand nombre de personnes affectées par un désastre naturel.

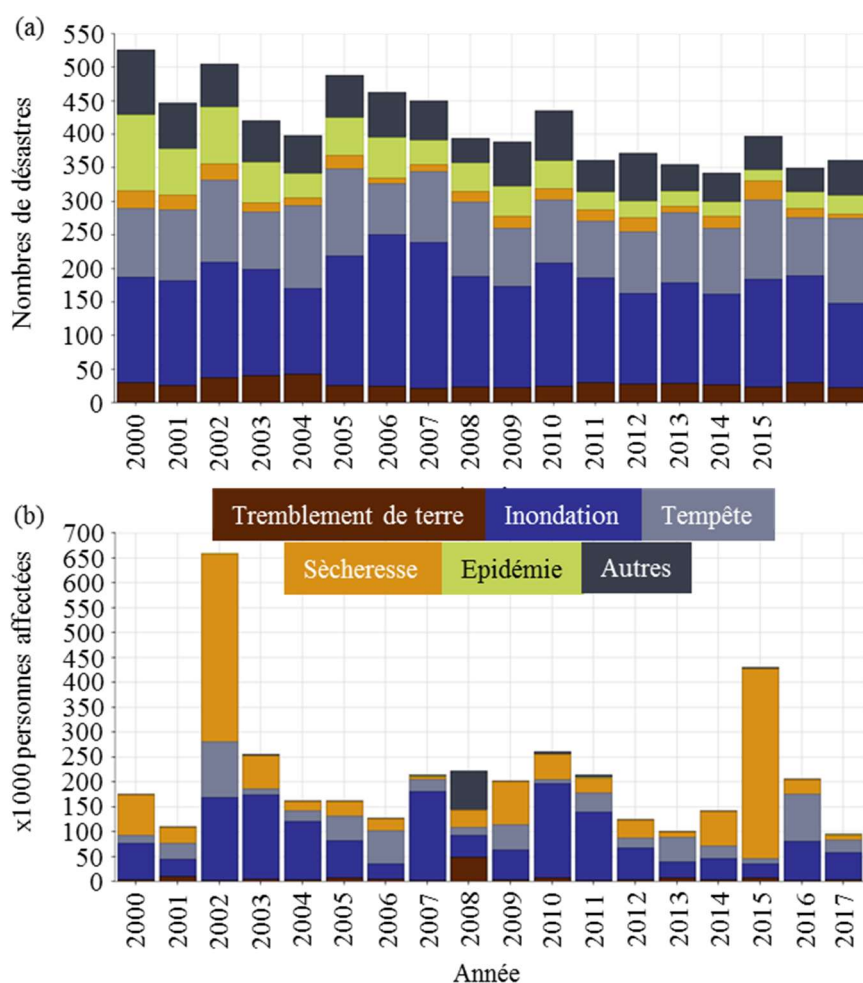


Figure I-1. (a) nombre de désastres (b) nombre de personnes affectées recensé par type dans le monde durant les années 2000. Source : EM-DAT The Emergency Event Database – UCL-CRED

On comprend dès lors l'importance d'étudier et de rendre possible la compréhension du comportement des cours d'eau. Si on ne peut contraindre une rivière ou un fleuve, on peut néanmoins accompagner son évolution et

minimiser les conséquences que des événements comme les inondations peuvent engendrer.

Les constats que nous venons de brosser sont d'autant plus prégnants dans un pays du Sud comme Haïti où les infrastructures, notamment en termes d'approvisionnement en eau et d'assainissement, sont de très faible qualité, ou carrément inexistantes dans certaines zones rurales. La rivière représente alors un élément indispensable à l'organisation de la vie locale. Sa proximité est donc essentielle pour ne pas dire nécessaire.

De plus, de par sa situation géographique, Haïti est très vulnérable par rapport aux catastrophes naturelles, notamment celles liées aux pluies. Son climat, tropical humide, est marqué par deux saisons des pluies, une entre avril et juin, et une autre entre août et octobre. Les précipitations moyennes annuelles sont de 1341 mm. Cette moyenne est néanmoins variable et dépend des événements climatiques, et notamment des ouragans passant à proximité du pays. La mer des Caraïbes recevant régulièrement les ouragans venus de l'Atlantique, il n'est pas rare que ceux-ci passent sur le territoire haïtien. On en dénombre 21 depuis les années 2000, soit plus d'un par an.

Néanmoins, les politiques d'aménagement rural ou de protection de l'environnement ne prennent que trop peu de place dans l'agenda des réformes à mener dans ce type de pays. Pourtant, comme nous pouvons l'apprécier à l'aide des chiffres du Tableau I-1, l'impact des inondations est loin d'être négligeable. Depuis 2000, on recense (selon les bases de données du CRED) 60 désastres liés à des inondations pour un total de 3 849 796 personnes affectées, soit plus de 30% de la population haïtienne. L'enjeu est donc très important.

En Haïti, l'un des secteurs majeurs affectés par les catastrophes naturelles et les inondations en particulier est l'agriculture. La contribution de ce secteur d'activités au PIB du pays varie entre 24% et 27% de 2011 à 2015. En Haïti, 45% des emplois sont liés au secteur agricole, et ce pourcentage monte à 63% en milieu rural. En pratique c'est plus d'un million de familles paysannes qui vivent de l'agriculture, souvent de subsistance, sur des parcelles de moins de 1 ha [MARDNR, 2016]. Pour le département du Sud, au sein duquel s'écoule la rivière Cavaillon dont nous traitons dans ce travail, on recense un peu moins de 775 000 habitants dont 77% vivent dans des communes rurales. Le nombre d'exploitations agricoles pour ce territoire est de 129 442 [MARDNR, 2016].

Année	Evènements	Décès	Affectées
	#	#	#
2000	2	16	1200
2001	1	26	5081
2002	2	35	38589
2003	3	62	162390
2004	3	5422	353377
2005	8	88	42061
2006	3	16	39700
2007	7	163	220042
2008	3	688	246056
2009	3	21	12706
2010	4	71	100229
2011	2	36	4438
2012	4	117	228315
2013	1	6	33265
2014	1	12	30000
2015	2	11	46969
2016	7	599	2194944
2017	4	36	90434

Tableau I-1. Résumé des évènements liés à des inondations en Haïti depuis 2000.

Source : EM-DAT The Emergency Event Database – UCL-CRED

Pour illustrer les conséquences d'un évènement climatique, nous allons reprendre quelques chiffres issus d'un rapport d'évaluation des pertes et dommages causés par l'ouragan Matthew, ayant impacté Haïti entre le 3 octobre 2016 et le 5 octobre 2016 [MARDNR, 2016]. Le bilan humain était de 473 morts, 75 personnes disparues et 329 blessés. Dans les filières agricoles végétales, on dénombrait une perte de 31% à 54% des cultures annuelles et une perte de production des cultures pluriannuelles de 3 à 4 ans avant de retrouver des phases de production des cultures remplaçantes. Les impacts ont également été très importants sur l'élevage et sur les infrastructures agricoles (périmètres irrigués, marais salants, etc...). Le ministère haïtien de l'agriculture évalue les pertes du secteur à 583,23 millions de dollar américain, soit 7% du PIB du pays. Les petits agriculteurs et agricultrices sont parmi les plus touchés, se trouvant souvent dans l'incapacité de relancer leur exploitation.



Figure I-2. Marché de Cavaillon après le passage de Matthew



Figure I-3. Rue de Cavaillon après le passage de Matthew



Figure I-4. Lieu-dit Grand-Place avant et après Matthew

La problématique de la gestion des rivières en Haïti illustrée par le cas du Cavaillon

Le Cavaillon est une rivière qui prend sa source au lieu-dit Saut-Mathurine pour se jeter dans la mer des Caraïbes quelques 50 km de méandres plus loin à l'aval de la ville de Cavaillon. Sur la Figure I-5 est illustré l'emplacement du bassin versant de la rivière ainsi qu'un aperçu de l'hydrographie du bassin. Le bassin versant couvre une superficie de 380 km². Le débit moyen de la rivière est de 9,42 m³/s mais peut varier entre un débit minimum de 0,7 m³/s et 1035 m³/s [USACE, 1999].

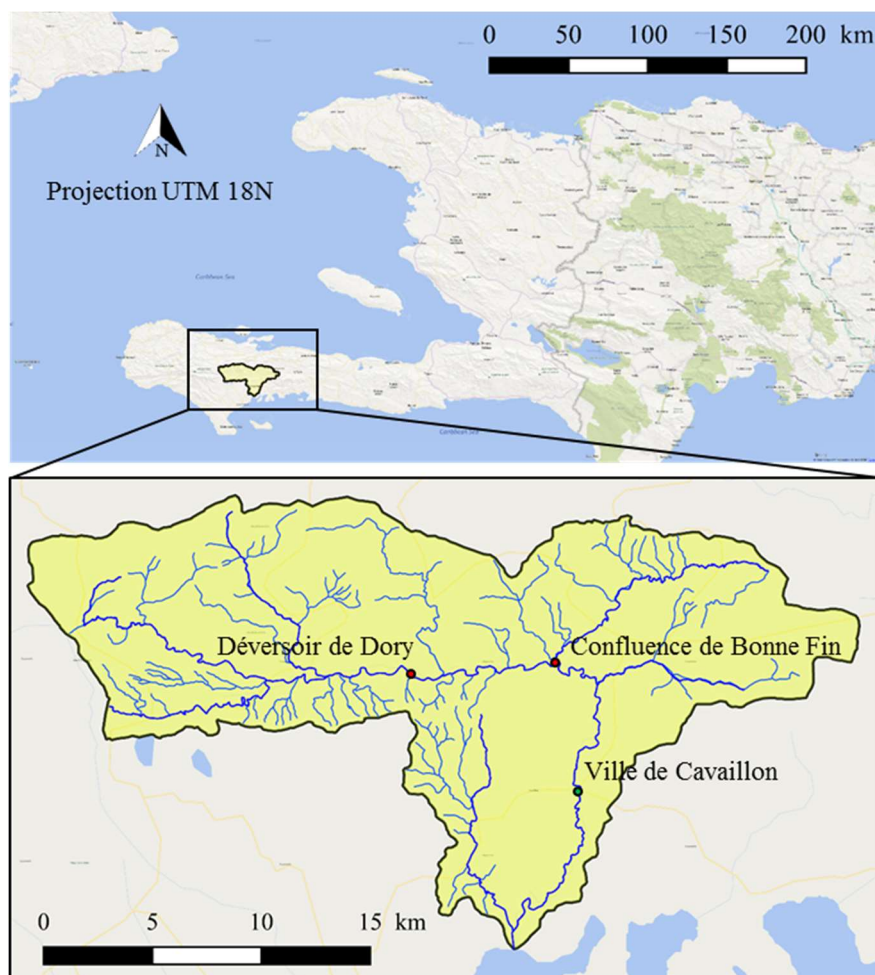


Figure I-5. Localisation de la zone d'étude

Le cas du Cavaillon est représentatif de la problématique des rivières haïtiennes. Nos nombreuses visites sur le terrain, campagne de mesures et rencontres avec la population et les autorités locales nous ont permis d'affiner notre sentiment d'un pays faisant face à de grandes difficultés dans la gestion de ses rivières et de son environnement en général. La dégradation accélérée de l'écosystème des bassins versants, spécialement la déforestation¹ massive du territoire (voir Figure I-6), occasionne des dérèglements des régimes hydrologiques des rivières et une vulnérabilité accrue aux phénomènes climatiques extrêmes, tels que les ouragans. Pour le bassin du Cavaillon, la couverture forestière a baissé de 70% entre 1983 et 1995 pour descendre à 51 km² (soit 13% du bassin versant). Les causes de cette situation sont multiples. Le niveau socio-économique de la majorité de la population n'encourage pas celle-ci à adopter un comportement approprié par rapport à l'utilisation des ressources forestières, continuant à exploiter les arbres des bassins versants de manière massive. Le charbon de bois, bien que cette pratique soit illégale sur le territoire haïtien, reste la première source d'énergie permettant la cuisson des aliments pour bon nombre de ménages haïtiens. Il est très fréquent de croiser des camions remplis de sacs de charbon en route pour les marchés de la capitale. Tout cela, au su et au vu des autorités locales et nationales, ce qui nous amène une seconde cause de la situation dégradée des bassins versants : l'incapacité à l'Etat à établir, et surtout à faire respecter, une politique volontariste en matière de gestion de l'environnement. Le contraste avec la République Dominicaine², qui occupe l'autre partie de l'île d'Hispaniola, est à cet égard saisissant (voir Figure I-6).

Plus localement, la population de Cavaillon exprime un sentiment d'abandon vis-à-vis de cet Etat central qui peine à pouvoir leur venir en aide. Les moyens manquent à tous les niveaux, et les responsables politiques et administratifs se trouvent souvent impuissants devant l'ampleur des actions à mener. Ils se renvoient souvent les responsabilités, soulignant les réalisations qu'ils ont pu

¹ De récentes études d'images satellites et d'analyses de l'environnement montre que le couvert forestier haïtien ne représente plus que 30% du territoire, soit moins de la moitié de ce qu'il était il y a un siècle [Tarter A., 2016].

² Il y a plus de 30 ans, la république dominicaine a interdit l'utilisation de charbon pour la cuisine domestique. Elle a accompagné cette interdiction d'une politique incitative en proposant des subventions sur le gaz GPL ainsi qu'une distribution massive de kits permettant de cuisiner au gaz [Simon M.C., 2009].

mener à bien mais qui restent très insuffisantes par rapport aux besoins criants qui se font sentir dans le pays.



Figure I-6. Illustration de la déforestation [Cobb, 1987]

Même lorsque des politiques environnementales sont mises sur pied, il est très difficile de les appliquer et de les faire appliquer. Le cas du Service National de Ressources en Eaux (SNRE) et du Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural (MARDNR) en est un exemple criant. Nous l'avons rencontré dans le cadre de nos travaux à de multiples reprises, au début dans l'espoir d'obtenir des données sur les débits et les pluies du bassin versant. Nous avons très vite compris que, si le service existait institutionnellement, il ne disposait d'aucun moyen d'action concret et possédait pour toute archive, un disque dur externe comprenant quelques séries anciennes et disparates de mesures de pluie. Cette observation est renforcée par plusieurs rapports concernant Haïti [USACE, 1990 ; MARNDNR, 2006 ; OMM, 2010]. Ce manque de moyens des institutions est d'autant plus paradoxal qu'Haïti est un des pays profitant le plus de l'aide internationale. La péninsule est ainsi devenue le carrefour des ONG et délégations humanitaires, issu de relations bilatérales ou internationales. Cette situation s'est accentuée après le séisme de 2010 qui a dévasté la capitale Port-au-Prince. Malheureusement, la défaillance de l'Etat haïtien mène à ce que chaque acteur (ONG, aide humanitaire, coopérants étrangers, ...) mène ses activités dans une absence de coordination générale. Dans ce contexte, il est très difficile de mener des politiques à long terme. La présence et l'influence internationale, qui répondent à des agendas qui leur sont propres, empêchent

les Haïtiens de prendre en main la responsabilité du développement de leur pays. Ricardo Seifentus, représentant de l'Organisation des Etats Américains en Haïti de 2008 à 2011 disait dans une interview au média français MédiaPart en 2010 : « *L'aide d'urgence est efficace. Mais lorsqu'elle devient structurelle, lorsqu'elle se substitue à l'Etat dans toutes ses missions, on aboutit à une déresponsabilisation collective. S'il existe une preuve de l'échec de l'aide internationale, c'est Haïti.* »

A l'échelle de la rivière Cavaillon, cette situation s'illustre au travers des travaux et des activités subventionnés par des programmes de coopération. Lors de nos rencontres citoyennes³, les habitants et les autorités locales montraient une grande conscience des possibles solutions qui pourraient aider à la gestion des inondations. Néanmoins, ils exprimaient un besoin de soutien et une inadéquation fréquente entre les projets actifs dans leur région et les solutions aux problèmes de la rivière.

Un exemple frappant est la mise en place d'un système d'alerte des crues. Une sirène avait pu être installée à Cavaillon avec l'aide d'un programme de coopération. Alimentée par des panneaux solaires, elle pouvait avertir les populations d'un danger imminent. Lors de notre rencontre, le maire de Cavaillon nous a expliqué que le dispositif était inopérant depuis que les panneaux solaires avaient été volés. Et manifestement les autorités locales n'ont pas perçu la nécessité de remettre le dispositif en état, montrant par là le réel intérêt qu'il témoignait à ce système d'alerte. Un autre exemple paradoxal concerne la localité de Maniche, plus en amont de la rivière. Ayant pourtant bénéficié de la construction d'un mur de protection en gabions (Figure I-7), installé entre la rivière Cavaillon et la localité, les autorités ont exprimé leur grand désarroi quant à l'incapacité de la commune à acheter du carburant pour faire fonctionner leur tracteur qui leur permettrait, en amont de la rivière, de restaurer de petites retenues dans les ravines permettant d'atténuer les crues du Cavaillon. Ces exemples, choisis parmi d'autres, montrent comment les populations locales se retrouvent impuissantes par rapport aux activités qui se réalisent jusque dans leurs propres villes.

³ Semaine de rencontres avec les habitants et les autorités des localités de Cavaillon, Camp-Perrin et Maniche dans le cadre formel d'un projet de coopération entre l'Université catholique de Louvain et l'Université d'Etat d'Haïti. Nous reviendrons plus longuement sur ce projet dans la suite de l'introduction.



Figure I-7. Mur en gabions protégeant la ville de Maniche des débordements de la rivière Cavaillon

Cette *petite* rivière de Cavaillon, qui traverse une région principalement rurale, est au centre de beaucoup d'enjeux locaux. La vie des habitants de la région est rythmée par l'écoulement des eaux et l'activité sociale et économique s'articule souvent autour de la rivière. Les quelques agglomérations (Maniche, Gros-Marin, Cavaillon) de la région sont concentrées autour de la rivière ou de ses affluents principaux qui sont souvent bordés des axes de communication entre les villages. Les agglomérations sont les centres économiques, notamment à travers l'organisation de plusieurs marchés hebdomadaires. La ville de Cavaillon, à cheval sur la rivière et la route nationale qui permet de relier Port-au-Prince, la capitale haïtienne, d'un côté et Les Cayes, chef-lieu du département du Sud, de l'autre côté, est la ville la plus importante de la région. Le marché bi-hebdomadaire y est très important puisqu'il permet de remplir les camions qui vont vendre les produits de la région sur les marchés des grandes villes haïtiennes. Le lien entre vie économique et rivière est très bien illustré par l'organisation du marché de Cavaillon qui s'installe en partie dans le lit asséché de la rivière où des structures légères restent souvent en place de jour de marché en jour de marché (voir Figure I-8).

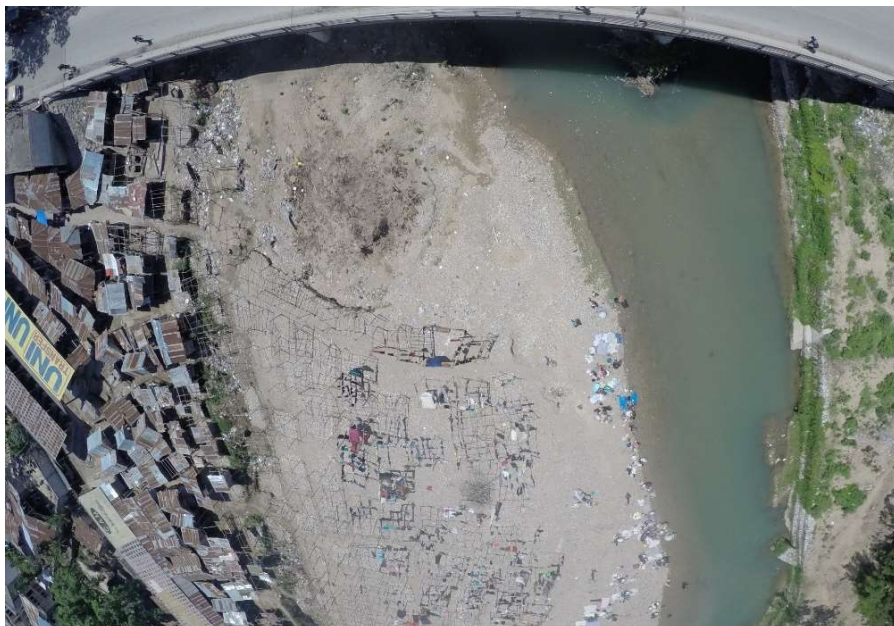


Figure I-8. Marché de Cavaillon et ses structures temporaires.

Comme nous l'avons vu, l'enjeu économique le plus important est celui lié à l'agriculture, secteur qui emploie la majorité des habitants locaux. La plaine du bassin versant est donc très agricole, et l'eau que procure la rivière est d'une importance fondamentale. Un périmètre irrigué de plus de 1300 ha est alimenté à partir d'un déversoir situé en amont de la ville de Cavaillon, à Dory, et permet à de nombreux paysans d'exercer leur activité professionnelle. Or, l'agriculture est la première à être impactée par les aléas liés aux pluies et aux inondations. Les parcelles agricoles, concentrées pour la plupart aux abords de la rivière, sont très vulnérables. De plus, la déforestation aggrave le phénomène de ruissellement qui engendre une disparition des terres arables remplacées par des sédiments grossiers. Le creusement et l'élargissement des ravines (voir Figure I-9), créées par le ruissellement très important lors d'événement pluvieux sévères, impactent fortement le territoire, détruisant du terrain agricole et rendant les communications entre les localités à chaque épisode pluvieux un peu plus compliquées. Le comportement de la rivière est donc une importante préoccupation des habitants de la région du Cavaillon.



Figure I-9. Elargissement d'une ravine après le passage de l'ouragan Matthew en octobre 2016

Une autre manière d'approcher la problématique du Cavaillon est de s'intéresser à la presse locale. Une phrase du maire de Cavaillon, rapportée dans un article de *AlterPresse, réseau alternatif haïtien d'information*, résume bien sa préoccupation : « *Chaque fois qu'il pleut, la population vit dans la peur à Cavaillon, parce que les canaux ne sont pas curés* ». Daté du 25 avril 2017, cet article relate également qu'à Cavaillon, *il y a d'énormes pertes dans les plantations agricoles, le maire principal de Cavaillon, Ernst Ais, sollicite l'appui du pouvoir central pour répondre aux besoins de la population locale*. Le 2 mai 2018, la protection civile haïtienne demandait aux habitantes et aux habitants des zones à risques d'inondation, d'éboulement et de glissement de terrain, notamment ceux vivant près des ravines, des courants d'eau ou d'autres zones inondables, *de rester vigilants et d'appliquer les consignes de sécurité habituelles en cas d'averses orageuses*. En octobre 2016, l'ouragan Matthew, le plus fort ouragan enregistré dans la sous-région depuis plus de 10 ans touchait Cavaillon de plein fouet. Quelques jours après les intempéries, les autorités locales disaient : « *37 localités sont sévèrement touchées. Plus d'un millier de toitures de maisons ont été emportées. La ville a été inondée avec 1 m 60 d'eau. Quatre personnes ont trouvé la mort. Une mère a été emportée par les eaux avec deux enfants et un autre enfant de 9 ans est décédé* » sachant que ce bilan n'était encore que partiel. Les conséquences de l'ouragan Matthew faisaient encore l'actualité en avril 2017 lorsque RTVC (Radio Télévision Caraïbes) détaillaient le bilan des inondations récentes dans le Sud d'Haïti. « *Le passage de Matthew a laissé,*

dans le Sud, beaucoup de séquelles, non encore résolues par des réponses concrètes institutionnelles. Les infrastructures routières sont entièrement endommagées. Ces inondations (du dimanche 23 avril 2017) rendent la population doublement victime, a avancé le délégué départemental du Sud, Serge Daniel, qui a appelé à la solidarité, en vue d'apporter une réponse immédiate et durable à la population du Sud, de nouveau affectée par les intempéries, 6 mois après le passage du cyclone Matthew. »



Figure I-10. Photos de presse de Cavaillon extraites d'un article publié le 24/04/2017 – Le Monde du Sud//Elsie News

La problématique de la rivière Cavaillon est représentative des régions rurales haïtiennes qui combine des facteurs environnementaux et naturels difficiles couplés à une situation sociale et institutionnelle compliquée.

Une thèse inscrite dans un projet de recherche

En 2013, l'équipe du Génie Rural de l'Université d'Haïti (UEH), l'équipe d'Hydraulique de l'Université catholique de Louvain (UCL) et une équipe de l'Université Libre de Bruxelles (ULB) ont débuté un projet de coopération ayant pour objet le *renforcement des capacités d'expertise universitaire de l'équipe du Génie Rural dans le domaine de la caractérisation de crues et de la charge sédimentaire*. L'un des axes de travail de ce projet, développé par l'UCL et l'UEH, concerne le développement d'une méthodologie pour la modélisation d'écoulements adaptée au contexte haïtien, dans le but ultime d'améliorer la gestion des crues et des inondations. C'est dans ce cadre que s'inscrit le travail présenté par ce document.

La rivière Cavaillon a été choisie comme sujet d'étude pour sa représentativité du contexte rural haïtien et parce qu'elle avait antérieurement déjà fait l'objet de recherches universitaires de la part de l'UEH. Il apparaissait logique de continuer les efforts sur cette rivière lors du démarrage de la collaboration UEH-UCL. Le projet dans lequel s'inscrit ce travail regroupe plusieurs acteurs, professeurs, doctorants et étudiants de master, ayant travaillé sur la rivière avec des objectifs divers mais toujours dans une perspective commune : celle de participer à la compréhension de l'écoulement en vue d'étendre les possibles mesures de protection et de réduction des risques contre les inondations du Cavaillon. Dans ce contexte, plus de 25 km de la rivière ont été étudiés, notamment sa traversée de la ville de Cavaillon. Durant les 5 années de recherche sur le bassin versant, de nombreuses rencontres avec la population ont été organisées pour échanger sur notre travail et sur la manière dont il s'inscrit dans un contexte local où la rivière est très souvent au centre des activités humaines. Une des préoccupations du projet était de créer un lien entre scientifiques et habitants, d'abord pour permettre un travail de terrain serein, mais aussi pour chercher à développer une collaboration au bénéfice des principaux utilisateurs de cette ressource. On ne parle pas ici de participation des citoyens à la collecte de données ou à la maintenance d'un réseau de mesures, mais d'agriculteurs permettant le survol de leurs champs par un drone, de chefs de village cherchant à expliquer aux habitants le caractère scientifique, et non humanitaire, de notre travail de terrain ou encore d'autorités communales mettant en perspective leurs préoccupations avec les résultats que nous pouvons montrer. La collaboration de doctorants haïtiens de l'UEH, au nombre de deux, de plusieurs étudiants master haïtiens et belges et d'un doctorant belge, moi-même, encadrés par une équipe mixte belgo-haïtienne de quatre professeurs, a permis de mettre en œuvre toute une série d'activités, de nombreuses campagnes de terrain, notamment après le passage de Matthew, des rencontres avec les autorités et les habitants, des enquêtes auprès des populations vivant autour de la rivière, des échanges scientifiques ou encore des communications sur le travail effectué.

Pour le travail qui est présenté dans ce document, nous avons mis l'accent sur un tronçon de 8 km de rivière ayant pour origine le déversoir de Dory et pour limite aval la confluence entre le Cavaillon et son affluent, la rivière Bonne Fin (voir Figure I-11). L'objectif est de montrer qu'avec des moyens locaux et des outils et logiciels libres ou accessibles facilement, transférables aux

structures universitaires haïtiennes, il est possible d'envisager l'étude d'une rivière, et particulièrement la récolte des données nécessaires à la réalisation des simulations numériques et à l'analyse de phénomènes morphologiques. Le choix d'un tronçon limité est motivé par la volonté de circonscrire suffisamment les phénomènes pour permettre de les isoler et de faire des liens entre eux en limitant les hypothèses nécessaires.

Le déversoir de Dory, utilisé comme limite amont, laisse espérer la possibilité de définir une condition amont simple et fiable via une relation hauteur-débit, basée sur une mesure du niveau d'eau existante à l'amont du déversoir. La condition aval située à la confluence avec la rivière Bonne Fin est motivée par le souhait de limiter les contributions au débit de la rivière autres que le débit amont. On notera que cette situation n'est pas tout à fait exacte puisque de nombreuses ravines, à sec la majorité du temps mais concentrant le ruissellement lors d'épisodes pluvieux, créent quelques affluents temporaires le long du tronçon. Néanmoins, par la limitation du tronçon étudié à Bonne Fin, on espère limiter ce phénomène à un apport marginal au débit de la rivière.

L'objectif proposé en 2014 de ce travail de recherche était de *développer un modèle d'écoulement en rivière capable de répondre aux préoccupations des décideurs de la gestion de l'eau et de sa politique, appliqué au contexte d'Haïti*. La capacité à répondre aux préoccupations des décideurs de la gestion de l'eau et de sa politique, dans le contexte haïtien, suppose que ces préoccupations puissent être définies. Or comme nous l'avons détaillé avec le cas du Cavaillon, la définition des problématiques diffère en fonction de l'interlocuteur. Les autorités locales, les experts étrangers, les institutions nationales, les programmes de coopération n'ont pas tous la même lecture de la situation. Dans notre cas, nos partenaires principaux sont les scientifiques de l'équipe du génie rural de l'UEH. C'est donc avec eux que nous avons cherché à définir le cadre de notre action. Une de leurs principales préoccupations est de pouvoir modéliser l'écoulement dans la rivière, notamment en période de crues, pour améliorer leur connaissance des zones potentiellement inondées. Cette préoccupation se retrouve dans le titre du projet de collaboration que nous menons ensemble.

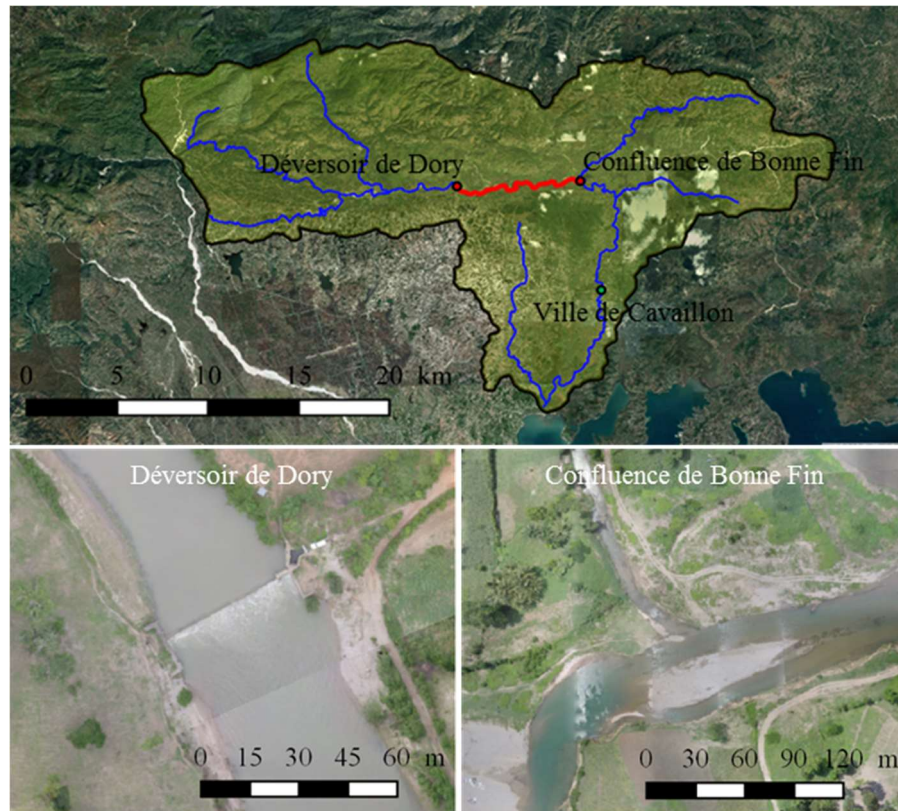


Figure I-11. Tronçon de 8 km faisant l'objet de l'étude

Contexte et enjeux scientifiques

La modélisation du comportement des rivières est un enjeu scientifique important, tant elle constitue une base nécessaire dans le développement de politiques et de programmes d'évaluation, de diminution et de gestion des risques liés aux rivières, comme les inondations par exemple. Entre autres, [Berardi et al., 2011], [Neal et al., 2013] rappellent la nécessité de disposer de simulations fiables de l'hydraulique de bassins versants dans des conditions extrêmes pour soutenir les décisions et investissements nécessaires à une gestion englobant les aspects économiques, environnementaux et sociaux. Dans sa revue d'une décennie sur les prévisions en bassins non jaugés, [Hrachowitz et al., 2013] conclut que le potentiel des modèles comme outils d'enseignement sur le fonctionnement des bassins versant est largement reconnu. Mais il reconnaît encore le *long chemin* qu'il reste à parcourir pour

proposer des prédictions robustes et fiables en toutes situations. [Ewusi et al., 2015] insistent sur le fait que les modèles hydrauliques et leur apport dans l'identification des facteurs responsables des inondations sont fondamentaux pour l'évaluation des zones à risques et constituent la base sur laquelle les décideurs peuvent identifier les mesures appropriées à la gestion d'un bassin versant. [Montanari et al., 2013], dans sa synthèse du programme scientifique « Panta Rhei – Everything Flows », nom donnée à la décennie scientifique 2013-2022 de l'AISH⁴, expliquent que *l'objectif opérationnel est d'améliorer notre capacité à prévoir la dynamique des ressources en eau au service d'un développement sociétal durable dans un environnement changeant*.

Les avancées scientifiques et technologiques des dernières décennies, notamment dans le domaine hydraulique mais aussi informatique, permettent aujourd'hui aux modèles de représenter de plus en plus efficacement l'écoulement en rivières ainsi que l'évolution morphologique de celles-ci. [Nicholas and Mitchell, 2002] proposent la modélisation d'un tronçon de rivière de quelques kilomètres de la rivière Culm, en Angleterre. [Petaccia et al., 2012] comparent la capacité de quatre outils de simulation numérique à représenter une crue historique de la rivière Brembo en Italie. [Franzini, 2017] présente certains développements d'un modèle de simulation 1D avec l'objectif de représenter la rupture du barrage du lac Ha!Ha! au Canada. Pour étudier l'impact des activités d'un barrage sur la partie aval de la rivière Volta au Ghana, [Logah et al., 2017] s'appuient sur des simulations hydrodynamiques en utilisant le modèle hydraulique HEC-RAS [U.S. Army Corps of Engineers, 2016]. Dans la région nord-ouest de l'Australie, [Karim et al., 2011] montrent que la modélisation de quelques centaines de kilomètres de la rivière Fitzroy permet de tirer des enseignements utiles pour une zone à forte importance écologique. Cependant malgré des progrès indéniables, l'écoulement en rivière présente des caractéristiques qui en font un sujet de recherche encore en plein développement : une géométrie complexe souvent mal connue et évolutive, qu'il faut nécessairement simplifier pour l'inclure dans les modèles, avec un risque de perte de qualité des résultats, la difficulté d'évaluer la rugosité du fond et des berges d'une rivière naturelle, le fait qu'une rivière présente des sections de contrôle qu'il

⁴ Association Internationale des Sciences Hydrologiques

est difficile de prévoir sont autant de particularités propres aux problèmes d'hydraulique fluviale [Zech et al., 2006].

La qualité des données disponibles caractérisant les rivières est donc d'une grande importance pour permettre de simuler le comportement de celles-ci. Dans les pays industrialisés, le réseau hydrographique est généralement très instrumenté et ce depuis de longues années. A titre d'exemple, la région wallonne en Belgique dispose de deux systèmes de suivi des niveaux et des débits des fleuves et rivières. Le système Aqualim comporte plus de 170 stations dont les premières ont été installées dès les années 1970 [Aqualim, 2018]. Le système *Wacondah* (Water CONtrol Data system for Hydrology and water management), également installé sur le réseau hydrographique wallon, comprend 230 appareils [WACONDAH, 2018]. Les travaux de modélisation précédemment cités, peuvent s'appuyer sur un travail de documentation important. [Capart et al., 2007] décrivent un ensemble de données de la catastrophe du lac Ha!Ha!, destiné à l'utilisation de modèles numériques et la comparaison de leurs résultats. [Logah et al., 2017] présentent l'acquisition des sections transversales et la topographie des plaines d'inondation comme l'un des objectifs de l'étude afin de permettre les simulations. Ils s'appuient également sur la régulation du débit par les barrages dont il étudie l'influence. Les travaux de [Petaccia et al., 2012] se basent sur l'enregistrement d'un hydrogramme de la crue du Brembo du 25 juin 2003. [Nicholas and Mitchell, 2002] bénéficient d'un modèle numérique de terrain d'une résolution de 1 m pour étudier un évènement de 3 jours entre le 2 et le 5 avril 2000. [Karim et al., 2011] disposent des données STRM⁵ améliorées de données LiDAR plus précises pour certaines zones d'intérêt, de données de débits évaluées à partir de cinq sondes de hauteur disposées dans le bassin versant avec plusieurs années d'enregistrement ainsi que d'étendue d'inondation pour trois évènements historiques.

Par ailleurs, l'utilité de développer des modèles dans le contexte haïtien n'est plus à démontrer. Dans son étude de la gestion du risque d'inondation à Onaville, [Heimhuber, 2015] rappelle la vulnérabilité d'Haïti face aux catastrophes sismiques et aux risques d'inondations. [Annette et al., 2015]

⁵ Ce MNT correspond en réalité au *Shuttle Radar Topography Mission (STRM)*. Il s'agit d'un MNT produit par la NASA à partir de données récoltées par les navettes spatiales *Endeavour* en 1994 [Farr and Kobrick, 2007].

expliquent que les conséquences d'une catastrophe naturelle en Haïti sont en grande partie dues à la non-préparation des autorités et des populations face à ce type d'évènements. [Ilorme F., 2007] constate que le manque de d'évaluation du risque d'inondation constitue un important obstacle à l'élaboration de politiques dédiées.

Néanmoins, l'applicabilité des modèles hydrodynamiques modernes est souvent limitée en dehors des pays industrialisés à cause du manque de données disponibles [Sanyal and Lu, 2004]. Le problème d'ailleurs n'est pas propre à Haïti puisque [Hrachowitz et al., 2013] expliquent que la majorité des succès en matière de modélisation hydrodynamiques l'ont été dans des bassins versants jaugés, et donc monitorés, en comparaison au bassins non-jaugés. En effet, ces derniers présentent plus de difficultés pour réaliser des prédictions fiables d'inondations à cause notamment du manque de données disponibles. Ce constat affecte plus particulièrement les pays en voie de développement puisqu'ils font plus souvent face à ce genre de situation. Ceci complique dès lors la construction de politiques de réduction des risques naturels, notamment en terme d'inondations.

Mais même si on peut le regretter, dans un pays comme Haïti, les priorités se situent ailleurs, et le manque de ressources ne permet pas d'envisager un suivi des rivières aussi structuré que ce que nous pouvons trouver en Belgique ou ailleurs. La majorité des bassins versants sont donc très peu documentés et généralement pas instrumentés, ou alors de manière partielle et souvent sans réel suivi [Ilorme F., 2007]. La problématique devient donc différente, il n'est plus possible de partir du postulat que les données nécessaires sont disponibles et d'une qualité qui permettra un travail de modélisation efficace. La mesure, sa pertinence et les ressources nécessaires à son obtention deviennent des enjeux importants dans un travail ayant pour but la modélisation d'une rivière.

Une approche possible pour combler ce manque de données est l'utilisation de la télédétection, proposant des ensembles de mesures topographiques ou de pluies, de plus en plus disponibles, notamment gratuitement sur internet. [Yan et al., 2015] rappelle le consensus général sur le fait que la disponibilité et la qualité de ce type de données, améliorées ces dernières années, sont très bénéfiques à l'amélioration des prédictions dans les bassins non-jaugés, et donc dans les pays en voie de développement. Néanmoins, il rappelle que les données terrestres restent très importantes, notamment pour qualifier la précision des données de télédétection et la qualité des modèles d'inondation.

En conclusion, [Yan et al., 2015] expliquent que les données spatiales ne sont pas suffisantes pour des études de bassin versant à petite échelle. D'autres techniques doivent être combinées à la télédétection pour permettre de rassembler des ensembles suffisamment complets de données nécessaires à des travaux de modélisation.

[Sanyal et al., 2014] présentent une étude de modélisation d'inondation à l'échelle d'un tronçon aval d'une quinzaine de kilomètres de la rivière Mundeswari, affluent majeur de la rivière Damodar en Inde. Le travail se concentre notamment sur le développement de techniques permettant d'améliorer la donnée topographique disponible pour la rendre utilisable pour des modélisations 2D. En combinant les données issues d'un relevé de terrain de 40 sections transversales, du modèle numérique de terrain STRM d'une résolution initiale de 90 m x 90 m et d'un jeu de photos satellites Cartosat-1 d'une résolution de 2,5 m, les auteurs proposent d'améliorer les données topographiques jusqu'à une résolution de 8 m x 8 m. Les résultats de simulation d'une crue de septembre 2009 sont ensuite présentés par l'auteur qui conclut à une différence significative des résultats après l'amélioration de la qualité des données topographiques.

A partir de jeux de données lacunaires, limités ou anciens [Moniod et al., 1977] sur le bassin versant de la rivière Oti au Ghana, [Komi et al., 2017] montrent qu'il est possible d'obtenir des résultats de modélisation avec une précision satisfaisante (plus de 60% de l'enveloppe d'inondation d'une crue de 2007 modélisée). Le débit est compilé à partir d'un modèle hydrologique (LISFLOOD) et de données de pluies journalières. La topographie du bassin versant est définie à partir des données STRM. La rugosité de la rivière est quant à elle calibrée à partir de données satellites sur la zone inondée à la suite d'une crue de 2007. Les conclusions de [Komi et al., 2017] montrent, que même pour des données limitées, il y a un intérêt à étudier numériquement les problématiques. Néanmoins, la qualité des résultats représentée par le coefficient de performance F (Eq I-1) est inférieure aux valeurs attendues [Bates and De Roo, 2000]. Les auteurs notent qu'ils ne peuvent éliminer un certain degré d'incertitude à cause du manque de données nécessaires à la paramétrisation du modèle hydraulique.

$$F = \frac{A_{obs} \cap A_{mod}}{A_{obs} \cup A_{mod}} \times 100 \quad \text{Eq I-1}$$

Avec A_{obs} , aire inondée observée
 A_{mod} , aire inondée modélisée
 F , indicateur de performance de la modélisation (%)

[Bozza et al., 2016] présentent un cas d'étude sur la ville de Gonaïves en Haïti. Il cherche à développer une méthodologie pour réaliser des cartes d'inondation uniquement à partir de données de télédétections. Comme la problématique se situe dans une zone urbaine, il utilise les ressources d'OpenStreetMap lui permettant de connaître les emplacements des rues et des immeubles pour améliorer la résolution de son modèle numérique de terrain jusqu'à une pseudo-valeur de 1 m x 1 m. Les conditions d'écoulement sont obtenues à partir d'un modèle pluies-débits et des mesures de télédétection de la pluie. L'évaluation de la rugosité est faite par calibration du modèle sur base des enveloppes d'inondation observées sur des images spatiales de l'ouragan Ike en 2008.

[Domeneghetti et al., 2014] s'intéressent aux développements de nouvelles techniques permettant l'évaluation des risques d'inondation dans un contexte de pays en voie de développement, principalement à travers l'utilisation des données topographiques à destination de simulation d'écoulement. Faisant suite à [Brandimarte et al., 2008], l'intérêt est porté sur la rivière Soliette, à cheval sur la frontière entre Haïti et la République Dominicaine. Ils ont essayé de documenter et de représenter la crue du 24 mai 2004 qui causa de nombreux dégâts et pertes humaines dans les deux villes traversées par la rivière de Fond Verrettes et Jimaji. L'évaluation de la rugosité de la rivière est réalisée sur base de tables présentes dans la littérature [Chow, 1959]. Le débit présent dans la rivière est reconstruit à partir d'un modèle pluies-débits détaillé dans [Brandimarte et al., 2008]. Dans leurs conclusions, [Domeneghetti et al., 2014] appuient la nécessité de disposer de données topographiques de bonne qualité (résolution inférieure à 2 m). Et bien que l'évaluation de la rugosité ainsi que des débits amènent différentes incertitudes, les auteurs concluent que les résultats de modèles numériques, même grossiers, permettent d'éclairer d'éventuelles prises de décision concernant la diminution du risque d'inondation autour de la rivière Soliette.

Les enjeux scientifiques autour de la modélisation de rivières peu ou non-monitorées, a fortiori dans des régions rurales de pays en voie de

développement, tournent autour de la capacité à obtenir et exploiter des données de qualité et en quantité suffisante. On peut résumer les données recherchées lorsqu'une modélisation de rivière est envisagée comme suit [Karim et al., 2011 ; Hicks and Peacock, 2005] :

- **La topographie et la bathymétrie.** Elles constituent l'élément de base de toute modélisation hydraulique. Plusieurs auteurs insistent sur l'importance de la résolution des modèles numériques de terrain dans la qualité des résultats d'une modélisation de rivière [Domeneghetti et al., 2014 ; Yan et al., 2013]. La plupart des études proposent des méthodologies pour améliorer la qualité des données topographiques de base, souvent issus du STRM [Bozza et al., 2016 ; Karim et al., 2011], en utilisant notamment des relevés de terrain de sections transversales pour compléter les données bathymétriques [Domeneghetti et al., 2014 ; Sanyal et al., 2014].
- **La rugosité.** Elle est un élément essentiel dans la paramétrisation de la simulation. Très souvent [Karim et al., 2011 ; Logah et al., 2017 ; Komi et al., 2017 ; Nicholas and Mitchell, 2002 ; Bozza et al., 2016 ; Sanyal et al., 2014], la rugosité est a priori évaluée à partir de la littérature, [Chow, 1959] par exemple, pour ensuite être utilisée comme variable d'ajustement des résultats du modèle.
- **Les débits et les niveaux.** Ces données sont nécessaires pour définir le comportement de l'écoulement aux frontières des modèles. Les débits sont utilisés comme données d'entrée aux modèles et les niveaux comme données à la sortie de l'écoulement. Ces données peuvent également servir à la calibration du paramètre de rugosité. Plusieurs auteurs utilisent des modèles hydrologiques qui permettent de convertir des mesures de pluies en débit dans la rivière [Brandimarte et al., 2008 ; Bozza et al., 2016 ; Komi et al., 2017]. La présence d'un ouvrage d'art permettant le contrôle de l'écoulement est aussi une solution pour connaître le débit à l'amont d'un tronçon de rivière modélisé [Logah et al., 2017].
- **Des données historiques.** Ces données permettent de comparer les résultats de simulations avec des observations de terrain. La couverture de la zone inondée pour un évènement particulier est souvent une donnée de comparaison intéressante. La qualité du

résultat peut être mesurée par l'Eq I-1 [Sanyal et al., 2014 ; Komi et al, 2017].

En définitive, l'enjeu scientifique principal de ce type de bassin versant est de pouvoir faire dialoguer différentes techniques permettant d'obtenir les données nécessaires, dans un contexte de contraintes fortes, pour rendre les simulations de la rivière possibles. L'objectif est ainsi de mieux appréhender les modélisations de crues pour permettre le développement de politique de gestion et de diminution des risques liées aux rivières, et notamment aux inondations.

Au-delà des aspects techniques du travail de modélisation d'une rivière, la question reste entière sur la manière d'utiliser les résultats. Longtemps, les ingénieurs se sont contentés de proposer des modèles de comportement des rivières en considérant le facteur humain comme une variable extérieure à la problématique, tout au plus comme un spectateur de l'évolution de la rivière. Cette dernière connaissait une évolution, parfois naturelle, parfois liée à des aménagements faits par la main de l'homme, pour ensuite retrouver un équilibre qui lui était propre. En réalité, le temps de l'évolution de la rivière et celui de l'évolution de la société ne sont pas aussi dissociés qu'il y paraît. [Sivapalan, 2015] parle de l'entrée des sciences de l'eau dans l'Antropocène, autrement dit l'ère de l'Homme, époque de l'histoire de la Terre où les activités humaines impactent son évolution.

A l'échelle de cette thèse, l'ambition est de développer une méthodologie permettant de modéliser la rivière Cavaillon sur 8 km à l'aval du déversoir de Dory. Celle-ci devant être transférable au contexte universitaire haïtien et adaptable à d'autres bassins versants du pays qui présenteraient un profil similaire à celui du Cavaillon. Pour développer cette méthodologie, les questions scientifiques suivantes se posent :

- Comment, dans un contexte où les mesures de niveaux d'eau et de débit ne peuvent être assurées, proposer une définition de la rugosité uniquement à partir d'observations menées sur le lit de la rivière ?
- Les techniques photogrammétriques couramment utilisées pour la reconstruction d'objets tridimensionnels peuvent-elles être adaptées à la mesure de la topographie autour d'une rivière de plusieurs kilomètres, à partir d'images prises à des moments et dans des

- conditions différentes ? Quelle est la précision qui peut être obtenue pour le modèle numérique résultant ?
- Les équations décrivant la relation hauteur-débit d'un déversoir peuvent-elles être appliquées à un déversoir détérioré ? Quelle est l'influence de ces détériorations sur la relation hauteur-débit ? Des simulations numériques tridimensionnelles permettent-elles de reproduire l'écoulement sur un déversoir ?
 - Le modèle hydraulique établi pour la rivière de Cavaillon permet-il de reproduire fidèlement l'écoulement consécutif à la crue provoquée par l'ouragan Matthew en 2016, pour lequel des mesures ont pu être obtenues ?

Plus spécifiquement, dans le cadre de ce travail, des actions sont proposées pour combler les lacunes en termes de données afin de pouvoir répondre aux questions posées ci-dessus et d'aboutir à une méthodologie de modélisation adaptée au contexte d'une rivière haïtienne de taille moyenne pouvant subir des crues soudaines. Ces actions, visant essentiellement à compléter les données et notre connaissance du terrain, sont décrites à travers les 4 étapes résumées dans le Tableau I-1. *Ce que nous souhaitons*, qui représente les données que nous souhaitons à l'origine du travail pour permettre une modélisation de qualité de l'écoulement dans la rivière. *Ce que nous avons*, qui représente les données disponibles à l'origine de ce travail. *Les challenges*, qui symbolisent les difficultés, souvent liées au contexte haïtien, qui s'opposent à ce que nous souhaitons. *Comment y arriver*, qui reprend les méthodes et moyens que nous allons chercher à mettre en place pour répondre aux challenges proposés et obtenir ce que nous voulons. Le Tableau I-1 reprend de manière synthétique ces différentes étapes pour les thématiques de la bathymétrie et de la topographie, des conditions aux frontières, des caractéristiques du sol et de l'historique des inondations de la rivière.

Ce que nous souhaitons	Ce que nous avons	Les challenges	Comment y arriver ?
<i>Bathymétrie et topographie</i>			
Sections régulières du lit mineur	Aucune section transversale	Difficulté d'accès	Relevés de terrain
MNT 1 m x 1 m du lit majeur	MNT STRM 30 m x 30 m	Peu de moyens	Survol par drone
<i>Conditions aux frontières</i>			
Débit à l'amont	Un déversoir à Dory	Etat détérioré du déversoir	Combiner les approches
Niveau d'eau aval	Aucune donnée	Vulnérabilité des instruments	Installer une sonde
<i>Caractéristiques du terrain</i>			
Rugosité du lit mineur	Aucune donnée	Pas de mesures pour calibration	Etudier la couverture du sol
Couverture du lit majeur	Google Earth	Plaines d'inondation exploitées	Photographies aériennes
<i>Historique de la rivière</i>			
Niveau d'eau record	Souvenirs de populations	Fréquence des événements	Travailler avec les populations
Laisses de crues	Peu de marques fiables	Pas d'événements récents	Préparation à un futur événement

Tableau I-1. Tableau résumant les objectifs de ce travail

Ce travail est présenté ici suivant quatre chapitres. Nous avons essayé de regrouper les différentes actions menées durant la thèse autour des questions que nous avons défini plus haut.

Chapitre 1 : Bathymétrie et rugosité de la rivière

Nous avons vu que la préoccupation première est sans doute d'obtenir des données topographiques du lit de la rivière. Dans ce chapitre, nous travaillerons sur la ansibathymétrie du lit mineur. Après avoir détaillé le repère dans lequel le reste du travail sera décrit, nous nous attacherons à établir une série de 37 sections transversales, similairement aux méthodologies développées notamment par [Domeneghetti et al., 2014 ; Sanyal et al., 2014]. Ces sections nous serviront à définir un premier modèle bathymétrique du lit mineur de la rivière. Nous avons vu que l'évaluation de la rugosité se fait souvent par calibration du modèle numérique sur base de mesure de profondeurs d'eau existantes. Cependant, cette solution suppose que des données sur l'écoulement puisse être disponibles et fiables, et malgré tout, cette méthodologie reste un source d'incertitude importante [Domeneghetti et al., 2014]. Les paramètres de rugosité sont dès lors souvent utilisés comme variable d'ajustement des résultats de simulation au risque de perdre leur sens physique. Dans un objectif de simulation prospective, nous allons nous interroger sur la possibilité de proposer une estimation de la rugosité qui ne soit dépendante que de mesures réalisées sur le terrain. A partir de méthodes d'échantillonnage classiques [Wolman, 1954 ; Leopold, 1970 ; Kellerhals and Bray, 1971 ; Bevenger and King, 1995], nous proposerons une estimation de la valeur de la rugosité du fond en nous inspirant des développements de [Ferguson, 2007].

A la fin de ce chapitre, nous disposerons tout d'abord d'un ensemble de 37 sections transversales qui nous permettra d'envisager la définition du lit mineur de la rivière. Ensuite, nous proposons une évaluation de la rugosité, évoluant avec les conditions d'écoulement et basée exclusivement sur des mesures réalisées dans le lit de la rivière.



Figure I-12. Vue du lit mineur de la rivière Cavaillon

Chapitre 2 : Topographie du lit majeur par photogrammétrie

A l'origine de ce travail, nous disposions d'un modèle numérique de terrain, issu des données STRM. Néanmoins, étant donné l'échelle du bassin versant, la résolution proposée par ces données (30 m x 30 m) est insuffisante. [Sanyal et al., 2014] définissent une grille de 8 m pour son modèle numérique de terrain uniquement à partir de données de télédétection pour un tronçon d'une quinzaine de kilomètres. [Domeneghetti et al., 2014] parlent d'une résolution de 2 m pour l'étude de quelques kilomètres de la rivière Soliette. [Nicholas and Mitchell, 2002] disposent d'un modèle numérique de terrain de 1 m x 1 m pour étudier une zone de 500 m par 800 m. [Bozza et al., 2016] affinent leur topographique jusqu'à obtenir un MNT de résolution de 1 m x 1 m et s'intéresse à un tronçon de rivière de 15 km. Si nous nous référons aux données disponibles en Belgique, celles-ci ont une résolution également de 1 m x 1 m. C'est donc cet objectif que nous allons chercher à obtenir.

Après avoir travaillé à la définition du lit mineur dans le chapitre 1, nous chercherons ici à définir la topographie des plaines d'inondations de la rivière. Nous montrerons comment la combinaison de l'utilisation d'un drone et de la photogrammétrie nous a permis de remplir nos objectifs. Les derniers développements de la photogrammétrie, appelés *structure from motion*, popularisés par [Snavely et al., 2007], basés sur un algorithme développé par

[Lowe, 2004] permettent de nouvelles applications, particulièrement dans les domaines liés aux géosciences, comme l'étude des rivières [Bemis et al., 2014 ; Clapuyt, 2015 ; Dietrich, 2015 ; Westoby et al., 2012]. Néanmoins, l'utilisation de cette technique n'est pas sans poser des questions. Combien de points de repère au sol sont nécessaires pour garantir une précision suffisante ? De quelle manière les disposer sur la zone étudiée ? Comment traiter les différences entre les différentes mesures lorsque nous agrégeons l'ensemble des survols réalisés ? Comment garantir que nous survolons l'entièreté de la zone potentiellement inondable ?



Figure I-13. Démonstration de l'utilisation du drone

Chapitre 3 : Etude du déversoir de Dory

Ce chapitre traite de la condition amont du modèle. Plusieurs auteurs utilisent un modèle hydrologique pour définir le débit qui s'écoule dans la rivière [Brandimarte et al., 2008 ; Bozza et al., 2016 ; Komi et al., 2017]. Dans notre cas, à l'instar de [Logah et al., 2017], nous bénéficions d'un ouvrage d'art permettant le contrôle du débit. De plus, une mesure du niveau en continu est disponible juste à l'amont de ce déversoir. Cette situation représente une opportunité de définir le débit entrant dans le tronçon de rivière étudié. Cependant le déversoir est dans un état très détérioré, avec une crête en forme de banane et les débits pour lesquels il a été dimensionné ne sont pas connus. De plus, à partir d'un certain débit, les techniques disponibles localement, qui nécessitent de pouvoir « entrer » dans la rivière, ne permettent plus de mesurer l'écoulement. Afin de pouvoir utiliser cet ouvrage comme condition amont de

notre modèle, nous devons donc en améliorer notre connaissance. Notamment, comment intégrer la détérioration de la crête dans une relation hauteur-débit ? Peut-on se contenter de simplifier le problème et d'utiliser des approches théoriques pour évaluer le débit sur le déversoir ? Quelle stratégie adopter pour s'assurer d'une certaine fiabilité de la relation proposée ?

Nous verrons comment nous avons exploité ce déversoir à travers 4 approches différentes : une approche théorique, une approche par simulation 2D, une approche par simulation 3D et une approche de terrain. Chacune de ces approches permet de résoudre une partie du problème, l'objectif étant de définir une relation entre le débit s'écoulant sur ce déversoir et la hauteur d'eau que nous mesurons à l'amont. Pour résoudre ce problème, nous nous sommes appuyés sur des simulations 2D et 3D, réalisées à l'aide du logiciel libre OpenFoam. Plus spécifiquement, nous avons utilisé le solveur interFoam qui est basé sur la méthode du volume de fluide (*Volume of Fluid - VOF*) introduite par [Hirt and Nichols, 1981]. Le résultat de ce chapitre est une proposition de courbe liant le débit sur le déversoir au niveau de la nappe d'eau située à l'amont.



Figure I-14. Déversoir de Dory

Chapitre 4 : Passage de Matthew sur le Cavaillon

Ce dernier chapitre détaille l'ensemble des données et observations que nous avons réunies concernant le passage de l'ouragan Matthew sur la zone d'étude. En octobre 2016, la rivière Cavaillon s'est retrouvée dans la trajectoire d'un ouragan de catégorie 4 sur l'échelle de Saffir-Simpson. Nous détaillerons le phénomène Matthew et ses impacts sur la zone d'étude, notamment l'étendue de l'inondation consécutive à l'ouragan, les dégâts causés au déversoir de Dory et les changements morphologiques que la rivière a subis. Ensuite, sur

base des travaux des chapitres antérieurs, nous proposerons un ensemble cohérent de données (topographie, rugosité, conditions aux frontières) [Karim et al., 2011 ; Hicks and Peacock, 2005] pour permettre des simulations d'écoulements sur la zone d'étude, et notamment pour essayer de reproduire l'évènement Matthew. Nous terminerons ce chapitre par des simulations 2D de l'écoulement dans la rivière Cavaillon pour deux évènements dont Matthew, pour lesquels nous avons pu réunir des données.



Figure I-15. Illustration de l'Ouragan Matthew
(Publié le 05/10/2016 sur LePoint.fr)

Chapitre 1. Bathymétrie et rugosité de la rivière

1.1 Introduction

Dans ce premier chapitre, nous allons nous intéresser à un travail qui nous a permis de prendre contact avec la rivière. Les résultats exposés ci-après sont issus des premières mesures que nous avons faites. Par moment, avec le recul, le travail détaillé ci-dessous peut paraître simple. Mais il nous semble qu'il était nécessaire de passer par cette étape avant d'entreprendre d'autres études des caractéristiques de la rivière Cavaillon.

Nous profiterons tout d'abord de ce premier chapitre pour introduire le repère géographique qui nous permettra de comparer toutes les données que nous allons exposer durant ce travail.

Ensuite, nous détaillerons la manière dont nous avons relevé 37 sections transversales de la rivière. Plusieurs auteurs illustrent la manière dont de tels relevés, améliorant la qualité des données bathymétriques, augmentent la crédibilité des résultats de modèles hydrauliques [Domeneghetti et al., 2014 ; Sanyal et al., 2014]. Cette partie du travail permet donc de réaliser une première description de la bathymétrie du lit mineur. Nous profiterons également de cette information pour discuter la pente de la rivière.

Enfin la dernière partie de ce chapitre traite de l'analyse de la rugosité de fond de la rivière. Nous avons vu dans l'introduction générale l'importance de ce paramètre [Karim et al., 2011 ; Hicks and Peacock, 2005]. Notre objectif est de pouvoir proposer une évaluation de cette rugosité uniquement à partir de mesures réalisées dans la rivière, étant donné l'impossibilité d'envisager la calibration de ce paramètre à l'aide de mesures suffisamment nombreuses.

Ils existent plusieurs méthodes pour réaliser un échantillonnage de sédiments dans le lit d'une rivière. Celles-ci peuvent être distinguées en deux grandes catégories : (1) les méthodes *pebble count* issues de la proposition de

[Wolman, 1954] dont [Bunte et al., 2009] recensent plus de 30 procédures dérivées (2) les méthodes *automatiques* basées sur une approche photographique [Butler et al., 2001 ; Sime and Ferguson, 2001 ; Storm et al., 2010]. Les méthodes *pebble count* ont l'avantage d'être simples et de ne nécessiter que du matériel très basique (une corde, un mètre-ruban et un cahier). Néanmoins, ces méthodes nécessitent beaucoup de temps sur le terrain pour proposer un résultat fiable. [Strom et al., 2010] estiment la durée à 0,5~2h/homme par site à mesurer. Les méthodes automatiques offrent l'avantage de réduire considérablement le temps sur le terrain en travaillant à partir de photographie. Néanmoins, elles ont le grand désavantage de ne pas pouvoir être utilisées en présence d'eau dans la rivière [Cislaghi et al., 2016]. De ce fait, dans le cas de la rivière Cavaillon, nous avons décidé de travailler avec les méthodes traditionnelles d'échantillonnage manuel.

Nous développerons dans ce chapitre la méthodologie mise en œuvre pour estimer la rugosité du fond de la rivière uniquement à partir de mesures de terrain. Nous présenterons d'abord l'échantillonnage des sédiments du lit qui a été menée. Et ensuite l'exploitation de ces données pour définir la rugosité du fond. On proposera ici une approche mixte qui intègre à la fois les dimensions des granulates mais aussi le régime hydraulique de la rivière.

1.2 Définition d'un repère commun

Comme nous l'avons introduit, le premier élément à définir est le choix d'un système de coordonnées de référence (SCR) que nous utiliserons pour la présentation de toutes les données discutées au cours de ce travail. Le système d'information géographique (SIG) utilisé pour ce projet est le logiciel QGIS, logiciel libre développé au sein de la *Fondation Open Source Geospatial*. Ce SIG permet la représentation de données cartographiques ou géoréférencées selon plusieurs SCR. Celui que nous utilisons pour les représentations présentes dans ce document est le *WGS84 / UTM zone 18N* (EPSG :32618⁶). *WGS84* ou *World Geodesic System 1984* est la révision de 1984 du système géodésique mondial le plus couramment utilisé, notamment par le système GPS. Dans un système géodésique, la position d'un point est définie par ses coordonnées géographiques exprimées en valeurs angulaires par la latitude et

⁶ <http://www.epsg-registry.org/>

la longitude. UTM zone 18N est l'expression de la projection cartographique utilisé par le SCR. Celle-ci permet une représentation conforme (conservation des angles) de la surface de la Terre sur une carte plane. La projection cartographique UTM (Universal Transverse Mercator) est une projection cylindrique transversale (Figure 1-1(a)) où l'axe du cylindre croise perpendiculairement l'axe des pôles. Dans cette projection, la surface de la Terre est découpée en 60 fuseaux de 6 degrés (Figure 1-1(b)) en séparant les hémisphères nord et sud. Le fuseau 18 a pour limites les méridiens -78° ouest et -72° ouest. Les effets de distorsion de la représentation plane d'un fuseau, principalement ressentis proche des pôles, sont limités par sa taille restreinte. La projection UTM a l'avantage d'être un système de référence *rectangulaire* et mesuré en kilomètres, ce qui permet une représentation directe plus simple des coordonnées. La Figure 1-1(c) illustre le fuseau 18N qui inclue le sud-est d'Haïti et la région du Cavaillon.

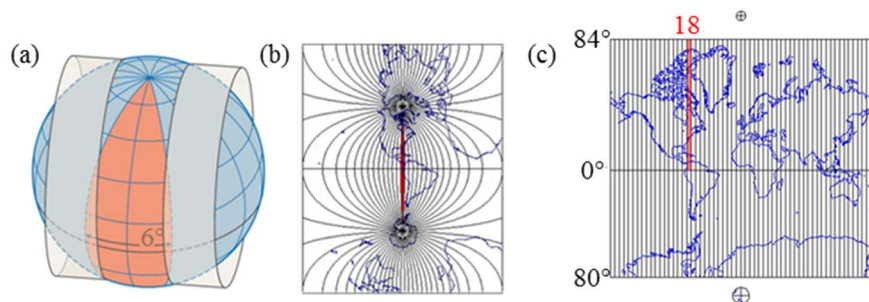


Figure 1-1. (a) Fuseau de 6° et cylindre transverse (b) Projection selon le fuseau 18 (c) découpe d'un planisphère en fuseaux et illustration du 18N

1.3 Définition d'un modèle bathymétrique

Comme nous en avons discuté dans l'introduction, un des premiers éléments nécessaires pour comprendre et caractériser l'écoulement qui s'opère dans la rivière est la topographie, et plus particulièrement la bathymétrie du fond de la rivière. Cette section s'attache à détailler les étapes qui ont mené à la définition d'un modèle bathymétrique du tronçon de rivière de 8 km que nous souhaitons appréhender. Ce modèle bathymétrique est composé d'une succession de sections transversales à l'écoulement. La construction du modèle

consiste à relever un nombre suffisant de sections pour permettre de caractériser l'évolution du lit mineur.

1.3.1 Méthodologie

Une technologie GNSS

Un système de positionnement par satellites (GNSS pour *Global Navigation Satellite System*) est un dispositif permettant d'obtenir une localisation précise à partir d'un récepteur, n'importe où sur la Terre, grâce à une constellation de satellites dédiés. Il existe différents systèmes dont le plus connu est sans doute le signal GPS (Global Positioning System). Développé par l'armée américaine à partir de 1978 il est ouvert aux applications civiles depuis 1995. Les systèmes GLONASS, COMPASS ou GALLILEO sont les versions russe, chinoise et européenne du même dispositif. Les versions actuelles de récepteur GNSS permettent de combiner ces différents systèmes pour accroître la qualité des mesures de position effectuées. Néanmoins, le signal brut obtenu via un GNSS ou une combinaison de plusieurs d'entre-eux reste entaché d'erreurs (erreurs des satellites – horloge et orbite – et retards atmosphériques) [CETMEF/DPMVN/DOPM, 2008]. Afin d'améliorer la donnée de positionnement, il est possible d'introduire une base de réception dont la position est connue en vue d'appliquer une correction différentielle à un récepteur mobile pouvant être utilisé sur le terrain. La technologie RTK (*Real Time Kinematic* ou Cinématique en Temps Réel) utilise ce principe pour permettre des relevés de terrain d'une précision inférieure à quelques centimètres.

Pour le levé topographique des profils en travers, un récepteur Trimble R6 GNSS (voir Figure 1-2) en mode RTK a été utilisé. Ce système de relevé topographique est donc constitué d'un récepteur fixe (appelé la *base*) composée d'un récepteur GGNSS (récepteur de base), d'un appareil radio (Trimble TDL 450H) et d'une antenne. Un récepteur mobile (le *mobile*) vient compléter le dispositif, composé d'un appareil radio intégré au récepteur et d'un contrôleur Trimble TSC3 pour le contrôle des différentes opérations. En fonction de la constellation satellite au moment de la mesure, la base évalue la correction à apporter au signal GNSS par rapport aux coordonnées préalablement connues de son positionnement. Elle en calcule les paramètres de correction qu'elle transmet au récepteur mobile. Celui-ci peut donc corriger

sa position et adapter le signal reçu pour établir le positionnement des points d'intérêt. La précision obtenue par le Trimble R6 GNSS en mode RTK est théoriquement inférieure à 1 cm en horizontal et inférieure à 2 cm en vertical. [Gandolfi, 2009] montre que cette précision s'observe effectivement après un certain temps d'observation sur le terrain (~5h). Le principe de fonctionnement du dispositif est illustré à la Figure 1-2. Ce dispositif est utilisé pour toutes les campagnes de terrain qui ont jalonné ce travail. Les prochaines références, dans les chapitres suivants, au dispositif GNSS utilisé se rapporteront toujours à celui exposé ci-dessus.

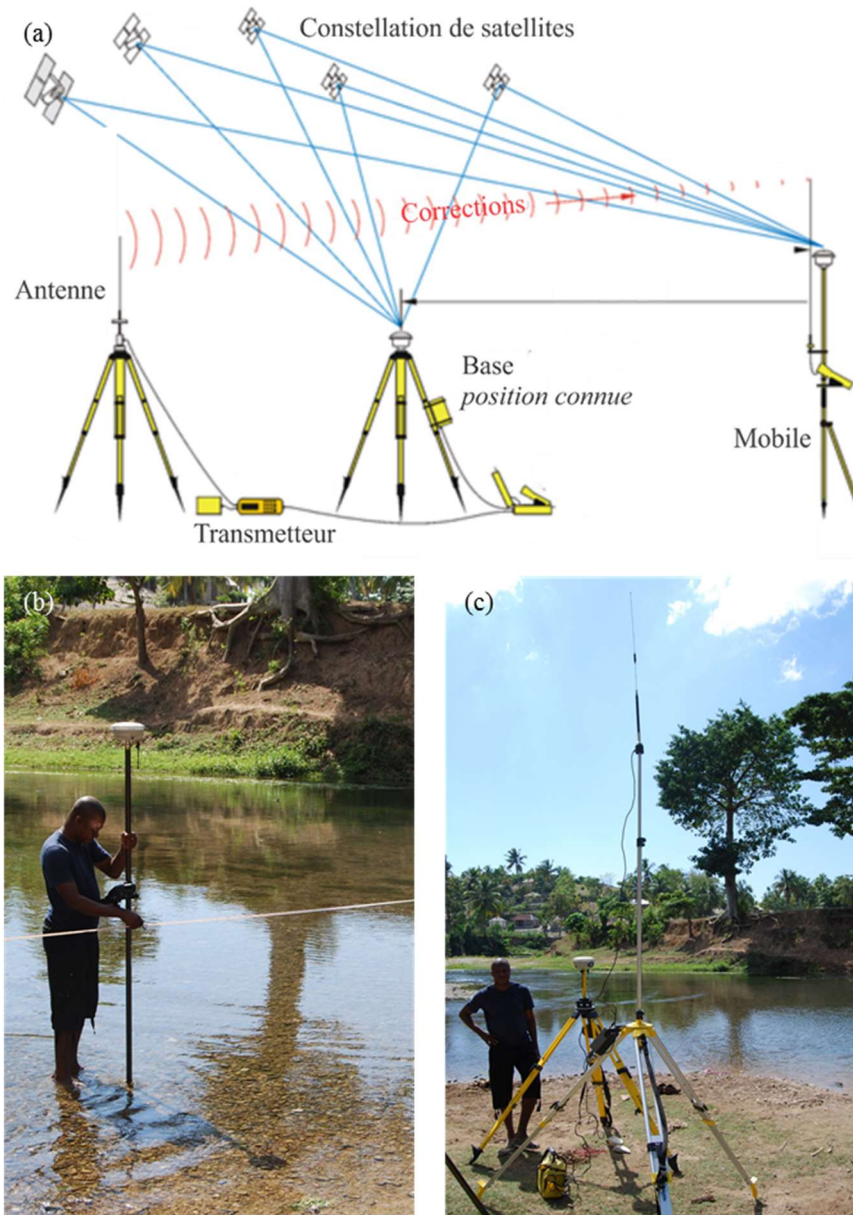


Figure 1-2. (a) Schéma du principe d'un récepteur GNSS en mode RTK (b) Illustrations du mobile (c) et de la station totale

La définition et le relevé d'une section

Pour définir un profil de section, la séquence des opérations suivantes est répétée :

- Définir la zone dans laquelle la section va être relevée
- Estimer le positionnement des berges, limites visibles entre le lit mineur et les plaines inondables
- Tendre un linéaire gradué (décamètre, corde marquée) en travers de la section, le plus perpendiculairement possible à l'écoulement
- Relever un point par mètre le long du linéaire à l'aide du récepteur GNSS

Le résultat final est un ensemble de points définis par leurs coordonnées géographiques. La Figure 1-3 illustre le principe d'un relevé. Afin de faciliter l'identification des sections, celles-ci seront nommées par leur distance depuis l'origine du tronçon étudié, soit le déversoir de Dory. Une section située à 1661 m à l'aval de Dory sera nommée PK1.661 pour « Point Kilométrique 1,661 ».

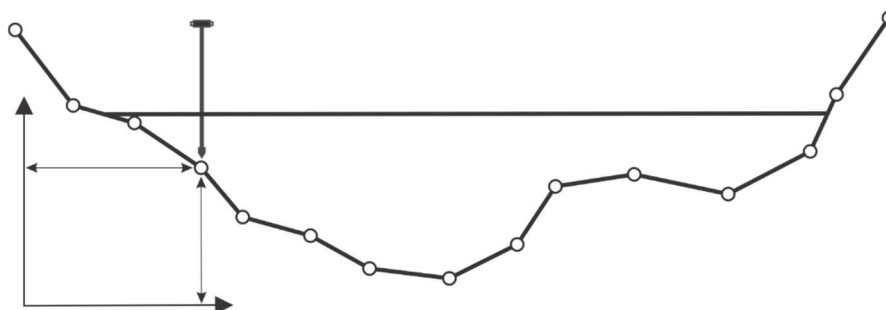


Figure 1-3. Schéma du principe du relevé transversal de section

La première étape consiste donc à définir la zone dans laquelle réaliser un relevé de section transversale. On pense d'abord à quelques recommandations évidentes sur la localisation des sections qui doivent être (1) situées aux frontières du tronçon étudié à l'amont et à l'aval (2) de part et d'autre d'une éventuelle frontière interne (barrage) ou modification brusque de la rivière (rétrécissement, élargissement, affluent, barrage) (3) en toute section accueillant une mesure hydraulique (niveau, vitesse, débit) (4) en tout autre point d'intérêt. En dehors de ces quelques recommandations évidentes,

[Samuels, 1990], [Samuels, 1989] suggère une distance entre deux sections successives, Δx , qui soit telle que :

$$\Delta x \cong AB \quad \text{Eq 1-1}$$

$$\Delta x < 0,2 \frac{Z_{thal}}{S_0} \quad \text{Eq 1-2}$$

Avec B , la largeur du lit mineur (m)
 A , une constante entre [10, 20]
 Z_{thal} , la profondeur d'eau d'une section (m)
 S_0 , la pente de fond (-)

L'Eq 1-1 renvoie au principe intuitif qui est que plus la rivière est large, plus les sections peuvent être distantes. L'intervalle de la constante A est proposé par l'auteur sur base de ses observations sur des rivières anglaises. [Samuel, 1989] estime que l'Eq 1-2 définit une distance maximum au-delà de laquelle une perturbation de l'écoulement à hauteur d'une section ne serait plus visible à la section suivante étudiée. Au-delà des ces notions théoriques d'une distance à définir entre deux sections, ce sont surtout des contraintes plus pratiques qui ont guidé notre manière de travailler. Le temps imparti au travail de terrain était limité et imposait une vitesse de progression minimale dans la rivière. De plus, il est compliqué d'estimer a priori les valeurs de profondeur et de largeur d'une section ainsi que sa pente locale. Nous utiliserons donc dans ce travail, les Eq 1-1 et Eq 1-2 comme des critères d'évaluation quant au choix de l'emplacement des sections (voir Tableau 1-1). Une distance de base de 200 m entre deux sections consécutives a été choisie. Celle-ci variant en fonction des conditions de terrain, notamment d'éventuelles modifications brusques du lit mineur.

Une fois la zone du relevé établie, il est nécessaire de définir les limites du relevé souhaité. Dans le cas de notre étude, nous avons relevé les sections traversant le lit mineur. Les berges étaient identifiées visuellement. Le travail de terrain a été mené en février 2015, à une période de très basses eaux, ce qui nous a permis de pouvoir évoluer dans le lit mineur à pied. Ceci ayant pour inconvénient que l'écoulement était concentré dans une faible portion du lit mineur. Il était donc nécessaire d'utiliser d'autres éléments que la largeur de l'écoulement pour définir les limites des berges et la largeur du lit mineur. Les critères utilisés étaient :

- Absence ou différence marquée de la végétation
- Talus marqué
- Absence ou différence marquée des sédiments charriés au sol

Si certaines délimitations de sections sont claires, d'autres peuvent être plus délicates à définir. La section PK0.285 illustre le contraste qu'il peut y avoir entre deux berges d'une même section (voir Figure 1-4).



Figure 1-4. Illustration de la définition des limites (pointillés jaunes) de berges

La rive droite propose une berge avec un talus marqué, une différence de niveau entre le lit mineur et la berge ainsi qu'une couverture du sol présentant des sédiments charriés sur le lit. La délimitation de la berge du lit mineur peut clairement être identifiée. Sur la rive gauche, cette définition est plus délicate. Le terrain s'élève en pente très faible en s'éloignant de la rivière. On observe une végétation basse sur un champ de sédiments grossiers. Plus loin, on observe une modification de la couverture du sol, les galets laissent place à un sol plus fin ainsi qu'à quelques arbres. La limite du lit mineur peut donc être placée dans cet espace de transition entre un sol ressemblant au fond de la rivière et un terrain vert. Chaque section faisait donc l'objet d'une inspection visuelle similaire permettant de définir les berges des sections relevées. Suite au travail permettant l'obtention de la topographie des plaines d'inondation

(voir chapitre 2), cette définition des limites du lit mineur peut être corroborée à l'aide de vues aériennes et de coupes transversales (voir Figure 1-7).

Une fois les limites de berges définies, la section à relever est matérialisée par une corde graduée ou un décamètre (Figure 1-5). Ce repère est positionné le plus perpendiculairement possible à l'écoulement. La graduation permet de situer approximativement les points relevés avec le récepteur GNSS et d'effectuer un enregistrement régulier (tous les mètres) des points de la section. En outre, cela donne une idée directe sur le terrain de la largeur du lit mineur.



Figure 1-5. Positionnement du décamètre

La dernière étape du relevé de terrain de la section est l'enregistrement des coordonnées des points de celle-ci. Le récepteur GNSS est déplacé le long du repère matérialisant la section pour prendre un point par mètre (illustration à la Figure 1-2(b)). L'ensemble des données issues d'un relevé peut être résumé par la Figure 1-7 (a) la vue aérienne des points du relevé sur la rivière (b) le schéma de la section avec l'altitude des points en fonction de leur distance par rapport au point situé sur la berge droite (c) un ensemble de données tirées du relevé et définies comme suit (Figure 1-6) :

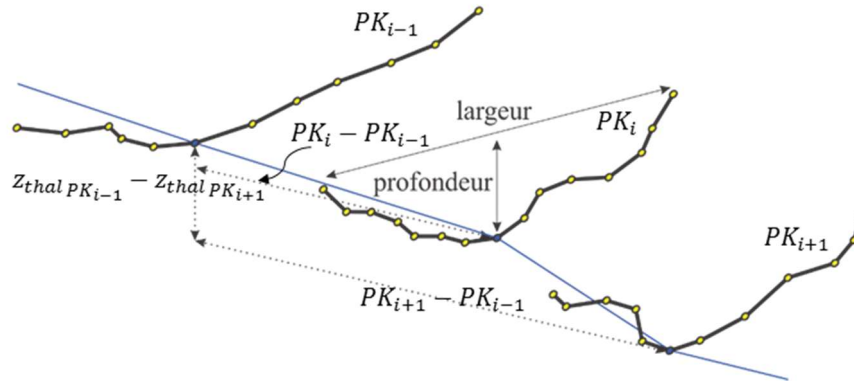


Figure 1-6. Schéma de la définition de l'information sur la section PK_i

Nom de la section. Il s'agit du point kilométrique de la section à partir du déversoir de Dory.

Nombre de points relevés. Nombre de points identifiées le long de la section avec le récepteur GNSS.

Distance. Distance séparant le point kilométrique de la section précédente et de la section étudiée tel que :

$$\text{Distance} = PK_i - PK_{i-1} \quad \text{Eq 1-3}$$

Pente locale. Pente de fond de la section définie à partir de valeurs issues des sections en amont et en aval telle que :

$$S_{0PK_i} = \frac{Z_{thal PK_{i-1}} - Z_{thal PK_{i+1}}}{PK_{i+1} - PK_{i-1}} \quad \text{Eq 1-4}$$

La définition des pentes locales de la première ($PK_{0.285}$) et de la dernière section ($PK_{7.936}$) sont respectivement définies comme suit :

$$S_{0PK_1} = \frac{Z_{thal PK_1} - Z_{thal PK_2}}{PK_2 - PK_1} \quad \text{Eq 1-5}$$

$$S_{0PK_{37}} = \frac{Z_{thal PK_{36}} - Z_{thal PK_{37}}}{PK_{37} - PK_{36}} \quad \text{Eq 1-6}$$

Largeur. Distance séparant le point situé sur la berge gauche et celui situé sur la berge droite.

Profondeur maximum. Distance séparant le point le plus bas de la section (Thalweg) et le point le plus haut du relevé. Cette profondeur donne une indication de l'encaissement de la section.

On peut également rajouter les informations sur le thalweg qu'on retrouve dans le Tableau 1-2.

Niveau et coordonnées du thalweg. Coordonnées UTM et altitude du point le plus bas du relevé. Ce point est associé au thalweg de la section, même s'il n'en propose qu'une approximation. Cependant, l'échantillonnage serré permet d'être très proche de la vraie situation du thalweg.

L'ensemble de l'information du relevé d'une section est illustré par la Figure 1-7.

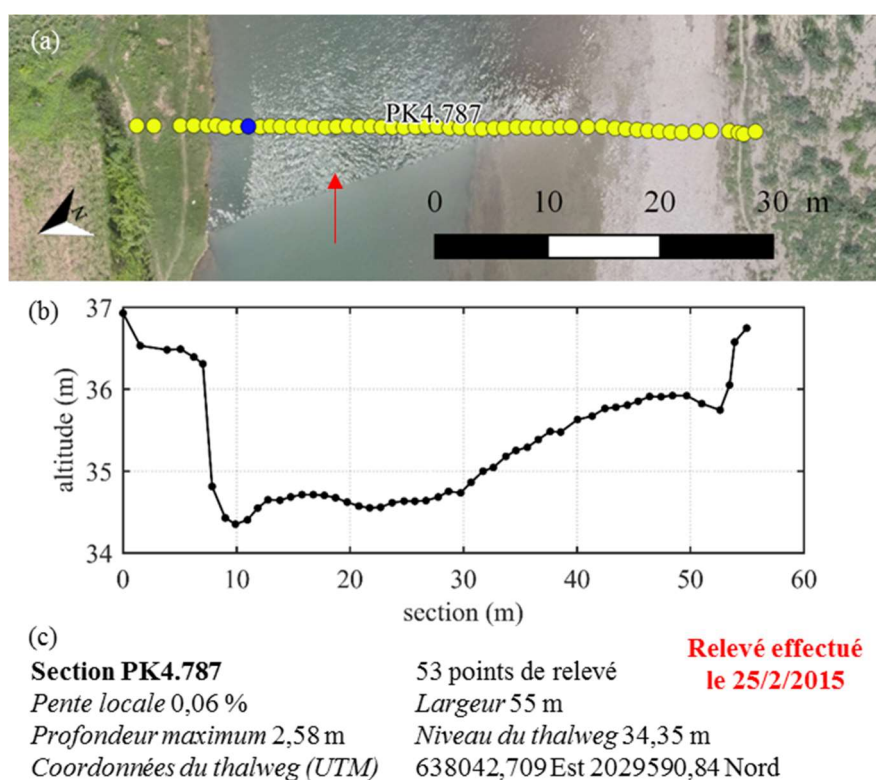


Figure 1-7. Résumé de l'information du relevé de la section PK4.787

1.3.2 Un ensemble de 37 sections

Cette méthodologie a été appliquée pour 37 sections, durant le mois de février 2015, le long des 8 km de tronçon de rivière étudié. La Figure 1-8 illustre le positionnement de ces sections. Les points jaunes, presque confondus en lignes, représentent les différents points mesurés de la section. Le point bleu permet d'identifier le point du thalweg de la section.

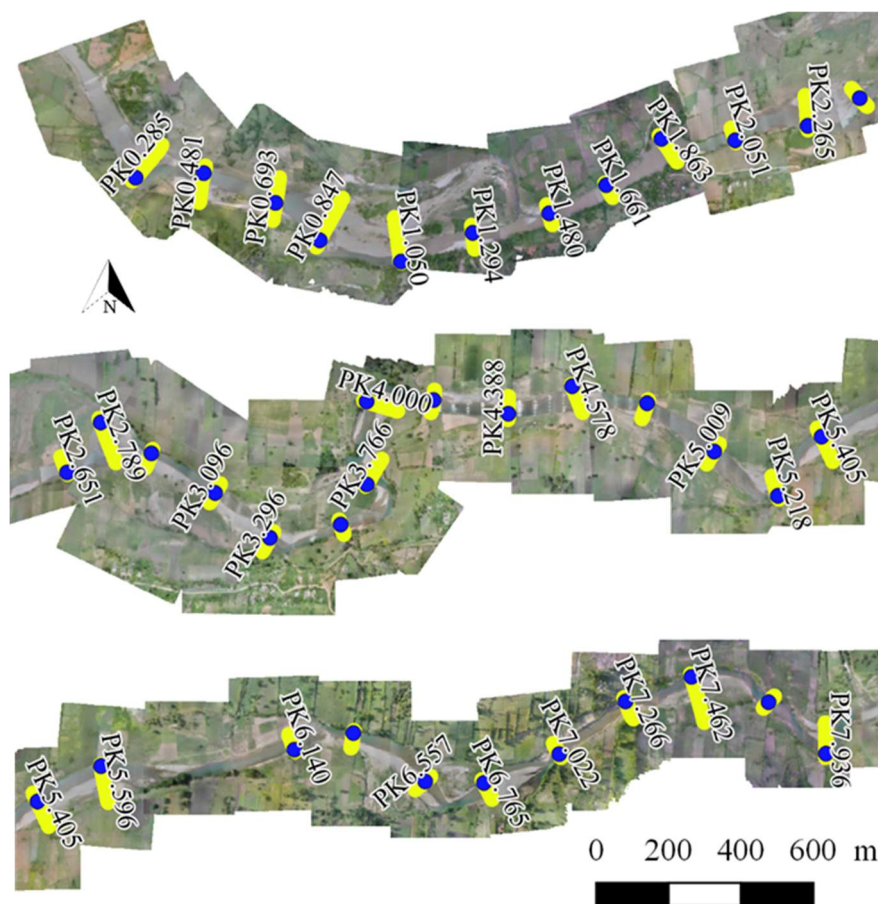


Figure 1-8. Localisation des sections le long du tronçon. Division du tronçon en 3 parties de droite à gauche et de haut en bas.

Le Tableau 1-1 résume l'information des 37 sections ainsi que l'évaluation des deux critères proposés par [Samuels, 1989], [Samuels, 1990]. On remarque (en gras noir) que la distance séparant PK6.140 de la section qui la précède, est anormalement grande.

Section	Points	Distance	Pente	Largeur	Prof.	Crit.1	Crit.2
<i>P. Km.</i>	#	m	%	m	m	A	Δx
PK0.285	101	285	-0,12	128,5	4,93	2	788
PK0.481	87	196	-0,06	102,7	3,47	2	1221
PK0.693	120	212	0,21	119,3	2,41	2	229
PK0.847	153	154	0,71	152,9	2,23	1	63
PK1.050	128	203	0,42	126,1	3,12	2	148
PK1.294	59	244	0,22	66,1	2,30	4	209
PK1.480	58	186	0,20	57,1	3,14	3	308
PK1.661	46	181	0,21	44,9	2,21	4	212
PK1.863	88	202	0,67	88,2	4,23	2	126
PK2.051	42	188	0,33	42,0	5,31	4	322
PK2.265	95	214	0,02	95,9	3,72	2	3736
PK2.433	68	168	0,15	66,1	4,32	3	568
PK2.651	57	218	0,09	51,8	2,09	4	460
PK2.789	136	138	0,58	131,2	2,03	1	70
PK2.890	56	101	0,27	54,8	2,94	2	217
PK3.096	61	206	0,11	60,2	2,72	3	513
PK3.296	63	200	0,32	63,6	3,35	3	210
PK3.511	44	215	0,27	41,9	4,07	5	304
PK3.766	88	255	0,25	87,1	2,92	3	232
PK4.000	100	234	0,16	98,4	3,15	2	387
PK4.179	61	179	0,08	63,1	4,15	3	985
PK4.388	65	209	0,13	64,0	2,99	3	479
PK4.578	82	190	0,27	83,3	2,82	2	205
PK4.787	53	209	0,06	55,0	2,58	4	805
PK5.009	67	222	0,34	65,5	2,01	3	117
PK5.218	68	209	0,41	66,0	3,31	3	163
PK5.405	94	187	-0,02	101,8	5,17	2	5749
PK5.596	85	191	0,14	106,5	4,13	2	575
PK6.140	53	544	0,34	50,5	3,13	11	185
PK6.323	48	183	0,23	48,6	4,64	4	409
PK6.557	62	234	-0,09	56,9	2,80	4	645
PK6.765	65	208	0,36	60,8	2,52	3	142
PK7.022	46	257	0,26	44,2	2,85	6	218
PK7.266	66	244	0,07	64,2	4,91	4	1316
PK7.462	97	196	0,32	138,7	5,44	1	340
PK7.717	47	255	0,18	44,2	6,99	6	765
PK7.936	103	219	-0,01	95,7	3,21	2	11114

Tableau 1-1. Tableau résumé des 37 sections relevées sur la rivière

Au regard du critère 1 défini par l'Eq 1-1, l'entièreté des sections respectent l'intervalle proposé par [Samuels, 1989]. On note toutefois un k très élevé pour la section PK6.140, comme attendu. Par contre, le second critère, défini par Eq 1-2, montre qu'une dizaine de sections semblent avoir un espacement

avec la précédente trop important. Notons que ces sections présentent les pentes locales les plus importantes, ce qui semble logique au vu de la définition du second critère.

Comme expliqué plus haut, ces critères nous permettent de qualifier une forme de qualité des sections choisies. On restera donc attentif dans l'utilisation des sections pour d'éventuelles travaux ultérieurs. Notons que pour la distance anormalement longue séparant PK5.596 et PK6.140, il s'agit d'une mauvaise évaluation de cette distance lors du travail de terrain.

1.3.3 Pente de la rivière

Le relevé des sections permet également de situer un ensemble de points du thalweg, correspondant à la ligne rejoignant l'ensemble des points bas du lit mineur (voir Figure 1-9).

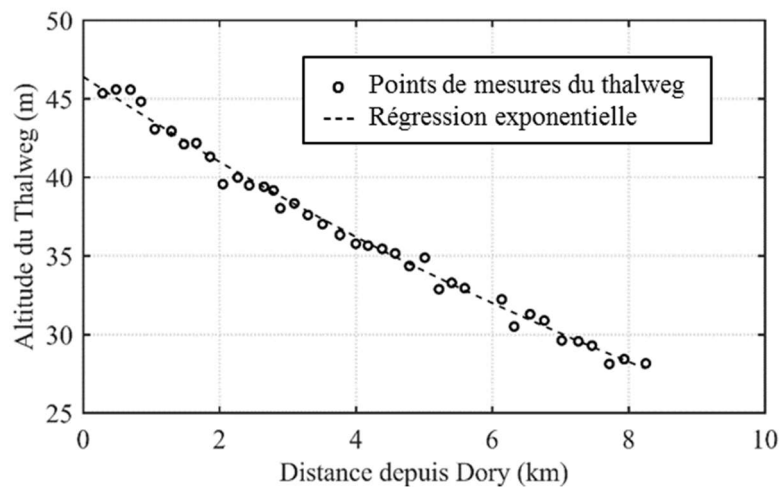


Figure 1-9. Points du thalweg des 8 premiers kilomètres de la rivière

On ajoute au graphe une régression exponentielle représentant le profil en long classique d'une rivière de type exponentiel décroissant. La pente moyenne de la rivière sur les 8 kilomètres de tronçon est de 0,23%. Néanmoins, notons que la diminution de la pente au fur et à mesure de l'augmentation de la distance depuis Dory est de 30%, passant de 0,28% de moyenne sur la première moitié du tronçon pour atteindre 0,19% sur la seconde moitié des 8 kilomètres.

Nom Point km	Altitude m	Thalweg		Pente lissée %
		UTM (Est) m	UTM (Nord) m	
PK0.285	45,34	634224,115	2029106,74	0,281
PK0.481	45,59	634412,8	2029119,39	0,279
PK0.693	45,57	634611,148	2029037,03	0,276
PK0.847	44,82	634733,701	2028933,69	0,273
PK1.050	43,05	634958,521	2028874,83	0,269
PK1.294	42,93	635156,626	2028954,15	0,266
PK1.480	42,11	635368,347	2029008,23	0,263
PK1.661	42,18	635526,034	2029086,23	0,259
PK1.863	41,31	635678,983	2029213,98	0,256
PK2.051	39,56	635882,828	2029209,82	0,253
PK2.265	39,98	636083,583	2029250,03	0,250
PK2.433	39,49	636227,627	2029326,49	0,247
PK2.651	39,4	636437,993	2029399,57	0,245
PK2.789	39,16	636531,052	2029537,6	0,242
PK2.890	38,02	636671,146	2029452,26	0,240
PK3.096	38,33	636847,571	2029342,71	0,238
PK3.296	37,59	636999,317	2029218,83	0,234
PK3.511	37	637195,039	2029255,59	0,231
PK3.766	36,33	637267,339	2029366,35	0,228
PK4.000	35,77	637266,815	2029595,52	0,225
PK4.179	35,66	637451,997	2029599,5	0,222
PK4.388	35,45	637658,684	2029561,83	0,219
PK4.578	35,16	637835,656	2029637,97	0,216
PK4.787	34,35	638042,709	2029590,84	0,214
PK5.009	34,88	638228,449	2029457,28	0,211
PK5.218	32,87	638404,651	2029335,02	0,208
PK5.405	33,27	638525,334	2029498,38	0,206
PK5.596	32,94	638700,939	2029596,54	0,201
PK6.140	32,22	639235,229	2029641,82	0,199
PK6.323	30,49	639398,164	2029687,62	0,194
PK6.557	31,27	639596,525	2029553,89	0,192
PK6.765	30,87	639758,757	2029549,83	0,189
PK7.022	29,62	639966,783	2029629,64	0,186
PK7.266	29,56	640149,953	2029774,97	0,184
PK7.462	29,29	640332,25	2029843,07	0,181
PK7.717	28,12	640545,098	2029772,97	0,179
PK7.936	28,42	640703,673	2029630,84	0,177

Tableau 1-2. Coordonnées du thalweg des 37 sections relevées sur la rivière

Pour plus de détails, on retrouve dans le Tableau 1-2 les coordonnées de chaque point du thalweg pour les 37 sections de la rivière ayant été relevées. On observe également sur la Figure 1-8 le positionnement des points du thalweg sur les sections (points bleus). Aux coordonnées UTM est et ouest, en

plus de l'altitude, une colonne est rajoutée au Tableau 1-2. Il s'agit de la pente, calculée à l'aide des équations Eq 1-4, Eq 1-5 et Eq 1-6 en prenant comme altitude les résultats de l'équation de la régression exponentielle. On l'appellera pente lissée. Pour une étude de l'écoulement sur l'entièreté du tronçon, la pente locale présente une grande complexité (contre-pente, pente forte).

1.4 Définition de la rugosité de la rivière

Un autre des éléments importants influençant l'écoulement hydraulique est la rugosité des surfaces en contact avec l'eau. Dans le cas de rivières, cette rugosité est intimement liée à la composition du lit, autrement dit à la granulométrie des sédiments. Comme nous l'avons décrit dans l'introduction, nous n'avons a priori aucun élément nous permettant de donner une approximation de cette rugosité pour le Cavaillon. Dans cette section, nous détaillons une proposition de rugosité, depuis les mesures de sédiments en rivières au traitement des données et à la proposition de paramètres exploitables pour d'éventuelles simulations d'écoulements.



Figure 1-10. Vue du lit de la rivière Cavaillon

La première observation que nous pouvons faire est visuelle. Le lit de la rivière semble présenter un aspect tapis de galets de taille relativement homogène (voir Figure 1-10). Peu de bancs sableux sont visibles tout au long du tracé. Les méthodes d'échantillonnage par prélèvement de la couche de sédiments en surface semblent être appropriées [Bunte and Apt, 2001].

1.4.1 Echantillonnage des sédiments de la rivière

On observe traditionnellement une stratification en 3 couches distinctes dans le lit d'une rivière [Diplas and Fripp, 1992]. Du haut vers le bas, on a d'abord la couche supérieure, visible, appelée *pavement* ou *armored layer*. Elle se caractérise par des sédiments plus grossiers que les couches inférieures [Parker et al., 1982]. L'écoulement a souvent lavé cette couche des sédiments plus fins. La couche suivante est le *subpavement* qui se caractérise par une quantité plus importante de particules fines venant s'intercaler entre les sédiments plus grossiers du lit. L'épaisseur de ces deux couches supérieures est relativement faible. On l'approxime souvent par la taille maximum des grains les composant. La couche inférieure, *bottom layer*, est, quant à elle, beaucoup plus épaisse. On y retrouve une granulométrie proche de la seconde couche mais avec moins de particules fines [Diplas, 1991]. Dans les applications qui concernent ce travail, c'est surtout la composition de la couche supérieure qui nous intéresse. En effet, les propriétés de cette dernière, et notamment la distribution granulométrique des grains qui la composent, ont un rôle essentiel dans la rugosité et la stabilité du fond d'une rivière [Diplas and Fripp, 1992]. La Figure 1-11 illustre cette couche appelée *pavement layer*.

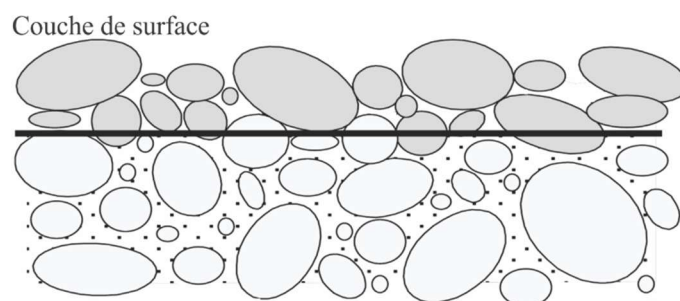


Figure 1-11. Couche supérieure du lit d'une rivière

La méthode de référence pour l'étude granulométrique d'un ensemble de sédiments est l'échantillonnage en volume (*bulk sampling*). Ce procédé consiste à prélever un volume défini de sédiments dans le lit de la rivière. Ce volume de sédiments, suffisamment grand pour être considéré représentatif, est ensuite tamisé dans des mailles de tailles calibrées permettant de séparer différents sous-échantillons. Le résultat de ce tamisage peut être interprété par une courbe de distribution de fréquences des différentes tailles de grains en fonction du poids de sous-échantillons des tamis.

Cet échantillonnage volumique ne peut pas être utilisé dans le cas de l'étude de la couche de surface. Cette dernière étant de l'épaisseur de la taille d'un grain, il est difficilement possible de la prélever avant de la mesurer. Plusieurs méthodes ont donc été développées pour échantillonner cette couche supérieure [Wolman, 1954 ; Leopold, 1970 ; Kellerhals and Bray, 1971 ; Béranger and King, 1995]. La méthode que nous avons implémentée sur le Cavaillon est inspirée des travaux listés ci-dessus. Il s'agit donc de la méthode dite *pebble count*. L'un des avantages de celle-ci est que les résultats qu'elle fournit pour un échantillon sont comparables à un autre échantillon analysé de manière identique. Les résultats peuvent également être comparés à ceux d'un échantillonnage volumique et possèdent donc les mêmes propriétés [Kellerhals and Bray, 1971 ; Bunte and Apt, 2001]. Il existe néanmoins certaines limitations sur lesquelles nous reviendrons ultérieurement.

Dans notre cas, nous souhaitons pouvoir associer une rugosité à chacune des sections que nous avons relevées le long du tracé de la rivière. Nous avons donc effectué un échantillonnage de surface sur chaque section. On peut détailler la méthodologie en 4 points.

- (1) Pour une section déterminée, on tend en travers de la section un décimètre ou une corde graduée. Ce repère permet de relever les coordonnées de l'ensemble des points caractérisant une section comme nous l'avons précédemment détaillée. Pour l'étude granulométrique, nous utilisons ce repère pour effectuer un prélèvement de sédiments à des positions connues. Il permet également d'avoir une approximation de la largeur d'une section.
- (2) Une fois ce repère mis en place, un opérateur effectue un prélèvement avec un intervalle de distance suffisamment petit pour garantir qu'un ensemble de plus de 100 sédiments sera mesuré. Cette quantité de grains à échantillonner est discutée par [Wolman, 1954] et confirmée par plusieurs autres auteurs [Diplas and Fripp, 1992 ; Kondolf, 1997]. Afin de limiter les éventuels biais dus au choix de l'opérateur sur l'échantillon remonté et de garantir la répétabilité de la mesure, la procédure suivante est mise en place. À l'endroit où le lit est à sec, le sédiment mesuré est celui se trouvant directement sous la marque du repère à laquelle le prélèvement doit être fait. Lorsque l'échantillonnage se fait sous eau, le sédiment prélevé est celui que

l'opérateur touche du bout du doigt à la verticale de la marque du repère souhaité.

- (3) Chaque grain prélevé peut être assimilé à une ellipsoïde dont on peut identifier trois axes : l'axe principal (a), l'axe intermédiaire (b) et l'axe mineur (c). Pour les besoins de la méthode, c'est l'axe intermédiaire qui est mesuré (voir Figure 1-12). Le grain est ensuite remis dans la rivière en prenant garde à l'éloigner des futures zones de prélèvement.

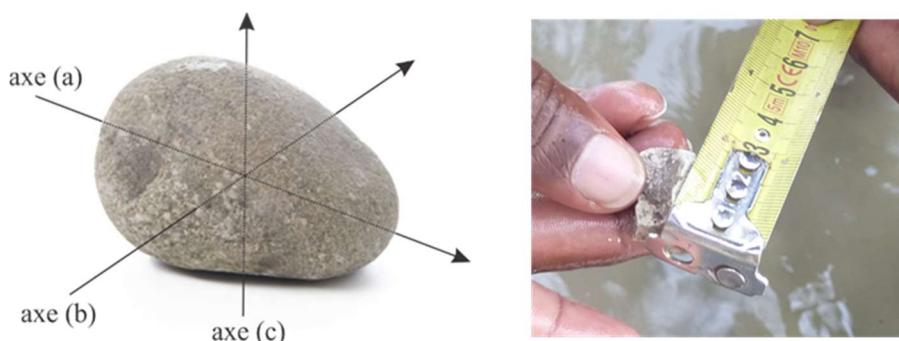


Figure 1-12. Mesure de l'axe intermédiaire

- (4) La mesure permet de classer le sédiment prélevé selon une échelle de tailles. Le retour du terrain est donc un relevé par classes de tailles d'échantillons de plus d'une centaine de sédiments prélevés le long de la section étudiée. La proposition la plus courante des limites des différentes classes est celle de Wentworth [Wolman, 1954 ; Bunte and Apt, 2001], définies tel que :

$$D_{\text{limite}} = 2^{\phi} \text{ (mm) avec } \phi \in [2; 0,5; 9] \quad \text{Eq 1-7}$$

L'une des faiblesses de cette méthode est la sous-représentativité des particules les plus fines. En effet, le relevé se faisant à la main, il est plus usuel pour l'opérateur de remonter un sédiment d'une taille manipulable qu'un grain de sable de très petite dimension. Plusieurs auteurs définissent la taille minimale des grains pouvant être mesurée entre 8 mm [Woman, 1954 ; Kellerhals and Bray, 1971 ; Kondolf, 1996] et 15 mm [Diplas and Fripp, 1992]. Il en résulte que la distribution des particules fines ne peut pas être établie à l'aide de ces techniques de prélèvement. On les retrouvera toutes

présentes dans une seule et même classe. Dans le cadre de ce travail, on établira la limite inférieure de nos prélèvements à 4 mm.

Une autre faiblesse est que la répétabilité des mesures est difficile à assurer. La manière dont un opérateur applique la méthode peut différer d'un autre opérateur. Cette variabilité concerne principalement le moment où l'opérateur prélève un sédiment dans la rivière. En fonction de son habilité, de sa force, de la taille de sa main, de ses habitudes, les prélèvements peuvent ne pas être identiques. [Wohl et al., 1996] suggèrent néanmoins que cette variabilité des résultats des prélèvements s'observe surtout sur la distribution totale des sédiments. Les valeurs caractéristiques de diamètre représentatif par exemple, sont moins impactées. De plus, dans notre démarche de terrain, nous avons essayé de nous préserver un maximum des biais de l'opérateur comme nous l'avons explicité dans le détail de la méthodologie que nous avons appliquée.

1.4.2 Présentation des données de sédimentologie des sections

Une donnée intéressante à extraire de ces courbes sont les diamètres caractéristiques des grains. Un diamètre caractéristique, noté, D_x , est un diamètre pour lequel $x\%$ des grains de l'échantillon sont de diamètres égaux ou inférieurs. Nous présentons ici les diamètres caractéristiques D_{16} , D_{50} et D_{84} ainsi que D_m . D_{50} représente le diamètre caractéristique pour lequel 50% des grains de l'échantillon ont un diamètre plus petit ou égal, c'est le diamètre médian. D_{16} et D_{84} représentent les diamètres caractéristiques pour lequel respectivement 16% et 84% des grains de l'échantillon ont un diamètre plus petit ou égal. D_m représente le diamètre modal, soit le diamètre moyen de la classe de valeur la plus représentée de l'échantillon. Tous ces diamètres caractéristiques seront utilisés dans la suite de ce travail pour caractériser l'échantillon ou proposer une rugosité.

Nous allons illustrer le détail d'un relevé pour une section prise au hasard, la section PK1.863. Le Tableau 1-3 présente les données collectées au retour du terrain. La première colonne représente les classes de sédiments qui constituent le lit, exprimées en mm. La seconde colonne représente le nombre de grains relevé pour chacune des classes. La troisième colonne est le nombre de grains cumulé pour une classe particulière et toutes celles qui la précèdent. Le nombre obtenu au bas de cette colonne étant le nombre total d'échantillons prélevés sur le lit (160 sédiments pour PK1.863). La dernière colonne est le

pourcentage passant de sédiments pour chacune des classes définies comme suit :

$$\text{Pourcentage passant} = \frac{\text{nombre cumulé d'une classe}}{\text{nombre total de sédiments}} \quad \text{Eq 1-8}$$

PK1.863			
Classes	Nombre	Cumulé	Passant
mm	#	#	%
<4	8	8	5
4-5,6	1	9	6
5,6-8	1	10	6
8-11,3	1	11	7
11,3-16	5	16	10
16-22,6	6	22	14
22,6-32	16	38	24
32-45,3	24	62	39
45,3-64	47	109	68
64-90,5	34	143	89
90,5-128	13	156	98
128-181	4	160	100
181-256	0	160	100
256-362	0	160	100
362-512	0	160	100
>512	0	160	100

Tableau 1-3. Relevé des échantillons de la section PK1.863

Le Tableau 1-3 peut également être illustré sous forme graphique. La Figure 1-13 montre cette illustration pour la section PK1.863. Le premier graphe est la distribution en nombre de grains des différentes classes de sédiments. Il permet notamment de visuellement déterminer la classe modale. Le second graphique illustre une courbe de distribution de fréquence cumulée pour le pourcentage passant. Cette courbe permet d'interpoler les diamètres caractéristiques souhaités. Dans le cadre de ce travail, ces interpolations ont été faites linéairement.

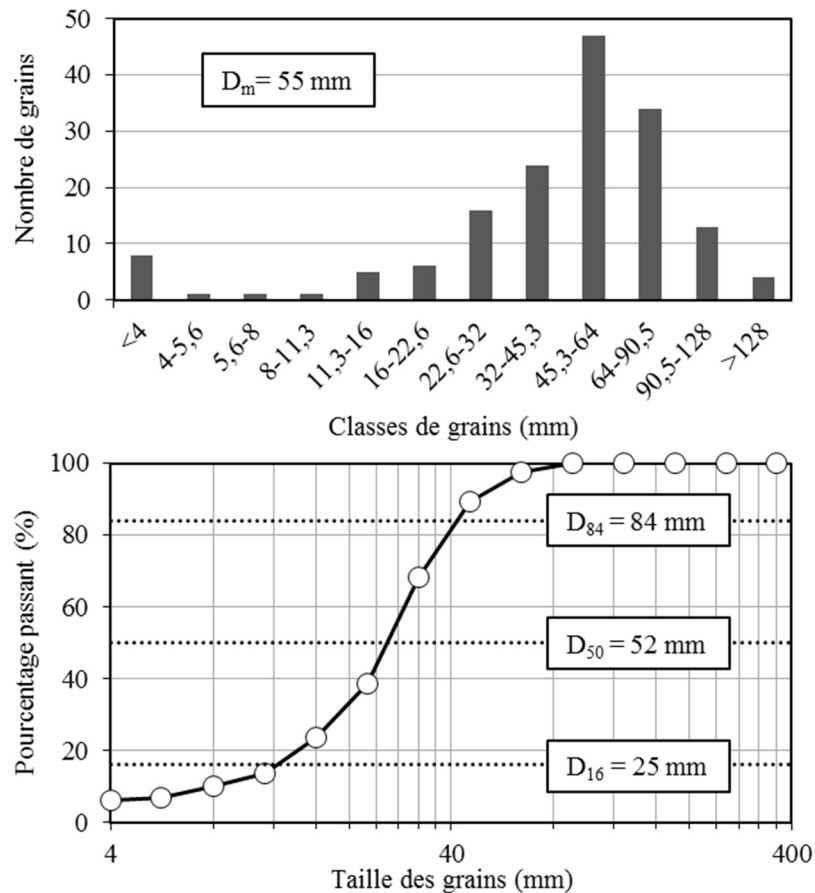


Figure 1-13. Mise en graphiques du Tableau 1-3

Cette opération est répétée pour les 37 sections du tronçon de rivière étudié dans ce travail. L'ensemble des résultats obtenus des relevés de granulométrie est repris dans le Tableau 1-4.

On a rajouté aux diamètres caractéristiques une valeur représentant la dispersion de la distribution granulométrique de la section. Pour une distribution normale, D_{16} et D_{84} représentent les bornes de l'intervalle de diamètres $[\mu - \sigma, \mu + \sigma]$ où μ représente la moyenne et σ l'écart-type. Théoriquement 68,28% des échantillons se retrouvent dans cet intervalle. Cet écart-type est une représentation de la dispersion de la distribution granulométrique. Plus sa valeur sera grande, plus l'échantillon présentera une granulométrie étendue. A l'inverse, un écart-type faible signifie une

uniformité de la taille des grains du lit. La valeur de l'écart-type étant des mêmes unités que celle d'un diamètre caractéristique, elle permettra de juger de la pertinence de l'utilisation de ceux-ci. Pour ce travail, nous définissons σ par l'Eq 1-9.

$$\sigma = \sqrt{(D_{50} - D_{16})(D_{84} - D_{50})} \quad \text{Eq 1-9}$$

De plus les deux premières colonnes du tableau présentent respectivement, le nombre de grains prélevés dans la rivière et le pourcentage de particules fines (grains de moins de 4 mm de diamètre) de chacune des sections.

On constate que l'échantillonnage est toujours supérieur à 100 grains (sauf pour la section PK2.051 qui n'en compte que 97). Néanmoins, cette constatation est à nuancer avec le pourcentage de fines. Si on retire ce pourcentage du nombre de grains prélevés sur chaque section, on observe que 6 sections ont moins de 100 grains dont la dimension est supérieure à 4 mm (PK2.051, PK4.179, PK4.787, PK6.323, PK7.022, PK7.717). De plus, on observe 11 sections avec un pourcentage de particules inférieures à 4 mm supérieur à 16% du total des sédiments prélevés, ne permettant pas de définir clairement D_{16} . Cela ajoute 5 sections supplémentaires (PK1.294, PK3.296, PK3.511, PK4.388, PK7.936) pour lesquelles nous constatons un échantillonnage non-optimal. Ces constatations ont des explications diverses, détaillées ci-dessous.

- Difficulté d'accès au lit de la rivière (PK2.051)

Le faible nombre de sédiments prélevés sur le lit s'explique par la profondeur d'eau de cette section qui est peu large et très encaissée. Il était donc difficile de prélever des échantillons sur le lit.

- Présence d'un affluent en amont de la section (PK1.294, PK4.179, PK4.388, PK4.787, PK7.936)

Ces affluents sont souvent des rejets d'eau d'irrigation ou des ravines. Ils amènent un surplus de fines particules qu'on retrouve sur le lit de la rivière en plus grande quantité que dans les autres sections.

- Présence de méandres et de bancs de sables (PK3.296, 3.511, PK6.323, PK7.022, PK7.717)

Dans le cas de ces sections, la distribution de la granulométrie du fond ne semble pas dépendre d'influence extérieure. Les conditions locales

d'écoulement permettent une plus grande fixation des fines qu'ailleurs dans la rivière. On observe sur ces sections la présence de méandres marqués ainsi que de bancs de sables à l'intérieur des méandres et à la suite de ceux-ci.

Sections	Grains	<4mm %	D ₁₆ mm	D ₅₀ mm	D _m mm	D ₈₄ mm	σ mm
PK0.285	277	0	29	56	55	101	35
PK0.481	180	4	22	51	77	91	34
PK0.693	208	6	16	38	39	75	29
PK0.847	254	3	23	46	55	87	31
PK1.050	252	13	7	42	77	87	39
PK1.294	360	17	<4	41	55	80	38
PK1.480	159	1	20	42	39	84	31
PK1.661	107	2	25	49	39	98	34
PK1.863	160	5	25	52	55	84	29
PK2.051	97	7	10	32	39	60	25
PK2.265	247	6	35	68	77	113	39
PK2.433	169	4	19	35	39	61	21
PK2.651	123	9	25	43	39	64	19
PK2.789	184	1	19	32	27	61	20
PK2.890	157	4	31	57	55	90	30
PK3.096	159	13	16	40	55	65	24
PK3.296	169	24	<4	41	55	69	32
PK3.511	137	20	<4	43	55	69	32
PK3.766	175	16	10	43	55	79	35
PK4.000	178	11	35	64	77	98	31
PK4.179	128	54	<4	<4	27	42	/
PK4.388	138	25	<4	41	55	78	37
PK4.578	163	15	14	41	39	71	28
PK4.787	129	31	<4	17	19	52	21
PK5.009	154	2	35	66	55	107	35
PK5.218	169	5	26	44	39	71	22
PK5.405	132	12	7	39	39	90	41
PK5.596	144	3	26	59	77	90	32
PK6.140	138	19	<4	45	55	85	42
PK6.323	125	46	<4	19	39	45	20
PK6.557	151	7	25	52	77	90	32
PK6.765	143	0	49	68	77	90	20
PK7.022	144	31	<4	30	39	61	28
PK7.266	126	11	6	39	55	72	33
PK7.462	145	3	23	70	77	121	49
PK7.717	117	62	<4	<4	27	43	/
PK7.936	204	21	<4	37	39	62	29

Tableau 1-4. Résumé des données granulométriques pour les 37 sections

Les observations ont pour but d'éclaircir la lecture des chiffres présentés Tableau 1-4 et de mieux en apprécier la signification. La définition du diamètre modal est d'ailleurs adaptée à cette réflexion. Nous avons choisi de définir le diamètre modal comme le diamètre moyen de la classe la plus représentée à l'exception de la classe des fines particules inférieures à 4 mm. En effet, le diamètre modal a pour objectif de représenter le diamètre des grains le plus souvent présent sur le lit. La rugosité qui en découle est très peu dépendante des particules fines qui sont rapidement « lavées » lors d'un écoulement d'un certain débit. Le frein à l'écoulement est plus influencé par les particules plus grossières.

1.4.3 Détermination des paramètres représentant la rugosité

Les approches les plus communes de l'écoulement uniforme dans une rivière sont celles de Chezy (Eq 1-10), Manning (Eq 1-11) ou Darcy-Weisbach (Eq 1-12).

$$U = C\sqrt{RS_0} \quad \text{Eq 1-10}$$

$$U = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0} \quad \text{Eq 1-11}$$

$$U = \sqrt{\frac{8gRS_0}{f}} \quad \text{Eq 1-12}$$

Avec U , la vitesse moyenne traversant la section (m/s)
 S_0 , la pente de fond (sans unité)
 g , l'accélération due à la gravité (m/s²)
 R , le rayon hydraulique défini comme le rapport de l'aire de la section et du périmètre mouillé (m)
 C , coefficient de friction de Chezy (m^{0,5}s⁻¹)
 n , coefficient de rugosité de Manning (m^{-1/3}s)
 f , coefficient de friction de Darcy-Weisbach (sans unité)

On observe que chacune de ses expressions dépend, d'une part de la pente de fond et d'un terme lié à la géométrie de la section et à la hauteur d'eau, le rayon hydraulique, et d'autre part à un terme de friction représentant de manière différente le frottement de l'écoulement avec le fond de la rivière. C'est ce terme de friction que nous allons essayer de définir à partir des

mesures de la granulométrie des sections. Pour la suite de ce travail, nous représenterons la friction par le coefficient de Manning.

Dans les rivières présentant peu de végétation, la principale source de frottement est constituée par les sédiments du fond de la rivière. Directement, par la rugosité que crée la surface de sédiments posés les uns à côté des autres ou en créant des formes de fond sur le lit de la rivière. Les formes de fond, qui peuvent être de différents types, créent une rugosité d'un ordre de grandeur supérieur à la taille des sédiments pouvant éventuellement influencer la rugosité générale du lit [Singh et al., 2012]. Dans le cas de ce travail, nous nous contenterons d'utiliser les approches traditionnelles de la définition de la rugosité à partir de la mesure des diamètres caractéristiques des sédiments du lit [Hey, 1979 ; Bathurst et al., 1981 ; Ferguson, 2007 ; Rickenman and Recking, 2011] et ne tiendrons pas compte des éventuelles formes de fond, que nous n'avons pu clairement observer sur le terrain.

Néanmoins, il est nécessaire de distinguer différents types d'écoulement. En effet, comme résumé par [Ferguson, 2010], pour des tailles de sédiments telles que ceux qu'on trouve dans le Cavaillon, l'influence des sédiments du fond de la rivière s'accroît lorsque la hauteur d'eau baisse. [Bathurst, 1985] classait ce phénomène selon trois catégories en fonction du terme de relative submergence h/D_{84} [Bathurst et al., 1981], où h représente la hauteur d'eau moyenne dans la section. De cette classification (voir Tableau 1-5) dépendra le choix de l'équation représentant la rugosité du fond.

Catégories	Limites <i>mm</i>
Forte	$h/D_{84} < 1,2$
Intermédiaire	$1,2 < h/D_{84} < 4$
Faible	$4 < h/D_{84}$

Tableau 1-5. Catégories des types de rugosité [Bathurst, 1985]

Choix des équations

On trouve dans la littérature plusieurs équations pour définir la rugosité du lit d'une rivière à partir de sa granulométrie dont deux sont particulièrement largement exposées. Les principales approches sont de deux types. La première, qui est généralement attribuée à Manning-Strickler [Strickler, 1923] est une loi de puissance tel que présentée par l'Eq 1-13 où a_1 est une constante dépendant du diamètre caractéristique D choisi. La seconde approche,

attribuée à [Keugelan, 1938] est une loi logarithmique où a_1 et a_2 sont des constantes dépendant du diamètre caractéristique choisi. Aucune de ces deux approches ne satisfait pleinement les modèles d'écoulement. Nous préférons présenter ici l'approche de [Ferguson, 2007] qui propose une loi variable de puissance basée sur les types de rugosité de Bathurst.

$$\frac{1}{n} = a_1 D^{\frac{1}{6}} \quad \text{Eq 1-13}$$

$$\frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} = a_1 + a_2 \log\left(\frac{h}{D}\right) \quad \text{Eq 1-14}$$

Pour les rugosités large et intermédiaire, on observe que l'écoulement est globalement perturbé sur toute la hauteur de la colonne d'eau. Le profil logarithmique usuel de la vitesse n'est plus respecté. Les effets de la rugosité du fond ne respectent plus les approches de loi de puissance ou de logarithme mais plutôt une relation linéaire du type de l'Eq 1-15 où la proportionnalité des deux termes est dépendante du diamètre caractéristique choisi.

$$\frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \propto \frac{h}{D} \quad \text{Eq 1-15}$$

[Ferguson, 2007] propose de voir les Eq 1-13 et Eq 1-15 comme les deux comportements limites de la résistance à l'écoulement d'un lit de rivière dépendamment de sa relative submergence. Il propose de synthétiser les deux approches à travers la loi variable de puissance. Nous proposons de l'utiliser sous la formulation présentée par [Cheng, 2015] (Eq 1-16).

$$\frac{1}{n} = \frac{a_1 a_2 \sqrt{g} R^{\frac{5}{6}} / D_{84}}{\sqrt{a_1^2 + a_2^2 (R/D_{84})^{\frac{5}{3}}}} \quad \text{Eq 1-16}$$

[Rickenmann and Recking, 2011] proposent d'utiliser $a_1 = 6,5$ et $a_2 = 2,5$ comme constantes de l'équation. Cette approche propose une évaluation simple du paramètre de friction du fond de la rivière, valide autant pour des conditions de faibles eaux que pour des débits plus importants. Sur la base d'un ensemble de 2890 mesures de terrain, [Rickenmann and Recking, 2011] estiment que l'équation de [Ferguson, 2007] est celle qui obtient la meilleure performance globale. C'est donc cette approche que nous utilisons pour proposer un terme représentant la rugosité de la rivière Cavaillon.

Evaluation de la rugosité de la rivière Cavaillon

Pour cette section, nous illustrerons les différentes étapes du raisonnement pour deux sections particulières, PK0.847 (en bleu) et PK7.717 (en rouge). Il s'agit en effet, pour PK0.847, de la section la moins encaissée, Largeur/Profondeur le moins élevé, et pour PK7.717, de la section la plus encaissée. Cette différence a de l'importance puisqu'on s'attend à avoir une plus grande influence du lit sur l'écoulement lorsque la hauteur d'eau sera faible. Une section peu encaissée sera donc fort influencée alors que dans le cas inverse, rapidement, la hauteur d'eau sera telle que les sédiments du lit ne perturberont plus le profil de vitesse sur toute sa hauteur. On ajoutera sur les graphes l'enveloppe des courbes du reste des autres 35 sections pour apprécier la tendance globale de l'ensemble.

Les limites de hauteur d'eau relatives aux transitions entre les différents types de rugosité sont en moyenne respectivement de 0,18 m (avec un maximum à 0,34 m) pour le passage de la catégorie forte vers intermédiaire et de 0,58 m (avec un maximum à 1,13 m) pour le passage de l'intermédiaire à faible. On peut apprécier l'évolution du terme de submergence en fonction de l'évolution de la hauteur d'eau pour l'ensemble des 37 sections à la Figure 1-14. Sachant que les hauteurs d'eau observées la plupart du temps le long de la rivière Cavaillon permettent de traverser à gué, on remarque que ces limites de hauteur sont souvent atteintes pour des écoulements fréquents de la rivière. La démarche traditionnelle pour évaluer la rugosité d'une rivière lors de modélisations est d'ajuster le paramètre à partir de données mesurées. Or dans le cas présent, on observe que, dans la gamme des hauteurs d'eau majoritairement observées sur le Cavaillon, le terme de rugosité peut changer de type et l'influence sur le profil de vitesse en être modifiée. Le travail présenté ici qui interroge l'évaluation de la rugosité par rapport à la granulométrie, a donc une utilité. Nous le verrons encore lors du développement des résultats.

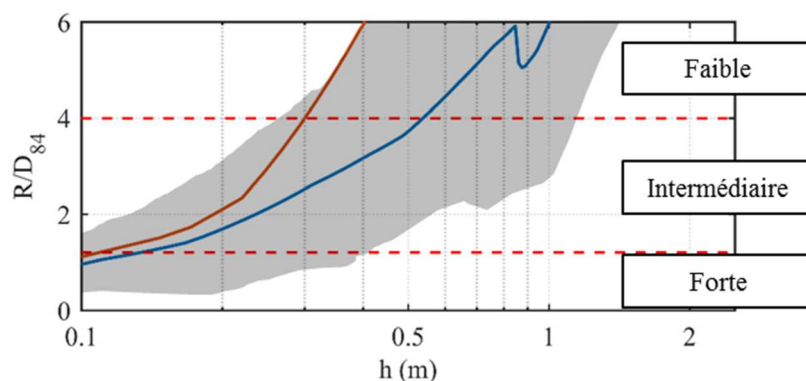


Figure 1-14. Influence de la hauteur d'eau sur la submergence pour l'ensemble des sections. PK0.847 (en bleu), PK7.717 (en rouge) et enveloppe des 37 sections (en gris).

La première étape de notre réflexion est d'évaluer l'influence de la hauteur d'eau sur le rayon hydraulique. En effet, selon de la géométrie de la section, une augmentation de hauteur d'eau va avoir une influence différente sur le rayon hydraulique. C'est ce qu'on observe sur la Figure 1-15. La section la plus encaissée montre une évolution du rayon hydraulique plus linéaire que l'autre section. Cette évolution du rayon hydraulique ne sera pas sans conséquence sur l'influence de la rugosité puisque cette dernière est dépendante de R (cf. Eq 1-16).

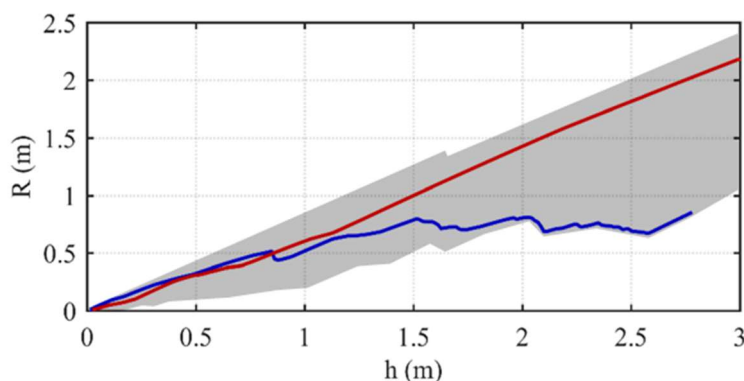


Figure 1-15. Influence de la hauteur d'eau sur l'évolution du rayon hydraulique. PK0.847 (en bleu), PK7.717 (en rouge) et enveloppe des 37 sections (en gris).

En appliquant, la relation de [Ferguson, 2007] pour les deux sections témoins, on observe la variation de la valeur du coefficient de Manning en fonction de

la hauteur d'eau dans la section (voir Figure 1-16). Remarquons que la valeur a tendance à se stabiliser à partir de 1,5 m de hauteur d'eau. Néanmoins, cette hauteur représente déjà un régime hydraulique relativement rarement observé sur la rivière Cavaillon. De plus, même entre 1 m et 3 m de hauteur d'eau, le coefficient de la section PK7.717 diminue de 15%. Cet effet n'est pas sans influence sur le comportement de l'écoulement.

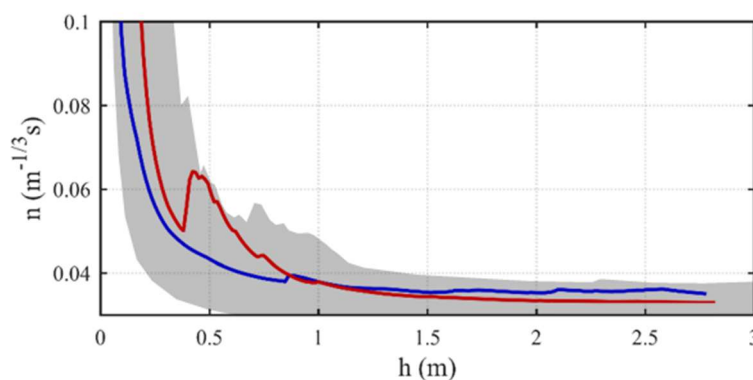


Figure 1-16. Influence de la hauteur d'eau sur l'évolution du coefficient de Manning calculé par la formule de [Ferguson, 2007]. PK0.847 (en bleu), PK7.717 (en rouge) et enveloppe des 37 sections (en gris).

Une autre manière d'envisager la variation de l'influence de la rugosité est de la mettre en relation avec la variation du débit. Nous pouvons effectuer le lien entre hauteur d'eau et débit à partir de l'Eq 1-11. L'utilisation de cette équation repose sur l'hypothèse d'un écoulement uniforme dont nous ne retrouvons pas toutes les caractéristiques dans une rivière naturelle. Néanmoins, ce qui nous intéresse ici est de mettre en évidence les ordres de grandeurs des débits pour lesquels l'influence de la rugosité est modifiée. Pour cet objectif, l'approximation du débit par les expressions de l'écoulement uniforme est suffisante. Sur la Figure 1-17, si on observe une relative constance du coefficient de Manning pour des débits supérieurs à 100 m³/s, on voit que pour les plus faibles débits, l'influence de la rugosité varie fortement. Encore une fois les débits inférieurs à 100 m³/s sont ceux qui sont le plus souvent observés dans la rivière. Il est donc important de bien l'évaluer lors d'une modélisation si nous voulons y faire correspondre des mesures de niveaux d'eau obtenues sur le terrain.

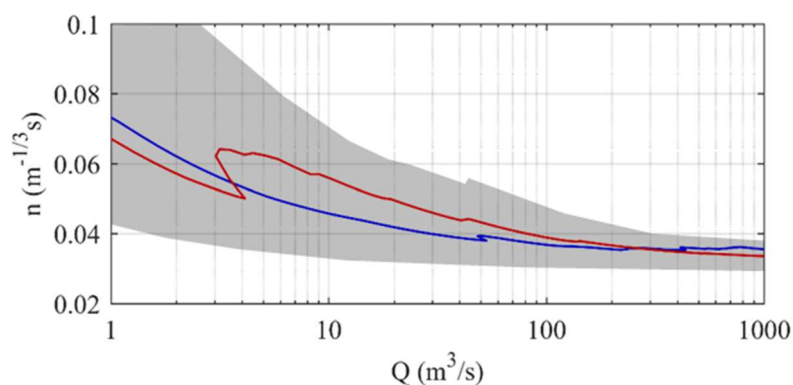


Figure 1-17. Variation du coefficient de Manning en fonction du débit dans la section. PK0.847 (en bleu), PK7.717 (en rouge) et enveloppe des 37 sections (en gris).

Sur les figures précédentes, on a pu apprécier l'influence du type de rugosité du fond de la rivière sur la valeur du coefficient de Manning en fonction des conditions d'écoulement. Néanmoins, on est toujours en droit de se poser la question de la réelle utilité de l'utilisation d'un facteur de rugosité variable avec la hauteur d'eau. La Figure 1-18 propose d'illustrer les différences entre l'utilisation d'une rugosité variable, proposée pour ce travail, et une rugosité fixe, trouvée à l'aide d'une loi de puissance (ici l'Eq 1-13 avec $a_1 = 1/21$ et D_{50}). Pour la section PK0.847, on observe une différence très importante. Il faut une plus grande augmentation de la hauteur d'eau pour faire augmenter le débit. L'influence de la rugosité est très importante. C'est bien ce qu'intuitivement nous avons pensé, étant donné que le caractère très étendu de la section a tendance à faire diminuer la submergence même pour des hauteurs d'eau importantes. A l'inverse, la section PK7.717 présente peu de différence suite aux différents calculs du terme de rugosité. Ceci est dû au caractère encaissé de la section. Rapidement, l'influence de la rugosité perd de son importance.

On observe bien ici l'utilité d'utiliser une formule permettant de tenir compte de l'influence variable de la rugosité du fond. Non seulement parce que cette rugosité a plus ou moins d'influence en fonction de la hauteur d'eau, mais aussi parce que ce phénomène aura plus ou moins d'importance en fonction des caractéristiques géométriques de la section.

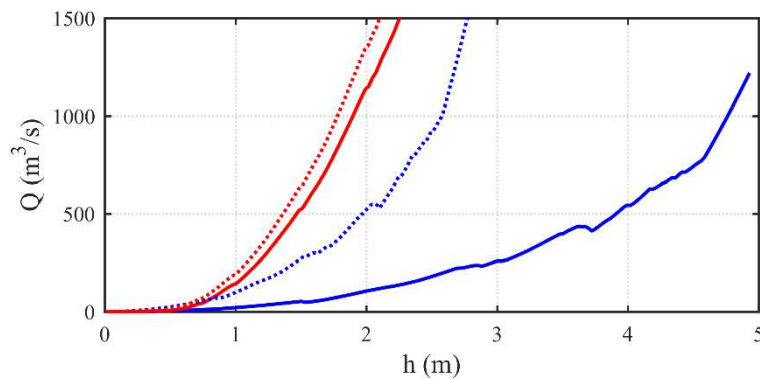


Figure 1-18. Courbe hauteur-débit. En ligne continue l'utilisation de l'Eq 1-16, en pointillé l'utilisation de l'Eq 1-13 avec $a_1 = 1/21$ et D_{50} . PK0.847 (en bleu) et PK7.717 (en rouge).

Proposition d'une rugosité pour modéliser

L'objectif est bien de pouvoir conduire une simulation sur la rivière. Si les développements précédents permettent d'apprécier la prise en compte de différents phénomènes liés à la rugosité, ses liens avec la granulométrie du fond, la géométrie de la section et les conditions d'écoulement dans la rivière, le modélisateur souhaite avoir une proposition complète de la rugosité sur le tronçon dont il souhaite simuler l'écoulement.

La proposition illustrée à la Figure 1-19 est une rugosité, unique pour tout le tronçon, variable selon le débit dans la rivière. Pour un débit donné, la hauteur d'eau est calculée selon les hypothèses d'un écoulement uniforme à l'aide de l'Eq 1-11 pour chacune des sections. Un coefficient de Manning peut être déterminé à l'aide de cette relation et de l'Eq 1-16. Ensuite, le coefficient unique proposé est une simple moyenne des résultats pour les 37 sections. Cette méthodologie est répétée pour tous les débits de 1 m³/s à 1000 m³/s. En plus du graphique, quelques valeurs sont données dans un tableau. On observe que le coefficient de Manning semble converger vers une valeur de $0,034 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

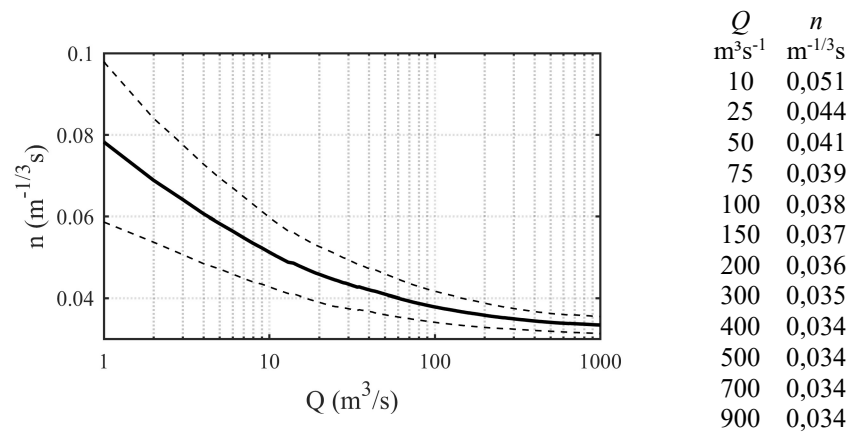


Figure 1-19. Proposition de coefficient de Manning moyen pour le tronçon étudié en fonction du débit.

1.5 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, commençons par résumer brièvement les résultats présentés.

Tout d’abord, nous avons placé un repère qui nous servira de base pour toutes les données que nous présenterons dans ce travail. Ce repère est positionné de manière arbitraire par rapport à un point de référence installé sur le déversoir de Dory. Ce repère nous a permis de travailler durant tout le projet sur une base cohérente.

Ensuite, nous avons travaillé à la définition de 37 sections transversales de la rivière permettant d’esquisser un modèle bathymétrique du lit mineur. Nous avons également pu définir la pente de fond du Cavaillon. Afin de pouvoir réaliser des simulations d’écoulement, il conviendra néanmoins de définir également la topographie des plaines d’inondations (cf chapitre 2).

Enfin, nous proposons une rugosité relative sur base de l’échantillonnage des sédiments du lits. A partir d’une méthode *pebble count*, nous avons établi une valeur de coefficient de Manning dépendant du régime d’écoulement de la rivière (Figure 1-19), ce qui est important dans notre cas puisque la gamme des débits observés est très large. Pour des débits importants comme ceux que nous considérerons dans nos simulations, le coefficient de Manning obtenu tend vers une valeur constante ($n = 0.034$). Cette valeur est proche de celle

obtenue par calibration directe dans le cadre des travaux de [Joseph et al., 2018], permettant ainsi de conclure à la validité de la méthodologie proposée, basée uniquement sur des mesures de terrain.

Chapitre 2. Topographie du lit majeur par photogrammétrie

2.1 Introduction

Remémorons-nous rapidement les objectifs décrits dans l'introduction de ce travail. Un de ceux-là traitait de la connaissance que nous souhaitons des plaines d'inondation, et particulièrement de leur topographie. En analysant les résolutions utilisés par différents auteurs [Sanyal et al., 2014 ; Domeneghetti et al., 2014 ; Nicholas and Mitchell, 2002 ; Bozza et al., 2016], nous avons proposé de viser pour cette topographie une résolution de 1 mètre. Cette précision semble cohérente avec certains travaux similaires antérieurs. Elle correspond à la résolution des modèle numérique de terrain disponible en Belgique. Et concernant la problématique du Cavaillon, elle est certainement inférieure à la plus petite largeur de la rivière le long du bief étudié. Ce qui est nécessaire si on veut pouvoir effectuer des simulations de l'écoulement dans la rivière et ses plaines d'inondations.

Dès le début de ce projet, nous savions que nous allions nous trouver confrontés à un manque de données sur la topographie de la rivière et de ses alentours. Si nous avons pu, comme décrit dans le chapitre précédent, caractériser la bathymétrie de la rivière manuellement en la parcourant le long des 8 km étudiés, il était impossible de répéter cette opération pour obtenir des données précises sur la topographie des abords de la rivière. La zone à couvrir est trop étendue, plus de 300 hectares. Nous avons donc mis en œuvre une autre méthode pour réaliser ce travail.

La topographie d'un terrain peut se représenter sous la forme d'un modèle numérique de terrain (MNT) ou d'un modèle numérique d'élévation (MNE). Un tel modèle est une représentation en pixels du terrain où chacun de ces pixels se voit attribuer une valeur d'altitude associée à la zone qu'il couvre. Une représentation sous la forme cartographique permet d'illustrer clairement la topographie d'un lieu (voir Figure 2-1). La différence entre un MNT et un

MNE est la prise en compte ou non des objets présents à la surface, tels que la végétation ou les bâtiments. En fonction des objectifs poursuivis, par exemple en termes de contexte de l'écoulement et d'échelle de simulation, un modèle est préféré à un autre. Dans le cadre de ce travail, nous travaillerons avec des modèles numériques de terrain.

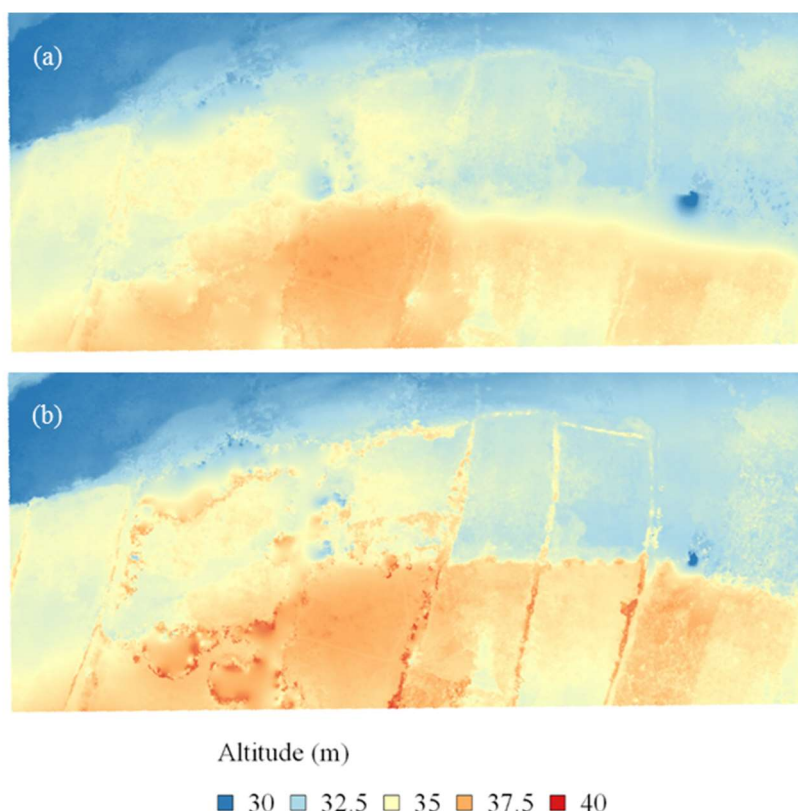


Figure 2-1. Exemple (a) d'un modèle numérique de terrain (MNT) et (b) d'un modèle numérique d'élévation (MNE) pour une même zone

Si dans un pays comme la Belgique, les institutions administratives sont capables de mettre à disposition de potentiels utilisateurs des modèles numériques de terrain (MNT) d'une précision importante sur l'ensemble du territoire, il n'en va pas de même en Haïti. Lorsque nous avons, au sein du projet, souhaité la construction du modèle topographique de la rivière, le Centre National d'Information Géo-Spatiale haïtien ne disposait que d'un

MNT⁷ ayant une résolution de 30 m x 30 m. Cette précision étant insuffisante pour nos travaux puisque, comme nous l'avons déjà vu, la rivière possède une largeur qui peut être inférieure à cette maille de 30 m. Notre objectif, comme nous l'avons déjà rappelé, était d'obtenir un MNT ayant une résolution de 1 m x 1 m minimum⁸.

La solution la plus courante dans les travaux de modélisation hydraulique de petite échelle est l'utilisation de MNT dérivés de données LiDAR⁹ [Bates et al., 2003]. Néanmoins, comme c'était le cas en Haïti au départ de ce travail, ces données ne sont que très rarement disponibles dans les pays en voie de développement [Sanyal et al., 2014]. Il était donc nécessaire de se tourner vers d'autres solutions. [Westoby et al., 2012] rappellent l'utilisation grandissante de la photogrammétrie pour des applications en géosciences, notamment pour le suivi du lit de rivière [Lane et al., 2001], l'érosion de berges [Barker et al., 1997 ; Pyl et al., 1997]. Le développement récent de la photogrammétrie, la *Structure from Motion* (SfM), est présenté par [Westoby et al., 2012] comme révolutionnaire, démocratique et facile à utiliser. Plusieurs auteurs proposent d'ailleurs différents types d'utilisation dans le domaine des rivières. [Rusnak et al., 2018] l'appliquent à la cartographie d'une rivière, [Langhammer et al., 2017] l'utilisent pour réaliser un modèle hydrodynamique d'une rivière de montagne et [Marteau et al., 2017] l'emploient dans un but de restauration d'habitats aquatiques.

La solution mise en œuvre dans ce travail est une combinaison de la technologie drones et de la *Structure from Motion* (SfM). On peut résumer la méthode décrite dans ce chapitre en 3 étapes : (1) la prise de vues aériennes effectuée à l'aide d'un drone (2) l'utilisation de la SfM pour combiner les prises de vues et établir un modèle en trois dimensions du terrain (3) le traitement des données pour en extraire des MNTs et orthophotoplans de haute précision. Cette solution drone-SfM présente plusieurs avantages. Outre la possibilité d'obtenir une excellente précision, dépendant, comme nous le verrons, de la définition des photos aériennes, elle est légère en termes de

⁷ Ce MNT correspond en réalité au *Shuttle Radar Topography Mission (STRM)*.

⁸ Notons qu'en mai 2017, l'administration haïtienne nous a fourni un MNT d'une résolution de 1,5 m x 1,5 m. Nous avons utilisé ce MNT pour compléter celui que nous présentons dans ce chapitre (voir chapitre 4).

⁹ « *Light Detection And Ranging* » est une technique de mesure utilisant la télédétection par laser. La mesure est basée sur l'analyse des propriétés d'un faisceau lumineux renvoyé vers son émetteur par l'objet étudié. Cette technique est couramment utilisée pour définir la topographie d'une zone à grande échelle.

matériel, relativement bon marché et permet de concentrer l'intérêt sur des éléments et des zones précises. Le résultat obtenu sera résumé ici par le terme MNT-SfM.

2.2 La photogrammétrie

La photogrammétrie se définit comme la « *science qui se propose d'étudier et de définir avec précision les formes, les dimensions et la position dans l'espace d'un objet quelconque, en utilisant essentiellement des mesures (distance, angle, surface, volume, altitude, coordonnées, etc.) faites à partir d'une ou plusieurs photographies de cet objet.* [Defourny, 2016] ».

2.2.1 Petite histoire de la photogrammétrie

Dès les débuts de la photographie, au milieu du 19^e siècle, l'idée est apparue de chercher à combiner les prises de vue pour effectuer des mesures. Les balbutiements de la technique étaient basés sur les lois de la perspective et motivés par des objectifs militaires et architecturaux [Kasser, 2008 ; Schenk, 2005]. Au début du 20^e siècle, avec le développement de l'aviation, les clichés aériens apparaissent. La photogrammétrie continue son évolution et est dite analogique. Le principe est basé sur la stéréoscopie qui peut se définir comme l'ensemble des techniques mises en œuvre pour reproduire un relief à partir de deux images planes. Historiquement, la photogrammétrie analogique a été développée pour des photographies argentiques aériennes. Les dimensions des appareils photographiques étaient connues avec précision. Les trajectoires de vol et les positions et orientations des prises de vues étaient définies à l'avance. Ainsi il devenait possible, à l'aide d'outils optiques et mécaniques de reconstituer l'orientation relative d'une paire de clichés et d'utiliser les techniques de stéréoscopie pour effectuer des mesures de distances. Jusqu'au milieu du 20^e siècle, des machines cartographiques sophistiquées basées sur la restitution mécanique (voir Figure 2-2) ont été développées pour permettre l'application de la photogrammétrie analytique.

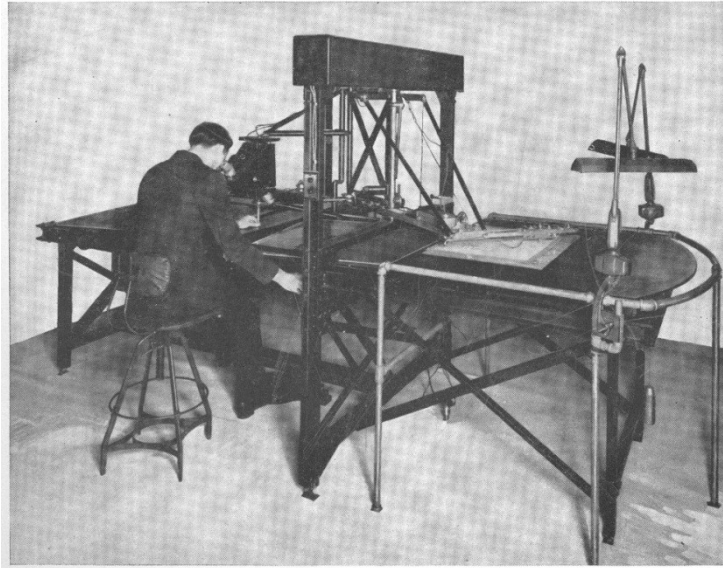


Figure 2-2. Le modèle *A Reading plotter* du Lieutenant Commander O.S. Reading (1939)

A partir des années 60, la photogrammétrie analytique tend à prendre le dessus sur la photogrammétrie analogique. Le travail de restitution n'est ici plus fait mécaniquement mais bien à l'aide d'opérations mathématiques. Ces dernières avaient déjà pu être développées antérieurement mais il aura fallu attendre le développement de l'informatique pour rendre possible une approche analytique de la photogrammétrie [Schenk, 2005]. Le développement de l'informatique ainsi que celui de la photographie numérique vont permettre un développement sans précédent des possibilités des techniques de photogrammétrie. Depuis les années 1980, la photogrammétrie numérique, autrement appelée *Structure from Motion* (SfM) voit le jour. Dans cette technique, les images sont acquises de manière numérique et les opérations mathématiques sont effectuées par des algorithmes issus des principes de la photogrammétrie analytique. C'est l'application de cette méthode à des problématiques de cartographie qui nous intéresse particulièrement dans ce travail.

2.2.2 Les grands principes de la photogrammétrie

Nous allons dans cette partie définir les concepts de base qui régissent la photogrammétrie analytique et qui permettront au lecteur de comprendre comment ont été obtenues les données que nous présenterons ultérieurement.

Dans la *Structure from Motion* (SfM), la reconstruction se fait à partir de deux images au minimum. Pour que cela soit possible, il est nécessaire que les images soient positionnées et orientées correctement pour identifier les points-images référant à un point-objet identique. Un point-objet de la scène peut être relié par un rayon alignant l'objectif de l'appareil (le point O), et un point-image pour un ou plusieurs clichés. Chaque image fournit un faisceau pour un même point-objet. L'intersection de ces faisceaux permet de calculer la position du point-objet. C'est ce principe qui est illustré à la Figure 2-3.

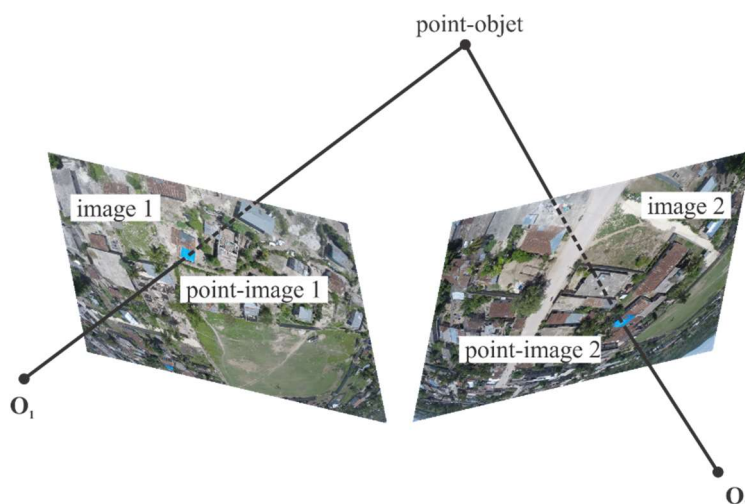


Figure 2-3. Schéma illustrant la relation entre un point-objet (toiture bleue), deux points-images correspondant sur deux photographies et l'objectif de l'appareil au moment des prises de vue (O_1 et O_2)

Un modèle de photographie

La première hypothèse sur laquelle se base la photogrammétrie est celle de l'assimilation d'une photographie à une projection centrale (Figure 2-4). Dans ce modèle, le centre de symétrie, O, représente l'objectif de l'appareil photographique. On peut distinguer deux plans images. Le premier plan image (qui est effectivement le capteur de l'appareil) est situé « derrière » le centre de symétrie, l'image est dite négative. Le second (qui est virtuel) est situé « devant » l'objectif, et l'image est dite positive.

La distance entre ces plans images et le centre de symétrie est appelée la distance focale, c , de l'appareil photographique. La projection du point objet P est le point p sur l'image positive et p' sur l'image négative. Par facilité,

nous ne parlerons plus dans ce travail que de plan image en désignant l'image positive, reprenant le concept plus intuitif de l'image d'une scène.

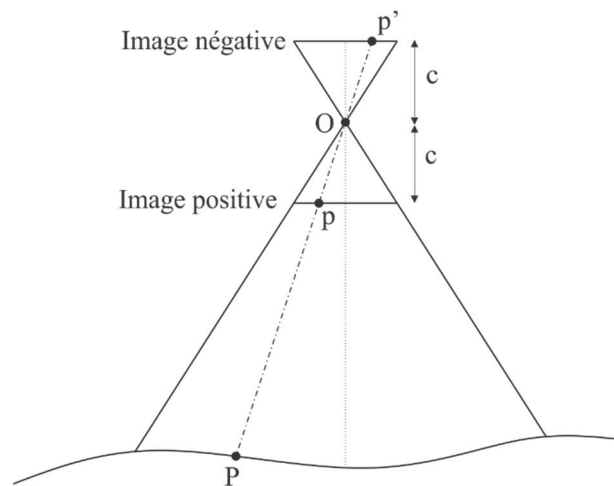


Figure 2-4. Modèle de projection centrale d'une photographie

Contrairement au cas de l'image photographique, sur une carte ou un orthophotoplan, la représentation des objets n'est pas déformée par une quelconque perspective. La distance entre deux points est identique, à un facteur d'échelle près, à sa distance à la surface de la Terre. La représentation en carte est une projection orthogonale.

Dans la projection centrale, la position relative et la géométrie des objets sur la photo varient en fonction de la position de l'appareil au moment de la prise de vue et de la position de l'objet sur le plan image : on parle de déplacements.

De plus, certains effets peuvent éloigner une photographie du modèle de projection centrale : on parle alors de distorsions. Ces aspects seront à prendre en considération lorsque nous ferons le passage depuis différentes photos à une représentation orthogonale de la réalité. Nous y reviendrons dans une prochaine section.

Les outils mathématiques

Les outils mathématiques utilisés par la photogrammétrie sont liées au passage d'un repère X, Y, Z à un autre repère X', Y', Z' pour évoluer du référentiel image (propre à une photographie) vers le référentiel modèle (propre à l'objet étudié) et le référentiel absolu (lié au positionnement de l'objet dans un repère de

référence, par exemple un système de coordonnées géographiques). Les principales transformations sont la translation, la rotation et le changement d'échelle. Un point-objet P est défini dans l'espace cartésien à 3 dimensions par trois coordonnées :

$$P = \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-1}$$

La fonction de translation peut être définie par un vecteur :

$$T = \begin{pmatrix} T_x \\ T_y \\ T_z \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-2}$$

Les fonctions de rotation sont, quant à elles, définies autour de chacun des axes du repère X, Y, Z. Les matrices de rotation $R_\sigma, R_\kappa, R_\varphi$, respectivement autour des axes X, Y et Z s'écrivent :

$$R_\sigma = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos(\sigma) & -\sin(\sigma) \\ 0 & \sin(\sigma) & \cos(\sigma) \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-3}$$

$$R_\kappa = \begin{pmatrix} \cos(\kappa) & 0 & \sin(\kappa) \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin(\kappa) & 0 & \cos(\kappa) \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-4}$$

$$R_\varphi = \begin{pmatrix} \cos(\varphi) & -\sin(\varphi) & 0 \\ \sin(\varphi) & \cos(\varphi) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-5}$$

La matrice de rotation générale R se définira comme une combinaison des matrices relatives à chaque axe du repère X, Y, Z. La multiplication des matrices n'étant pas commutative, il conviendra de connaître l'ordre des rotations successives.

Enfin, la matrice correspondant à un changement d'échelle peut être définie comme suit :

$$\mu = \begin{pmatrix} \mu_x & 0 & 0 \\ 0 & \mu_y & 0 \\ 0 & 0 & \mu_z \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-6}$$

Dans le cas d'un changement d'échelle uniforme, $\mu_x = \mu_y = \mu_z = \mu$. C'est la combinaison de ces différents outils mathématiques qui permet le passage d'un repère à un autre. Si on reprend l'exemple du point-objet P, le changement de système de coordonnées pour être entièrement défini par la forme suivante :

$$p' = \mu \cdot R \cdot P + T \quad \text{Eq 2-7}$$

Les étapes du processus de photogrammétrie analytique

On peut résumer le processus en 3 grandes étapes [Lanzi, 2009] illustré par la Figure 2-5.

L'orientation interne. Les paramètres intrinsèques de l'objectif photographique et de l'image de la scène sont ajustés afin de répondre à l'hypothèse de projection centrale. Cette étape consiste à positionner le centre de projection du modèle et le référentiel image associé à chaque photographie. C'est également cette étape qui permet de corriger les éventuelles erreurs de distorsions. Sur la Figure 2-5, cette étape est illustré par le positionnement du référentiel image (en vert) et du centre de projection O (x'_0, y'_0, z'_0) qui lui est associé. Les positions des différents référentiels image les uns par rapport aux autres ne sont pas connus à l'issue de cette étape.

L'orientation externe. C'est l'étape durant laquelle l'orientation et la position des prises de vues sont définies dans un espace commun. L'orientation externe relative permet d'orienter et de positionner les clichés dans un repère arbitraire alors que l'orientation externe absolue permet de replacer ce repère dans un référentiel absolu. Sur la Figure 2-5, cette étape est illustrée par le positionnement du référentiel image dans le référentiel modèle (en rouge) où le centre de projection prend les coordonnées O (x_0, y_0, z_0) dans ce référentiel modèle. Enfin ce modèle ainsi créé peut ensuite être disposé dans un référentiel absolu permettant de comparer les résultats avec d'éventuelles autres données référencées, typiquement cartographiques.

La restitution. Une fois les étapes d'orientation effectuées, le processus de restitution permet de retrouver les coordonnées de chaque point de la scène présent sur au moins deux photographies distinctes. Cette étape finale permet de créer un modèle en nuage de points en trois dimensions qui servira de base à la réalisation des résultats finaux (orthophotoplans et MNT).

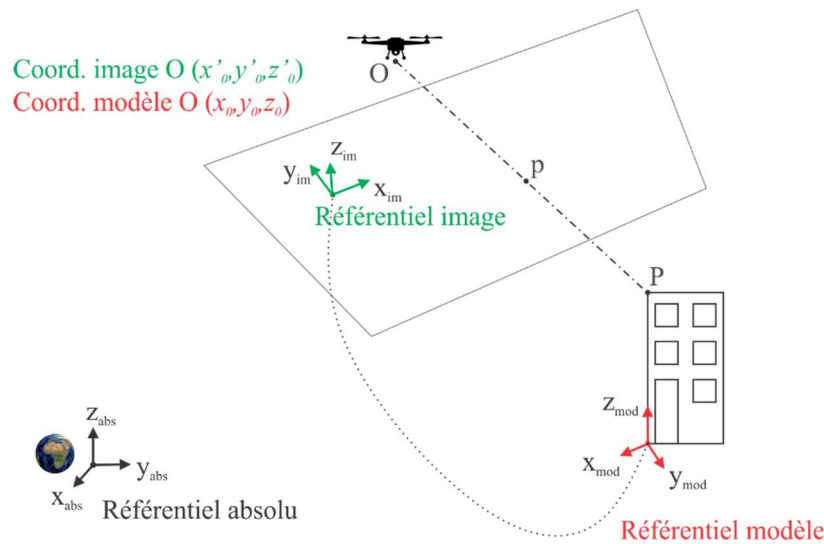


Figure 2-5. Illustration des étapes d'orientation interne et externe

Orientation interne

L'objectif de l'orientation interne est de faire correspondre le centre de projection $O (x'_0, y'_0, z'_0)$ et le plan image (référentiel vert) avec l'hypothèse de projection centrale en corrigeant toutes les potentielles conséquences de distorsions qui éloignent la photographie d'un modèle de projection centrale. En effet, on distingue les déplacements qui peuvent être vus comme les *conséquences géométriques du modèle de projection centrale* et les distorsions qui sont les effets *écartant la photographie du modèle de projection centrale* [Hemphill, 2003].

Listons les effets suivants communément décrits comme pouvant avoir une influence sur la qualité de nos résultats :

- **Les distorsions liées au flou de bougé**
- **Les distorsions liées à l'objectif**
- **Les déplacements liés au relief**
- Les distorsions liées au film
- Les distorsions liées à la réfraction atmosphérique sur les rayons lumineux
- Les déplacements liés à la courbure de la Terre

Dans le cadre de ce travail, nous nous attarderons sur les trois premiers effets. Les effets liés au film concernent les photos argentiques. Les distorsions dues à la réfraction atmosphérique et les déplacements résultant de la courbure de la Terre concernent quant à eux des prises de vue de très haute altitude. Ces effets sont donc négligés dans le cadre de prise de photos aériennes à basse ou moyenne altitude comme c'est le cas lors d'un survol par drone.

Le *flou de bougé* est produit par le mouvement de l'objectif lors de la prise de vue. Il peut en résulter une image légèrement floue ou peu nette. [Fashi, 2003] propose la formule suivante pour évaluer le flou de bougé de photos aériennes :

$$M = 0,2778 \, vtc/H \quad \text{Eq 2-8}$$

Avec M , le flou de bougé (mm)
 $0,2778$, une constante (mh/kms)
 v , la vitesse de déplacement de l'appareil photographique (km/h)
 t , le temps de pose (s)
 c , la longueur focale (mm)
 H , la hauteur de vol (m)

Le flou de bougé devient notable à partir de $M > 0,05$ mm. Dans le cadre de notre travail, les ordres de grandeurs suivants peuvent être appliqués pour les différents paramètres :

$$\begin{aligned} v &= 18 \text{ km/h} \\ t &= 1/750 \text{ s} \\ c &= 3 \text{ mm} \\ H &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

Le résultat est un flou de bougé $M = 0,0005 < 0,05$ qui confirme que le flou de bougé est dans notre cas négligeable.

Les *distorsions liées à l'objectif* peuvent être de deux types : elles peuvent être radiales ou tangentiellles.

La *distorsion radiale* a tendance à incurver les droites de l'image vers l'intérieur, distorsion dite en barillet, ou vers l'extérieur, distorsion dite en coussinet. La distorsion en barillet est caractéristique des objectifs grand-angle à courte focale (type *fish-eye*), tel que celui d'une caméra GoPro. Au lieu d'être basée sur la perspective traditionnelle (sur laquelle repose notre hypothèse de projection centrale), l'image utilise ici des principes de perspective curviligne. La Figure 2-6 illustre ce phénomène sur un rectangle.

A partir de données liées à l'appareil photographique, les distorsions radiales peuvent être corrigées facilement et le sont automatiquement par la plupart des logiciels de traitement photogrammétrique. L'ensemble des paramètres de calibration permettant de modéliser ces distorsions sont regroupés sous un modèle de caméra. Il en existe différentes sortes, notamment pour les appareils *fisheye*.

La *distorsion tangentielle* est la conséquence d'imperfections dans l'assemblage des pièces mécaniques et optiques de l'appareil photographique. Les déformations induites sont inférieures au micromètre [Lanzi, 2009], et donc négligeables dans le cadre de ce travail.

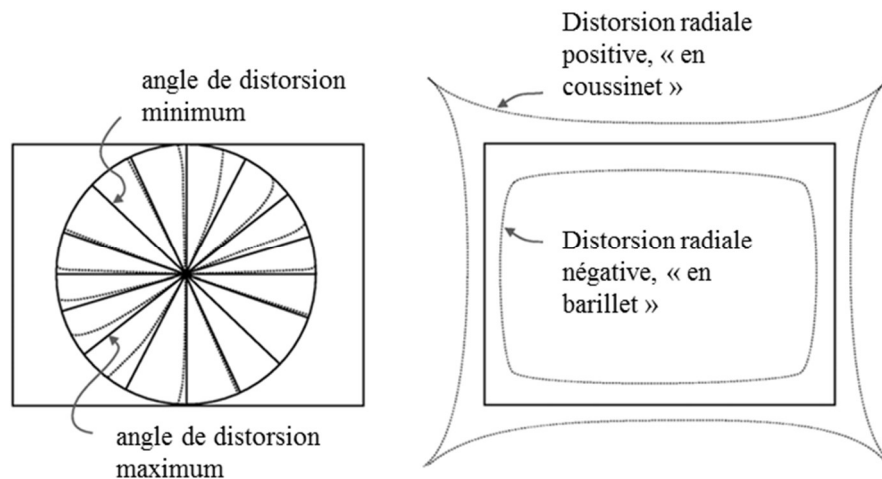


Figure 2-6. Illustration des différents types de distorsion [Nozick, 2006].

Le *déplacement en relief* est particulièrement important lorsque l'on travaille avec des photographies aériennes. Il traduit l'impression d'éloignement relatif d'un objet par rapport au centre de symétrie en fonction de son altitude. L'exemple de deux bâtiments sur la Figure 2-7 illustre ce phénomène. La différence d'altitude des deux bâtiments induit un décalage de la position de l'objet dans la photographie. Ce décalage augmente plus on s'éloigne du centre de la photographie.

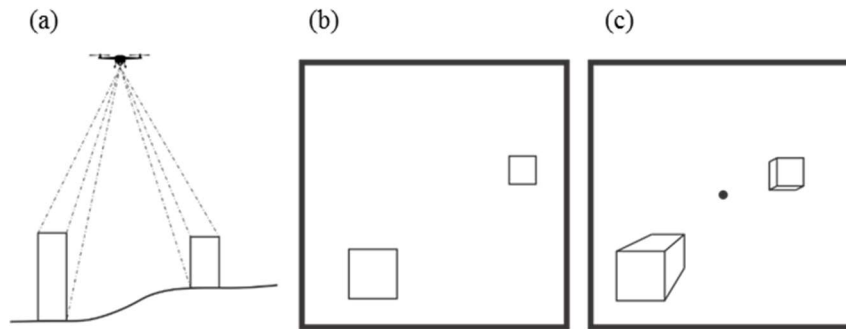


Figure 2-7. (a) Prise de vue (b) Projection orthogonale (c) Projection centrale

Une autre illustration du déplacement de relief est donnée par la Figure 2-8. Sur celle-ci la distance L est représentée à deux altitudes différentes. Sur la représentation du plan image, on observe que les distances entre les points images $a-b$ et $c-d$ n'est pas identique alors qu'elles le sont entre les points objets $A-B$ et $C-D$.

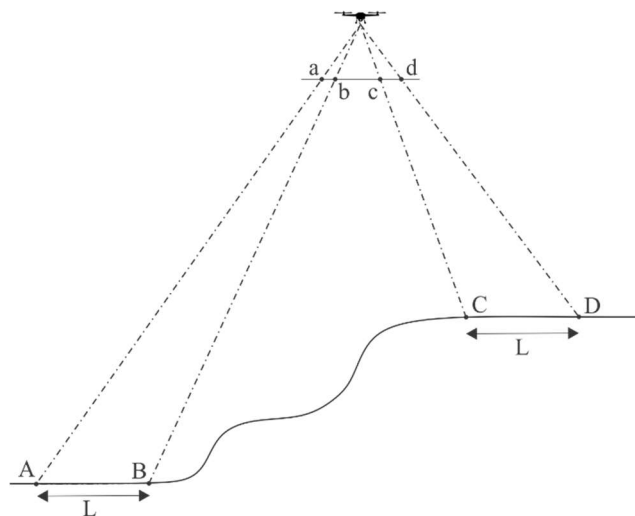


Figure 2-8. Illustration du déplacement en relief

Ce déplacement de relief se corrige aisément à partir du moment où plusieurs points d'appui (au moins 3) sont visibles sur la photo, les dimensions de l'espace étant dès lors explicitement définies. De plus, les techniques de photogrammétries récentes, tel que la SfM, permettent de gérer l'orientation de photos en une seule étape par ajustement des faisceaux issus des images (*bundle adjustment* en anglais). Ce procédé permet de calculer simultanément

les paramètres de l'orientation interne et externe par un processus itératif et d'éviter ainsi les problèmes de déplacement de relief. La difficulté réside dans l'appréciation adéquate a priori des paramètres d'orientation permettant de lancer le processus itératif afin d'en assurer la convergence. Théoriquement, trois points d'appui du modèle et une approximation initiale des paramètres d'orientation interne et/ou externe pour deux images sont suffisantes pour effectuer un ajustement des faisceaux. Dans la pratique, un nombre supérieur de points d'appui, de clichés reprenant les mêmes points-objets permettent d'obtenir des modèles photogrammétriques précis [Lanzi, 2009].

Orientation externe

L'orientation externe consiste à positionner et orienter les référentiels images de chacune des photos de manière relative les uns par rapport aux autres dans un premier temps et au sein d'un repère absolu dans un second temps. Cette orientation externe peut se faire de deux manières, par géoréférencement direct ou par géoréférencement indirect.

Le *géoréférencement direct* implique que les positions et orientations des objectifs photographiques sont connus à l'aide d'instruments de mesure tel qu'une station inertielle de navigation permettant de connaître la position et l'inclinaison de l'appareil durant toute la durée d'un vol. La précision de ce genre d'outils est souvent inférieure à celui d'appareils de mesure au sol, solution qui a été privilégiée dans le cadre de ce travail. Néanmoins, le géoréférencement direct reste une bonne option lorsque l'accès au terrain survolé est compliqué.

Le *géoréférencement indirect* consiste à se baser sur les coordonnées de points au sol, que nous appellerons points d'appui, pour orienter les photographies. Nous allons ci-dessous développer le raisonnement permettant cette orientation externe inspiré de celui présentés par [Defourny, 2013].

Une fois l'orientation interne réalisée, l'hypothèse de symétrie centrale est bien respectée, autrement dit le centre de projection O est positionné par rapport au plan image. Sa position est connue dans le référentiel image (x'_0, y'_0, z'_0) (en vert sur la Figure 2-5). L'objectif de l'orientation externe relative est de positionner ce référentiel image, lié au plan image, dans un référentiel modèle (en rouge sur la Figure 2-5). Ce dernier comprend l'ensemble des prises de vue permettant la reconstruction du modèle

photogrammétrique en trois dimensions. La position du point O sera alors (x_0, y_0, z_0) dans le repère modèle et l'inclinaison de chaque plan image est définie par 3 angles σ, κ, φ , respectivement autour des axes $X_{\text{mod}}, Y_{\text{mod}}$ et Z_{mod} .

Cette relation est illustrée par la Figure 2-5. Le vecteur $\overrightarrow{Op}$ reliant le point O au point p de l'image dans le référentiel image et le vecteur $\overrightarrow{OP}$ reliant ce même point O avec le point objet P dans le référentiel modèle sont liées par l'intermédiaire d'un facteur d'échelle, μ , et de la rotation du référentiel image sur le référentiel modèle. La combinaison des matrices $R_\sigma, R_\kappa, R_\varphi$ représentant respectivement la rotation autour des axes $X_{\text{mod}}, Y_{\text{mod}}$ et Z_{mod} nous donne une matrice de rotation R . Cette dernière est orthogonale, c'est-à-dire $R^T = R^{-1}$, et donc on peut écrire la relation suivante :

$$\overrightarrow{Op} = \mu R^T \overrightarrow{OP} \Leftrightarrow \overrightarrow{OP} = \frac{1}{\mu} R \overrightarrow{Op} \quad \text{Eq 2-9}$$

Si on développe cette relation en utilisant les notations suivantes :

- (x_p, y_p, z_p) , les coordonnées (connues) du point objet P dans le référentiel modèle
- (x'_p, y'_p, z'_p) , les coordonnées (connues) du point image p dans le référentiel image
- $(x'_0, y'_0, z'_0 = c)$, les coordonnées (connues) du centre de projection O dans le référentiel image
- c , la distance focale
- (x_0, y_0, z_0) , les coordonnées (inconnues) du point O dans le référentiel modèle
- $(\sigma, \kappa, \varphi)$, les trois angles décrivant la rotation du référentiel image vers le référentiel modèle respectivement autour des axes $X_{\text{mod}}, Y_{\text{mod}}$ et Z_{mod}
- μ , le facteur d'échelle liant les deux référentiels

On a, dans le référentiel image :

$$\overrightarrow{Op} = \begin{pmatrix} x'_p \\ y'_p \\ 0 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} x'_0 \\ y'_0 \\ c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x'_p - x'_0 \\ y'_p - y'_0 \\ -c \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-10}$$

Et dans le référentiel modèle :

$$\overrightarrow{OP} = \begin{pmatrix} x_P \\ y_P \\ z_P \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} x_0 \\ y_0 \\ z_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_P - x_0 \\ y_P - y_0 \\ z_P - z_0 \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-11}$$

En les réinjectant dans Eq 2-9,

$$\begin{pmatrix} x'_P - x'_0 \\ y'_P - y'_0 \\ -c \end{pmatrix} = \mu \begin{pmatrix} r_{11} & r_{21} & r_{31} \\ r_{12} & r_{22} & r_{32} \\ r_{13} & r_{23} & r_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_P - x_0 \\ y_P - y_0 \\ z_P - z_0 \end{pmatrix} \quad \text{Eq 2-12}$$

Il s'agit des équations dite de *colinéarité*. Leur développement nous amène à :

$$x'_P - x'_0 = \mu (r_{11}(x_P - x_0) + r_{21}(y_P - y_0) + r_{31}(z_P - z_0)) \quad \text{Eq 2-13}$$

$$y'_P - y'_0 = \mu (r_{12}(x_P - x_0) + r_{22}(y_P - y_0) + r_{32}(z_P - z_0)) \quad \text{Eq 2-14}$$

$$-c = \mu (r_{13}(x_P - x_0) + r_{23}(y_P - y_0) + r_{33}(z_P - z_0)) \quad \text{Eq 2-15}$$

En divisant Eq 2-13 et Eq 2-14 par Eq 2-15, on peut faire disparaître le facteur d'échelle :

$$x'_P = x'_0 - c \frac{r_{11}(x_P - x_0) + r_{21}(y_P - y_0) + r_{31}(z_P - z_0)}{r_{13}(x_P - x_0) + r_{23}(y_P - y_0) + r_{33}(z_P - z_0)} \quad \text{Eq 2-16}$$

$$y'_P = y'_0 - c \frac{r_{12}(x_P - x_0) + r_{22}(y_P - y_0) + r_{32}(z_P - z_0)}{r_{13}(x_P - x_0) + r_{23}(y_P - y_0) + r_{33}(z_P - z_0)} \quad \text{Eq 2-17}$$

Ces équations résument le principe de base utilisé en photogrammétrie. Elles expriment le fait que un point-objet P, son point-image p et le centre de projection O se situent sur la même droite. A partir de plusieurs prises de vue d'un même point P d'orientations différentes, l'intersection des différentes droites (ou faisceaux) permet la localisation de ce point. Chaque point d'une photographie fournit deux données (ses coordonnées dans le référentiel image, x'_P et y'_P) et trois inconnues (ses coordonnées dans le référentiel modèle, x_P, y_P et z_P). Le géoréférencement indirect consiste à utiliser des points dont les coordonnées dans le référentiel modèle sont connues pour calculer les inconnues des équations de colinéarité, c'est-à-dire les trois angles σ, κ, φ contenus dans les termes r_{ii} , ainsi que les coordonnées du centre de projection O (x_0, y_0, z_0) dans le référentiel modèle. Ces points sont appelés les points d'appui du modèle.

Une fois les photographies orientées les unes par rapport aux autres, il reste à réaliser l'orientation externe absolue. C'est-à-dire de passer le modèle d'un repère arbitraire vers un référentiel absolu, dans notre situation le système géodésique WGS84/UTM Zone 18 Nord. Dans la pratique, pour notre travail, l'orientation externe absolue est réalisée en même temps que l'orientation externe relative, le référentiel modèle étant le référentiel absolu.

La restitution

Une fois l'orientation interne et externe terminée, l'étape de restitution consiste à déterminer la position dans le modèle de tous les points visibles sur au moins deux prises de vue. L'orthogonalité de la matrice de rotation d'un repère vers l'autre permet l'utilisation des formes inversées des équations de colinéarité.

$$x_P = x_0 - (z_P - z_0) \frac{r_{11}(x'_P - x'_0) + r_{12}(y'_P - y'_0) + r_{31}c}{r_{31}(x'_P - x'_0) + r_{32}(y'_P - y'_0) + r_{33}c} \quad \text{Eq 2-18}$$

$$y_P = y_0 - (z_P - z_0) \frac{r_{11}(x'_P - x'_0) + r_{12}(y'_P - y'_0) + r_{31}c}{r_{31}(x'_P - x'_0) + r_{32}(y'_P - y'_0) + r_{33}c} \quad \text{Eq 2-19}$$

Si les points objets sont représentés par au moins deux prises de vue, cela conduit à résoudre un système à 3 inconnues (x_P, y_P, z_P) et 4 équations (2 équations, Eq 2-18 et Eq 2-19, par prise de vue). Sa résolution permet d'évaluer l'incertitude sur la position calculée. Le résultat final de la restitution d'un nuage de points forme la base d'un modèle en trois dimensions de la scène. Sur base de ce modèle pourront ensuite être extraits différents résultats, tel que des modèles numériques de terrain ou des orthophotoplans.

2.2.3 Structure from Motion

La *Structure from Motion* (SfM) est un développement récent des techniques de photogrammétrie. Elle emprunte ses principes à la photogrammétrie analytique mais permet de s'affranchir de nombreuses de ses contraintes. Comme nous l'avons déjà évoqué, avec la SfM, la géométrie de la scène, les orientations interne et externe sont résolues de manière simultanée à l'aide de l'ajustement des faisceaux à partir d'un ensemble de nombreuses prises de vue se chevauchant.

Ces sont les travaux de [Snavely et al., 2008] qui ont popularisé les techniques de SfM. Il fait le constat qu'à l'heure d'internet des collections incroyables de photographies sont disponibles très facilement pour de nombreux sujets. En quelques clics, il est possible d'avoir accès à de très nombreuses prises de vue d'un monument ou d'un site remarquable n'importe où dans le monde. [Snavely et al., 2008] prennent l'exemple de différents monuments et sites connus mondialement, comme Notre-Dame de Paris ou le Sphinx et cherche à reconstruire des modèles 3D de ceux-ci à partir de photos qu'il a trouvé sur internet. La nouveauté consiste à utiliser un ensemble de photos aléatoires, ne provenant pas toutes d'un même appareil, présentant donc des paramètres différents, des conditions d'exposition aléatoires et des angles de vue très erratiques.

Processus de fonctionnement

Une fois un ensemble de prises de vue rassemblé pour reconstruire une scène, on peut identifier quatre grandes étapes au processus de la SfM.

La reconnaissance des « feature points »

La première étape est la reconnaissance sur la scène à reconstruire de points remarquables, appelés *feature points*, dont les bases ont été posées par [Lucas et al., 1981]. Ces points doivent être susceptibles d'être retrouvés sur différentes photos, prises depuis différentes positions et inclinaisons. L'objectif est d'identifier sur chaque image des éléments ne variant pas ou peu avec l'échelle, l'orientation, les conditions d'exposition et la position de la prise de vue. Ces points peuvent ensuite être décrits par un *invariant description vector* comportant 128 éléments basé sur des gradients de luminosités et de couleurs [Harwin and Lucieer, 2012 ; Fonstad et al., 2013]. La solution la plus largement utilisée pour effectuer cette détection est basée sur l'algorithme *Scale Invariant Feature Transform* (SIFT) qui permet de détecter ces *feature points* sur une image [Lowe, 2004]. Le nombre de points d'intérêt sur une image est dépendant de la qualité de celle-ci et du sujet de l'image. Des surfaces lisses et brillantes donneront moins d'opportunités de détecter des *feature points* que des objets plus texturés. La résolution de l'image joue également un rôle important, plus celle-ci sera grande, plus le nombre de *feature points* pouvant être trouvé sera grand. Néanmoins, une trop grande qualité de résolution est inutile. En effet, le temps de traitement des

algorithmes devient alors trop long et beaucoup de logiciels proposent de dégrader la qualité de l'image pour la traiter. Souvent, un nombre très important de *feature points* est trouvé sur une photo comme l'illustre la Figure 2-9.

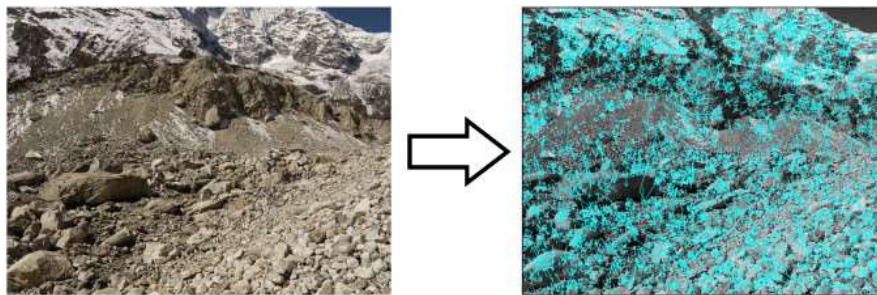


Figure 2-9. Utilisation de l'algorithme SIFT pour la détection de *feature points* (en vert sur l'image de droite) [Westoby et al., 2012]

Le « *bundle adjustment* »

Une fois suffisamment de *feature points* identifiés sur une paire de photos, la phase de reconstruction 3D de la scène peut commencer. Dans la SfM, il n'y a pas de distinction entre l'orientation interne et externe du modèle. Les points d'intérêt identifiés à l'étape précédente sont utilisés pour estimer la position et l'inclinaison de la caméra lors de la prise de vue à l'aide de l'ajustement des faisceaux.

Les *feature points* présents sur plusieurs images sont associés pour former des *tracks* liant un ensemble d'images comportant des points d'intérêt identiques. Ces sont ces *tracks* qui sont ensuite utilisés pour reconstruire un nuage de points en trois dimensions. Les *tracks* doivent au moins comporter trois images avec minimum deux points d'intérêt pour être utilisés dans la construction du nuage de points. Il s'agit d'une forme de critère de qualité [Snavely et al., 2006]. Cela permet de supprimer une grande partie des objets qui se déplacent sur la scène comme des véhicules en mouvement ou des objets captés non-intentionnellement tels que les patins d'atterrissage du drone. Dans ce dernier cas, les *feature points* qui seraient identifiés sur ces éléments se retrouveraient avec une position relative en constante évolution par rapport à des *feature points* de la scène qui aurait une position beaucoup plus constante. Ces points d'intérêt parasites sont dès lors ignorés pour la reconstruction de la scène [Furukawa and Ponce, 2010]. De manière

incrémentale, en traitant les images paires par paires, les *tracks* les uns après les autres, le nuage de points se forme et l'orientation interne et externe des prises de vue se fait. Le résultat de l'opération est un nuage de points épars représentant la scène. Dans cette étape, chaque point du nuage est coloré en fonction des images, permettant d'inspecter visuellement la qualité du travail effectué en reconnaissant le terrain (voir Figure 2-10). Les différents paramètres des orientations interne et externe sont définis au terme de cette étape, permettant de positionner et d'orienter les prises de vues et d'associer chaque image à un modèle de caméra prenant en compte les différentes distorsions possibles de l'image.

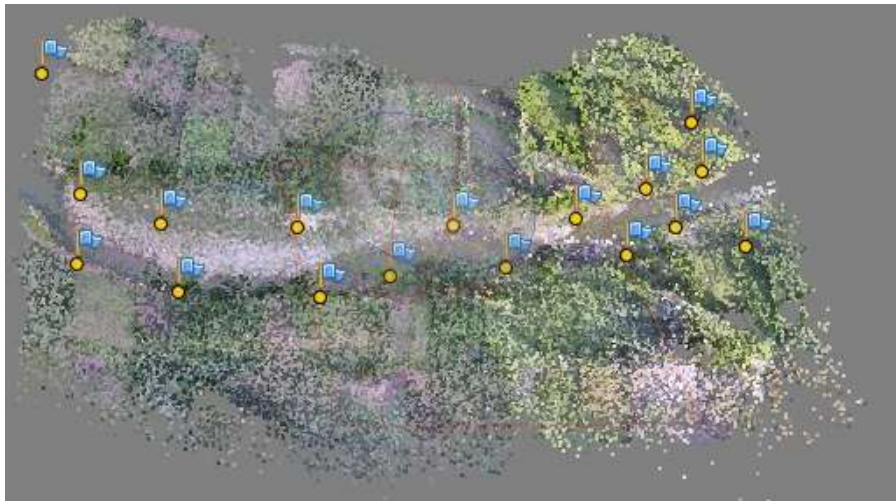


Figure 2-10. Nuage de points clairsemé avec positionnement des points d'appui (points jaunes surmontés de drapeaux bleus)

L'utilisation des points d'appui au sol

A cette étape du processus, l'orientation du modèle reste relative puisqu'elle n'est construite qu'à partir des relations géométriques existant entre les différents points d'intérêt (*feature points*) trouvés sur les prises de vue de la scène. Ce nuage de points peut ensuite être placé dans un référentiel adéquat, comme celui de notre projet, le WGS84/UTM Zone 18 Nord.

Des points au sol, les points d'appui (représentés par des drapeaux sur la Figure 2-10), sont dispersés sur la scène et identifiés précisément dans le repère souhaité. Il est nécessaire d'indiquer ces points d'appui sur chacune des prises de vue utilisées, créant ainsi des points d'intérêt manuels identifiés dans

le référentiel final choisi pour le projet. Certains logiciels permettent des reconnaissances automatiques de signes prédéfinis mais la précision reste meilleure à l'aide d'une reconnaissance manuelle. Ces points d'appui agissent comme les points d'intérêt détectés par l'algorithme SIFT [Lowe, 2004]. La résolution des mêmes étapes permet d'ajuster le positionnement de ces points avec le modèle 3D créé précédemment. Ce dernier devient donc géoréférencé.

L'autre utilisation des points d'appui est l'amélioration du résultat du *bundle adjustment*. En effet, ces points agissent comme de nouveaux points d'intérêt identifiés, manuellement ou automatiquement, sur les différentes prises de vue. Il s'agit de points d'intérêt avec une grande fiabilité de positionnement. L'orientation des photos peut donc être optimisée en recommençant l'étape du *bundle adjustment*.

L'utilisation des points d'appui conduit donc à une mise à jour des paramètres d'orientation interne et externe des prises de vue ainsi qu'à un géoréférencement de la scène.

La restitution

De la même manière que dans la photogrammétrie analytique, la dernière étape du processus de SfM est la reconstruction des autres points visibles sur les prises de vue de la scène. L'orientation des photographies réalisée, ces dernières sont comparées à l'aide d'algorithmes de *Multi View Stereo (MVS)* [Furukawa and Ponce, 2010 ; Rothermel et al., 2012]. Durant cette étape, chaque pixel d'une paire de photos est comparé pour chercher à densifier le nuage de points du modèle. Ce travail est très gourmand en ressources informatiques et la qualité des photos doit parfois être dégradée pour permettre l'obtention d'un résultat dans un délai acceptable. Le nuage de points dense finalement obtenu possède une quantité de points d'un ou deux ordres de grandeur supérieurs à celui du nuage éparé et la quantité de points parasites (*outliers*) est fortement réduite [James and Robson, 2012]. Notons enfin que chaque point du nuage obtenu est associé à une couleur représentative de celles apparaissant sur les photos qui contiennent ce point. La visualisation du nuage dense, le nombre de points étant très élevé, est facile et le résultat donne déjà une image très réaliste de la scène (Figure 2-11).



Figure 2-11. Nuage de points dense

2.2.4 Mise en pratique de la SfM dans le cadre de l'imagerie aérienne et des géosciences

A l'heure actuelle, la démocratisation et le développement des technologies du drone et de la photo permettent d'acquérir facilement et pour un faible coût des images aériennes de très bonne qualité. Associées aux possibilités offertes par la SfM, les géosciences, telles que l'hydraulique fluviale mais aussi la géographie, l'agronomie, la foresterie, la glaciologie, etc... représentent autant de terrains d'applications potentielles de l'utilisation de cette combinaison drone-SfM pour la création de nouvelles données (cartographie, topographie, définition de la couverture du sol, ...) de grande précision sur des zones très localisées. Si par le passé, la photogrammétrie analytique et ses prédécesseurs permettaient déjà de créer des données très riches et complètes pour ces domaines, le développement d'une part du drone et d'autre part de la SfM a considérablement augmenté les débouchés possibles [Westoby et al., 2012].

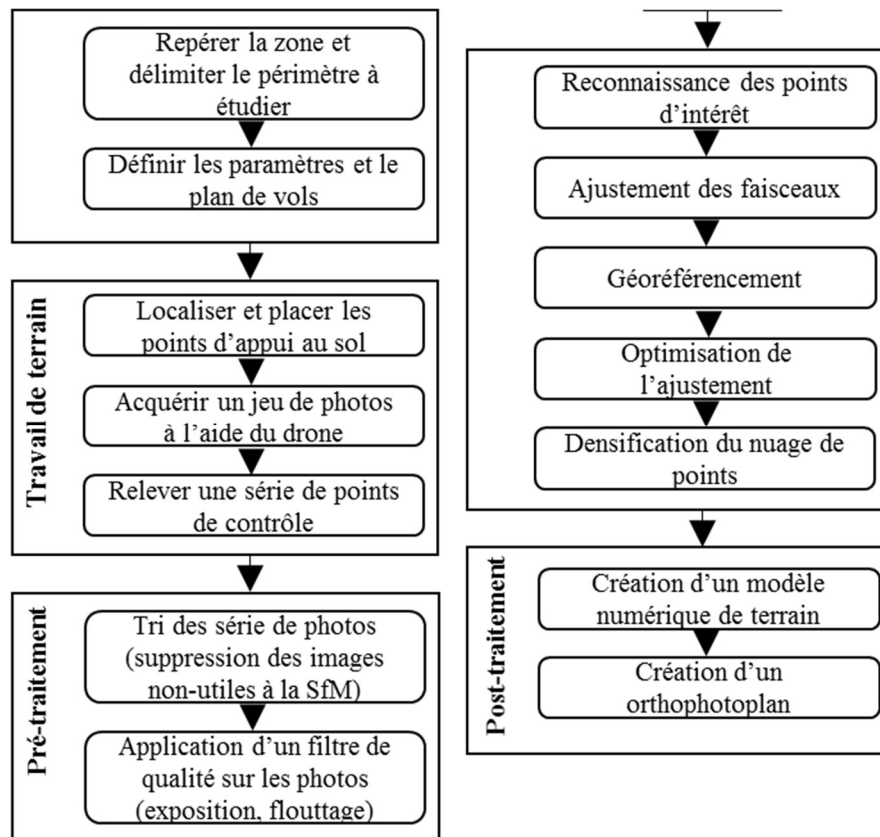


Figure 2-12. Séquence des actions à mener pour réaliser un travail Drone-SfM

2.3 Méthodologie de travail adoptée

Dans cette partie, nous allons nous attacher à détailler la méthodologie que nous avons développée et mise en place pour répondre aux besoins de caractérisation de la topographie du lit majeur de la rivière Cavaillon. Afin de compléter la bathymétrie détaillée au chapitre précédent, nous avons mis en œuvre une solution Drone-SfM. La Figure 2-12 résume la séquence des opérations à mener, en lien avec les étapes de la SfM détaillée précédemment.

2.3.1 Matériel utilisé

La caméra GoPro Hero 4 Silver

Nous avons utilisé une caméra GoPro Hero 4 Silver. En mode photographie, le constructeur annonce une longueur focale de 2,98 mm, un capteur de 6,17 x 4,55 mm et une résolution possible de 4000 x 3000 pixels (12 MP). La programmation de prise de clichés à intervalles réguliers est possible. Ce paramètre dépendra de la vitesse du déplacement de l'appareil, de l'altitude des prises de vue et du recouvrement des clichés souhaité. Nous reviendrons sur ces points ultérieurement.

Les atouts de la caméra GoPro sont son prix abordable, sa compacité et son poids très faible permettant d'envisager de la monter sur un drone sans limiter son autonomie de vol annoncé. De plus, elle permet un fonctionnement optimal même dans des conditions de terrain pas toujours idéales (transport long et cahoteux, risque de choc, recharge sur un réseau électrique intermittent, ...). Enfin, les inquiétudes concernant les distorsions qu'implique l'objectif grand angle de la caméra GoPro peuvent être levées puisque, comme nous l'avons détaillé précédemment, le logiciel de traitement photogrammétrique permet de calculer et corriger ces effets. On y reste néanmoins attentif dans le traitement des données et dans la construction de résultats. On vérifie particulièrement que le *modèle de caméra* qu'utilise le logiciel pour évaluer les paramètres de l'appareil correspond à celui d'une caméra GoPro.

Le drone Mikrokopter Hexa XL

Il existe deux grandes catégories de drones. Les drones dits *à aile fixe* (Figure 2-13(a)), et ceux dits *multi-rotors* (Figure 2-13(b)). Le drone à aile fixe permet généralement de couvrir de plus grande étendue, plus rapidement et sont particulièrement adaptés à des survols de sujets linéaires (lignes de chemin de fer, route, lisière de forêt, rivières). Le drone multi-rotors a le grand avantage de permettre le vol stationnaire. L'inspection d'ouvrages ou le survol détaillé de zones relativement restreintes sont ses terrains d'application privilégiés. De plus, il permet un décollage et un atterrissage à la verticale, là où une aile fixe demande un certain dégagement pour démarrer.

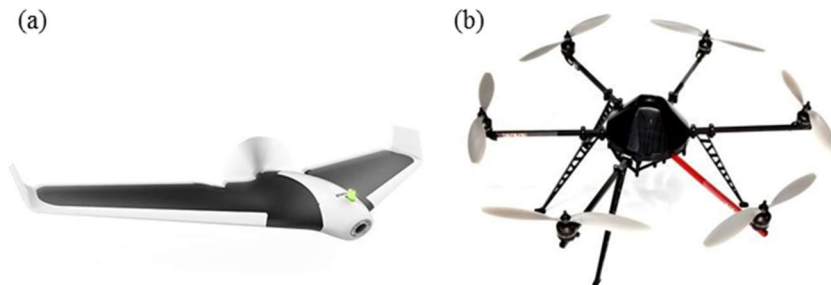


Figure 2-13. (a) Drone à aile fixe (b) Drone multi-rotors

Dans le cadre strict de l'étude d'une topographie de lit majeur, l'utilisation d'une aile fixe s'avèrerait idéale. Néanmoins, ce type de drone a souvent un coût plus important et n'offre pas beaucoup de polyvalence dans le type d'applications possibles. C'est pour ça que nous avons opté pour un multi-rotors. Parmi l'offre étendue du marché, nous avons opté pour un drone en kit, le **Mikrokopter Hexa XL**. Cette marque allemande offre la garantie d'une expérience confirmée dans les technologies du drone et une communauté d'utilisateurs importante permettant une large documentation sur le montage, la mise en route et le pilotage de l'appareil. L'option en kit nous obligeait à construire le drone mais nous permettait d'acquérir une certaine compétence. Cette démarche était motivée par le souhait de pouvoir faire face à d'éventuels problèmes mécaniques sur le terrain. Ce qui s'est révélé être une excellente intuition.

Il s'agit donc d'un drone à six hélices permettant d'embarquer une nacelle sur laquelle peut venir s'installer un appareil photographique jusqu'à une charge maximum de 1,5 kg. Cette nacelle est positionnée selon deux axes de rotation horizontaux, le drone dans son ensemble assurant l'axe de rotation selon la verticale. Le drone est alimenté par une batterie Lithium Polymère (LiPo) de 14,8 V et 6600 mAh. L'autonomie annoncée est de 40 minutes mais dépend du chargement du drone. Dans le cadre du survol de la rivière Cavaillon, les vols ne dépassaient pas 25 minutes. Le drone est commandé par une télécommande MX-20 HoTT du fabricant Graupner et est équipé d'un système de navigation intégré avec mesureur inertielle et GPS de navigation. Le drone peut être piloté manuellement mais également suivre un plan de vol préétabli et automatique.

Photoscan

Le logiciel de traitement choisi est Photoscan du développeur russe Agisoft. Il s'agit d'un logiciel très largement utilisé dans le traitement photogrammétrique de photos aériennes. De nombreux articles démontrent la qualité des résultats obtenus [Verhoeven (2011) ; Santise et al. (2014)].

2.3.2 Acquisition des photographies

L'acquisition des photos est une étape primordiale dans le travail présenté dans ce chapitre. Nous allons donc détailler la méthodologie que nous avons développée pour garantir des prises de vues permettant le résultat souhaité.

Nous allons d'abord établir le lien entre la photo et l'emprise au sol. Comme nous l'avons détaillé précédemment, une prise de vue aérienne peut être assimilée à un modèle de projection centrale (Figure 2-4). De ce modèle de projection centrale, définissons les paramètres qui caractérisent la distance entre le centre de projection et le plan image, c , qui n'est autre que la distance focale de l'appareil. Le plan image est quant à lui caractérisé par les dimensions du capteur photosensible de l'appareil d . Lors de la capture d'une image, on identifie également la position de centre de projection avec l'altitude de vol, H , et l'emprise au sol de la photographie, D . Ces paramètres sont illustrés à la Figure 2-14.

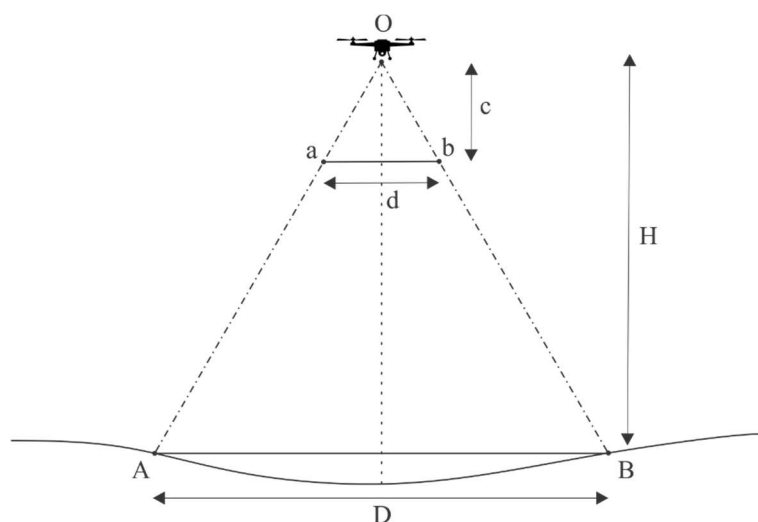


Figure 2-14. Paramètres caractérisant le modèle de projection centrale d'une photographie

Dans cette figure, les triangles Oab et OAB sont des triangles semblables. Nous pouvons donc écrire la relation suivante :

$$\frac{c}{d} = \frac{H}{D} \quad \text{Eq 2-20}$$

Si on définit la *Ground Sample Distance (GSD)* comme étant la distance mesurée au sol entre deux pixels (m/pixel). La résolution d'une photographie sera donc dépendante de la *GSD*. Plus la *GSD* sera faible, plus la résolution sera grande et plus les détails de la photo seront visibles. Or, si N_{px} est le nombre de pixels de la photo selon une direction donnée, on peut définir la *GSD* comme suit :

$$GSD = \frac{D}{N_{px}} = \frac{H \cdot d}{c \cdot N_{px}} \quad \text{Eq 2-21}$$

Comme on pouvait aisément l'imaginer, pour un appareil photographique donné, la résolution va dépendre de l'altitude de vol. Etant donné que le capteur photo de la caméra GoPro présente une forme rectangulaire, on peut généraliser les relations définies ci-dessus dans les deux dimensions de l'image, $D_{long}, D_{larg}, N_{px_{long}}, N_{px_{larg}}, d_{long}, d_{larg}$.

Comme nous l'avons vu, le processus de photogrammétrie a besoin de plusieurs photos de chacun des points de la scène pour arriver à reconstruire un modèle de celle-ci. Plusieurs photos doivent donc couvrir les mêmes zones de la scène à étudier. En photographie aérienne, on utilise traditionnellement des plans de vol en bandes successives permettant d'obtenir un recouvrement suffisant des emprises au sol des photos dans la longueur et dans la largeur. La Figure 2-15 schématise ce type de plan de vol et illustre l'emprise au sol d'une photo. Le rectangle vert symbolise la zone à photographier, le rectangle rouge, l'emprise au sol d'une photo, le rectangle bleu, le capteur de la photo.

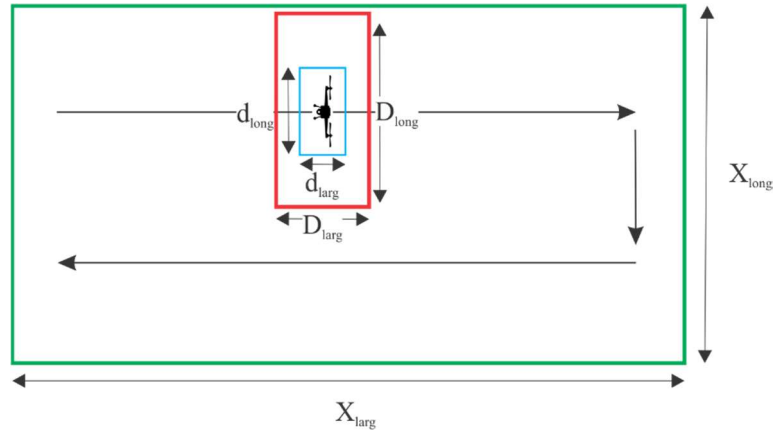


Figure 2-15. Schéma d'un plan de vol et de l'emprise d'une photo

Le recouvrement quant à lui peut être défini comme la partie de l'emprise d'une photo qui recouvre l'emprise d'une photo adjacente. On pose r comme le pourcentage de la longueur ou de la largeur d'une photo dont l'emprise est commune à celle de la photo adjacente. Définissons également R_r comme la distance de recouvrement, c'est-à-dire la distance au sol de l'emprise commune à deux prises de vue adjacentes. Notons la distinction entre le recouvrement *frontal*, c'est-à-dire dans le sens de l'avancée du drone et le recouvrement *latéral*, c'est-à-dire entre plusieurs photos prises sur des bandes successives du plan de vol. Ces deux concepts sont illustrés à la Figure 2-16.

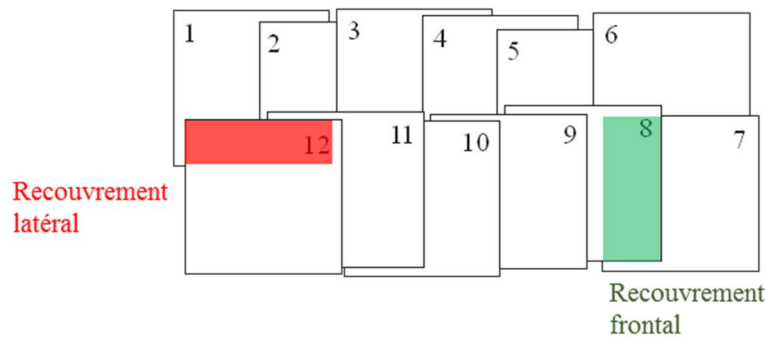


Figure 2-16. Notions de recouvrement

Concernant le recouvrement frontal, celui-ci est assuré par la relation entre la fréquence d'acquisition des photos, f , la largeur de l'emprise au sol d'un cliché, D_{larg} et la vitesse de déplacement du drone, v .

- R_{front} (m), la distance de recouvrement frontal entre deux clichés
- r_{front} (%), le pourcentage de recouvrement de la largeur de l'emprise d'une photo
- D_{larg} (m), la largeur de l'emprise au sol d'un cliché
- b (m), la base, c'est-à-dire la distance entre deux clichés successifs le long de la trajectoire de vol
- v (m/s), la vitesse de déplacement du drone
- f (1/s), la fréquence d'acquisition des photos

On peut développer la relation décrivant le recouvrement frontal comme suit :

$$R_{front} = r_{front} \cdot D_{larg} = D_{larg} - b \quad \text{Eq 2-22}$$

$$b = D_{larg}(1 - r_{front}) \quad \text{Eq 2-23}$$

Or la base est également définie comme :

$$b = \frac{v}{f} \quad \text{Eq 2-24}$$

En combinant les égalités précédentes, on obtient la relation :

$$v = f \cdot D_{larg}(1 - r_{front}) \quad \text{Eq 2-25}$$

Si on se souvient de Eq 2-20, on obtient :

$$v = \frac{f \cdot H \cdot d_{larg}(1 - r_{front})}{c} \quad \text{Eq 2-26}$$

Cette relation lie effectivement les paramètres de l'appareil (la distance focale, la largeur du capteur et la fréquence d'acquisition) avec la vitesse de déplacement du drone en fonction du pourcentage de recouvrement frontal souhaité. La Figure 2-17 illustre le lien entre la base, le recouvrement frontal et la largeur de l'emprise de la photo.

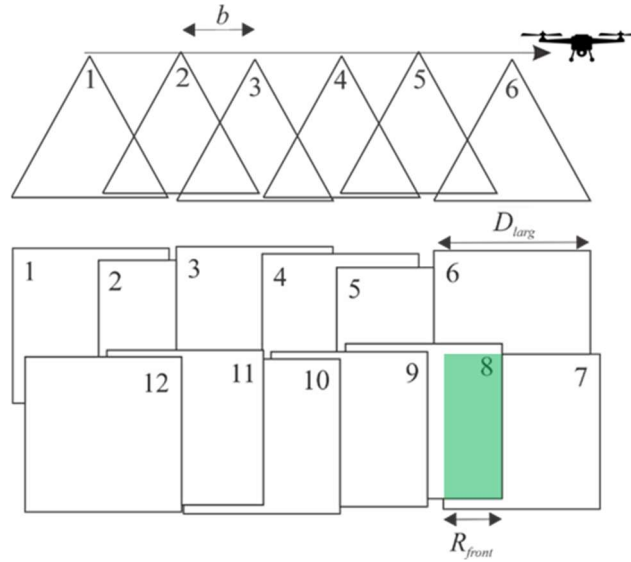


Figure 2-17. Recouvrement frontal

Concernant le recouvrement latéral, celui-ci est assuré par la relation entre la distance séparant deux bandes de vols successives et l'emprise au sol des clichés. Définissons les paramètres suivants :

- R_{lat} (m), la distance de recouvrement latéral entre deux clichés
- r_{lat} (%), le pourcentage de recouvrement latéral
- D_{long} (m), la longueur de l'emprise au sol d'un cliché
- l (m), la distance entre deux bandes de vol successives

On peut développer la relation décrivant le recouvrement latéral comme suit :

$$R_{lat} = r_{lat} \cdot D_{long} = D_{long} - l \quad \text{Eq 2-27}$$

$$l = D_{long}(1 - r_{lat}) \quad \text{Eq 2-28}$$

Si on se souvient de la relation Eq 2-20, on obtient :

$$l = \frac{H \cdot d_{long}(1 - r_{lat})}{c} \quad \text{Eq 2-29}$$

La Figure 2-18. *Recouvrement latéral* illustre la relation entre les paramètres de vol (distance entre deux bandes de vol successives, la hauteur de vol), les paramètres de l'appareil photo (dimensions du capteur, longueur focale) et le pourcentage de recouvrement latéral souhaité.

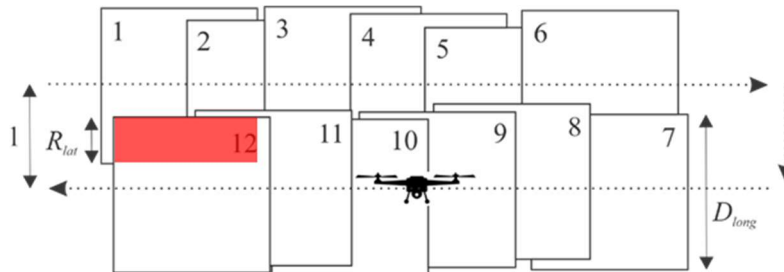


Figure 2-18. Recouvrement latéral

Ces différentes relations permettent de définir un ensemble de paramètres liés au vol et aux photographies à effectuer sur le terrain.

Les paramètres liés au choix de l'appareil :

- $N_{px_{long}}$, et $N_{px_{larg}}$ (pixels), la résolution de la photographie
- c (mm), la distance focale de l'appareil
- d_{long} et d_{larg} (mm), les dimensions du capteur de l'appareil

Ensuite, il y a les paramètres liés au cas d'étude :

- X_{long} et X_{larg} (m), les dimensions de la zone à survoler
- GSD (m/pixel), la résolution photo souhaitée
- r_{front} et r_{lat} (%), les recouvrements frontal et latéral souhaités

La suite des paramètres de vol est définie à partir des six paramètres ci-dessus en fonction des relations précédemment établies (Eq 2-22 à Eq 2-29). Ces dernières permettent de définir :

- H (m), la hauteur de vol
- D_{long} et D_{larg} (m), l'emprise au sol d'un cliché
- l (m), la longueur d'une bande de vol
- b (m), la distance entre deux bandes de vol successives
- f (1/s), la fréquence d'acquisition des photos
- v (m/s), la vitesse d'évolution du drone le long de sa trajectoire

Certains paramètres peuvent être définis par choix (choix de l'appareil photo, choix des capacités du drone, choix du découpage de la zone d'étude) mais certains sont contraints (législation, limite des performances de l'appareil photos ou du drone, budget, configuration de la zone d'étude).

Le choix de la caméra GoPRO Hero 4 Silver a fixé les paramètres optiques qui lui sont propres. La résolution de 4000 x 3000 pixels, la longueur focale de 2,98 mm ainsi que les dimensions du capteur de l'appareil 6,17 x 4 x 55 mm.

La *hauteur de vol* a été fixé à maximum 40 m. En effet, cette limite permettait de conserver le principe du vol à vue et d'effectuer les missions en toute sécurité. Cette hauteur de vol implique un *GSD* de 2,07 cm (voir Eq 2-21). Cette résolution de l'image du sol est largement suffisante pour les objectifs de ce travail.

Les *dimensions de la zone à survoler* devait s'inscrire dans un rayon de 250 m à partir du point de décollage. Cette restriction est imposée par le constructeur dans le cas d'utilisation du mode vol automatique du drone. Ce qui limitait les X_{long} et X_{larg} dans des gammes permettant un rectangle inscrit à un cercle de 250 m de rayon. Le lieu de décollage et d'atterrissage se situant au bord de la rivière, la longueur de la zone à survoler pouvait atteindre une centaine de mètres de part et d'autre de la rivière.

Ensuite, comme nous l'avons déjà dit, un recouvrement suffisant est indispensable au processus de la SfM. Chaque point de la scène doit être au moins présent sur 3 photographies différentes [Micheletti et al., 2015 ; James and Robson, 2012] mais 5 à 10 clichés sont conseillés par point [Fonstad et al., 2013 ; Mancini et al., 2013]. Concernant le recouvrement précisément, il n'existe pas d'étude systématique comparant les différentes recommandations. Cependant, différentes sources s'accordent à dire que le recouvrement doit être supérieur à 60 % [Bemis et al., 2014 ; Reitman et al., 2015]. Le guide de l'utilisateur de Photoscan préconise un recouvrement frontal de 80 % et un recouvrement latéral de 60 %.

Notons que l'établissement des pourcentages de recouvrement est réalisé en prenant comme hypothèse de base le modèle de la projection centrale pour la photographie. Or, comme nous l'avons vu, la caméra GoPro utilise un objectif grand angle, *fish-eye*. A priori, cet objectif ne respecte pas l'hypothèse d'un modèle de projection centrale. En effet, l'emprise au sol d'une prise de vue au sol est en réalité plus large, $D_{long} = 140$ m et $D_{larg} = 100$ m (évalué sur base de distances connues sur une photo). Ce qui a pour effet de renforcer le recouvrement. Si le pourcentage souhaité est atteint pour le modèle de

projection centrale, il le sera d'autant plus pour l'emprise réelle d'un cliché obtenu par la caméra GoPro.

Dans le cadre de ce travail, nous avons opté pour une distance inter-bandes de $l = 40$ m. Cette distance amène à un pourcentage de recouvrement latéral de 52 % dans le modèle de la projection centrale. Ce pourcentage est inférieur aux recommandations. Cependant, l'utilisation de la caméra GoPro, munie d'un objectif grand angle, mène à une emprise réelle de la photo supérieure à l'hypothèse de projection centrale, ce qui fait grimper le recouvrement latéral à 71 %, supérieur aux recommandations.

Le temps de vol étant limité par l'utilisation de la batterie, nous avons opté pour une vitesse de 5 m/s permettant de parcourir l'ensemble d'une trajectoire de vol dans un temps raisonnable pour une batterie (10-12 minutes). La trajectoire étant définie, la plupart du temps, en nombre de bandes successives, dont la longueur doit s'inscrire dans le cercle de vol automatique de 250 m et la largeur est fonction du recouvrement latéral. La vitesse de déplacement contraint la fréquence d'acquisition des photos en fonction du recouvrement frontal.

La caméra GoPro propose un mode d'acquisition de photos automatique à intervalles réguliers. Une photo pour chaque deux secondes permet d'obtenir un recouvrement de 84 % selon le modèle de projection centrale et monte à 90 % selon l'emprise réelle au sol d'un cliché. Ces valeurs respectent largement les recommandations.

Dans le cadre de la grande majorité des résultats présentés dans la suite de ce chapitre, ces paramètres sont résumés par le Tableau 2-1.

Paramètres de la caméra		
$N_{px_{long}}$	4000	pixels
$N_{px_{larg}}$	3000	pixels
c	2,98	mm
d_{long}	6,17	mm
d_{larg}	4,55	mm
Paramètres d'étude		
X_{long}	200 – 300	m
X_{larg}	400 – 450	m
GSD	2,07	cm/pixel
r_{front}	84	%
r_{lat}	52	%
Paramètres de vol		
H	40	m
D_{long}	82,82	m
D_{larg}	61,07	m
l	40	m
b	10	m
f	0,5	Cliché/s
v	5	m/s

Tableau 2-1. Tableau reprenant les différents paramètres

2.3.3 Traitement des photos à l'aide de Photoscan

Nous allons brièvement tracer les grandes lignes du traitement des séries de photos avec le logiciel Photoscan depuis l'acquisition de celles-ci jusqu'à l'obtention des résultats souhaités : les modèles numériques de terrain (MNT) et les orthophotoplans.

Notons néanmoins que, si la qualité des résultats générés par Photoscan est satisfaisante [Verhoeven, 2011 ; Santise et al., 2014], le processus de traitement reste très opaque. Le logiciel est utilisé ici comme une boîte noire. La compréhension rigoureuse des différentes étapes suivies lors de l'élaboration d'un projet est compliquée (en attestent les remarques sur le forum Agisoft du logiciel) et l'influence des différents paramètres à la disposition de l'utilisateur n'est pas clairement présentée. Nous nous

contenterons ici de décrire les grandes lignes des étapes suivies dans le traitement photogrammétrique des séries de photos.

La première étape consiste à trier le set de photos. Éliminer les photos du décollage et de l'atterrissage du drone, retirer les photos floues ou redondantes (souvent le cas lors des changements de direction du drone) pour ne garder que les photos de la scène possédant une information exploitable pour le logiciel. Photoscan propose en plus un outil estimant la qualité des photos proposées, ce qui permet d'effectuer un tri supplémentaire.

L'étape suivante est l'*alignement des photos*. C'est l'étape où le logiciel effectue un premier *bundle adjustment*. Au terme de cette étape, le résultat est un nuage de points clairsemé représentant le positionnement des *feature points* identifiés sur les photos (voir Figure 2-19(a)). L'orientation interne et l'orientation externe relative sont simultanément effectuées durant cette étape.

A partir de ce premier alignement de photos, il est possible d'introduire les repères placés préalablement au sol. C'est ce qu'on appellera le *géoréférencement* du projet. Les coordonnées de ces points d'appui du modèle sont importées dans le projet pour ensuite être identifiées sur chacune des photos. Cette étape est très fastidieuse et requiert l'intervention de l'opérateur. Photoscan propose un système de reconnaissance automatique des repères au sol mais l'échelle du travail mené ne permettait pas son utilisation. La taille des repères au sol aurait dû être trop importante pour être applicable sur le terrain.

Une fois effectué le géoréférencement, on peut utiliser la fonction *optimiser l'alignement*, qui consiste à optimiser le positionnement des clichés dans un repère commun. Les nouveaux points d'appui sont utilisés comme des *feature points* possédant une grande fiabilité. Le logiciel effectue un second *bundle adjustment* pour améliorer l'orientation du modèle. À l'issue de cette étape, l'orientation interne est améliorée et l'orientation externe permet de placer le projet dans le repère géodésique WGS84/UTM Zone 18 Nord, repère dans lequel sont identifiés les points d'appui du modèle.

Il est ensuite possible de générer un nuage dense à l'aide d'un algorithme de type MVS (*multi-view reconstruction*). Cette étape conduit à la génération d'un nombre très important de points (2 à 3 ordres de grandeur supérieurs au nuage clairsemé), illustrés par la Figure 2-19(b).

Les points d'un nuage dense peuvent ensuite être classés à l'aide de trois paramètres. Une combinaison adéquate de ces trois paramètres, dépendant du terrain étudié permet de classer les points représentant effectivement le terrain et ceux représentant d'autres éléments du paysage (arbres, cultures, bâtiments). Cette classification permet ensuite de construire un modèle numérique d'élévation MNE, sur base de l'ensemble des points du nuage dense, ou de construire un modèle numérique de terrain sur base des éléments classés dans la catégorie *sol* (voir Figure 2-1). Les trois paramètres suivants contrôlent la classification des points de la catégorie *sol* :

- *Angle Max* (deg) détermine l'une des conditions que doit remplir un point du nuage pour être classé dans la catégorie *sol*. L'angle formé par les droites reliant le point testé avec les autres points terrain doit être inférieur à *Angle Max*. Dans le cas de terrain plutôt plat, sans dénivellation importante, la valeur de l'angle recommandée est de 15 degrés [Agisoft Photoscan, 2016].
- *Distance Max* (m) détermine la distance verticale maximum qu'il peut y avoir entre le point testé et les points terrains avoisants. Autrement dit, combiné à *Angle Max*, ce paramètre définit la variation verticale maximale du sol à l'intérieur de la scène étudiée.
- *Taille des cellules* (m) détermine la taille des cellules qui divisent le nuage de points représentant la scène et au sein desquelles les deux autres paramètres sont testés. Cette taille doit correspondre à la plus grande zone de la scène ne contenant pas de point de terrain (bâtiments, forêt dense,...).

Les paramètres sont adaptés par l'utilisateur pour obtenir un résultat qui correspond à ses objectifs. Un compromis doit être trouvé pour permettre de classer suffisamment de points dans la catégorie *sol*. En effet, la photogrammétrie se base sur des photos aériennes, il n'est donc pas possible de voir « à travers » des obstacles comme une végétation dense. Pour cette raison, lors de la comparaison de panneaux d'un même lieu, si ceux-ci n'ont pas été réalisés à partir des mêmes points de vue, ou à la même époque, il peut subsister des différences (par exemple, un champ cultivé qui présente une différence systématique d'altitude si la partie supérieure des cultures est identifiée comme appartenant à la catégorie *sol*, ou une zone boisée). Ceci représente une limitation de la méthode photogramétrique et l'utilisateur

restera critique et attentif lors de l'interprétation, de l'utilisation ou de l'analyse de modèle numérique de terrain.

La dernière étape est la production des résultats souhaités. Dans notre cas la génération d'un *modèle numérique de terrain* (Figure 2-19(d)) et d'un *orthophotoplan* (Figure 2-19(c)) relatifs au projet traité. La résolution du MNT sera dépendante de la densité du nuage de points sur lequel il est établi. Les résolutions auxquelles nos paramètres de vol et les caractéristiques de l'appareil photo nous donnent accès permettent largement d'atteindre notre objectif de connaissance de la topographie du lit majeur de la rivière.

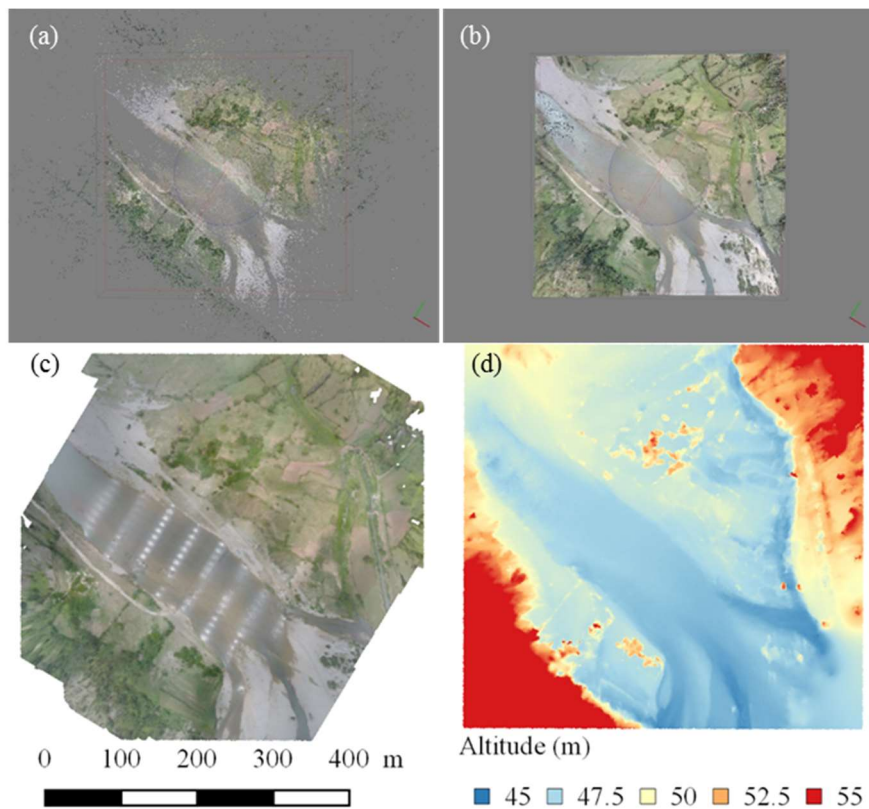


Figure 2-19. (a) nuage de points clairsemé (b) nuage de points dense (c) orthophotoplan (d) modèle numérique de terrain

2.3.4 Placement des points d'appui au sol

Comme nous l'avons déjà expliqué, l'orientation externe du modèle représentant la scène étudiée peut se faire de manière indirecte à l'aide de points d'appui connus. Les coordonnées de ses points d'appui peuvent être relevées dans un repère local, on parlera alors d'*orientation externe relative*, ou dans un repère absolu, on parlera alors d'*orientation externe absolue*.

Dans le cadre de ce travail, nous avons travaillé avec le même principe que celui explicité pour la réalisation de la bathymétrie. L'installation d'un GPS différentiel à partir d'une base connue nous a permis de réaliser des modèles dans un référentiel commun à tous les travaux du projet. Plus d'explications sur ce référentiel ont été données dans le chapitre précédent.

La plupart des auteurs exposent des recommandations générales dans le cadre d'un projet exploitant la SfM. Ainsi [Micheletti et al., 2015] proposent un minimum de 5 points d'appui. Plusieurs auteurs soulignent l'importance de l'influence de ces points d'appui sur la qualité des résultats. [Bemis et al., 2014] font remarquer le rôle de ses points d'appui dans l'évaluation des paramètres de la caméra et dans l'optimisation de l'orientation du modèle. Notons toutefois que l'encodage manuel de ces points d'appui peut également être une source d'erreur pour le modèle final [Westoby et al., 2012].

Dans le cadre d'un travail démontrant l'applicabilité de la SfM au domaine de l'étude des failles paléosismiques, [Reitman et al., 2015] proposent une étude systématique de l'influence du nombre et de la position des points d'appui sur la scène. En utilisant le logiciel Photoscan, il établit des MNT de la scène étudiée à partir d'un nuage de points clairsemé mais préalablement orienté. Des points de terrain sont mesurés à l'aide d'une station totale, permettent de comparer les différents résultats obtenus avec une référence commune. Les conclusions de cette étude peuvent se résumer par les points suivants :

- La précision augmente avec l'augmentation de points d'appui du modèle
- Le gain de précision par point d'appui supplémentaire au-delà de 12 devient relativement faible
- Une erreur quadratique moyenne inférieure à 2 cm peut déjà être atteinte à partir de 6 points d'appui

- La précision du modèle augmente avec la dispersion des points d'appui sur toute la zone étudiée

Une brève étude de l'influence des points d'appui

Dans le cadre de ce projet, une brève étude de l'influence du nombre de points d'appui a été menée en Belgique. La démarche est la suivante. Un vol est réalisé afin d'obtenir une série de photos du terrain survolé. A partir de cette série de photos, un nuage de points clairsemé est généré à l'aide de Photoscan. Préalablement, un certain nombre de points d'appui était disposé sur la scène. Le nuage de points est utilisé comme base pour créer 9 projets différents à partir de 9 configurations de points d'appui différentes (allant de 4 à 12 points d'appui). Ces neuf projets ont mené au développement de 9 MNTs différents de la même zone. La comparaison de ces 9 MNTs entre eux, avec un MNT de référence et avec des points de contrôle permettent de détailler l'influence des points d'appui pour un modèle.

Le champ étudié se situe à Liernu en Belgique. C'est un rectangle de 300 x 150 m présentant un dénivelé constant de ± 7 m dans la direction Nord-Est. Le vol a été réalisé en utilisant les paramètres de vol précédemment décrits. Le plan de vol était composé de 4 bandes successives distantes de 40 m (voir Figure 2-20).

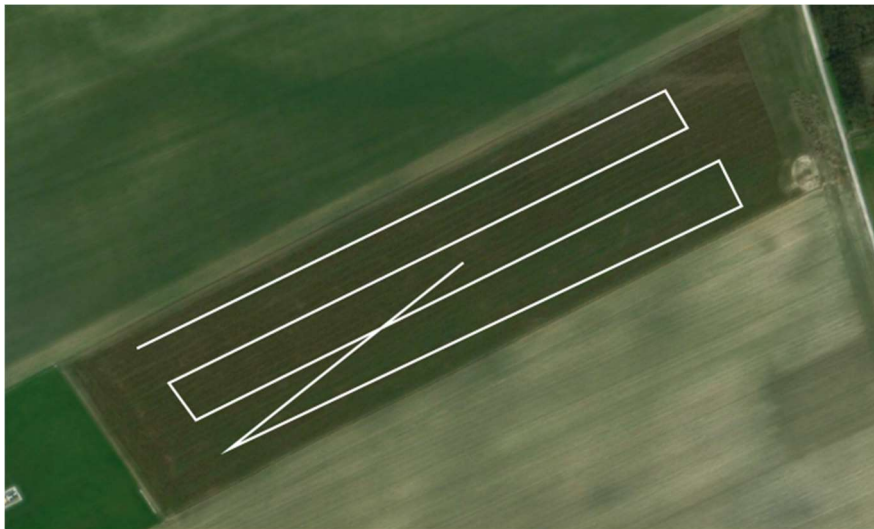


Figure 2-20. Plan de vol à Liernu

12 points d'appui ont été disposés partout sur le terrain. Ils étaient matérialisés par des rectangles blancs d'une dimension de 20 x 20 cm. En plus de ces points d'appui, 187 points de contrôle ont été relevés dans la zone étudiée afin de valider la qualité des résultats et discriminer les différentes configurations de points d'appui utilisées pour l'orientation du modèle avant de générer les MNTs. Le relevé des points a été réalisé à l'aide d'un GPS RTK Leica 1200. Les coordonnées renvoyées par le GPS sont corrigées en temps réel par le réseau WALCORS¹⁰ dans le référentiel EPSG 31370.



Figure 2-21. Répartition des points d'appui potentiels

Quantification de l'erreur

L'erreur est définie comme la différence entre l'altitude d'un point de contrôle (PC) et celle extraite d'un MNT généré et relevé au GSP-RTK.

$$r = Z_{MNT} - Z_{PC} \quad \text{Eq 2-30}$$

¹⁰ WALCORS (Wallonia Continuously Operating Reference System) est le réseau de stations GNSS de référence recouvrant la région wallonne. Il dispense à ses utilisateurs un service de corrections RTK leur permettant un positionnement centimétrique. Il permet à un opérateur équipé d'un seul récepteur GNSS mobile de déterminer, en moins d'une minute, la position topographique précise du point qu'il mesure. <http://gnss.wallonie.be/walcors.html>

Afin de caractériser l'erreur sur un large ensemble de n points de contrôle, nous définissons les deux résultats suivants :

$$\mu_{abs} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{abs}(r_i) \quad \text{Eq 2-31}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n r_i^2} \quad \text{Eq 2-32}$$

Les Figure 2-22, Figure 2-23 et Figure 2-24 proposent les dispositions des points d'appui du modèle qui ont été testées.

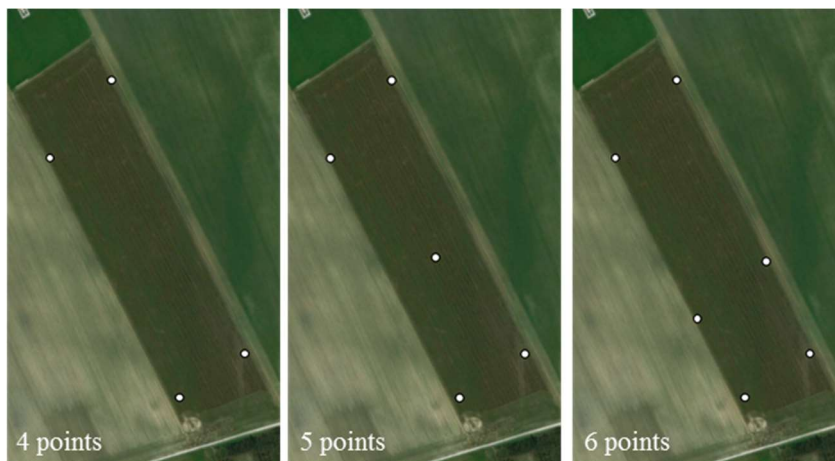


Figure 2-22. Dispositions à 4, 5 et 6 points d'appui

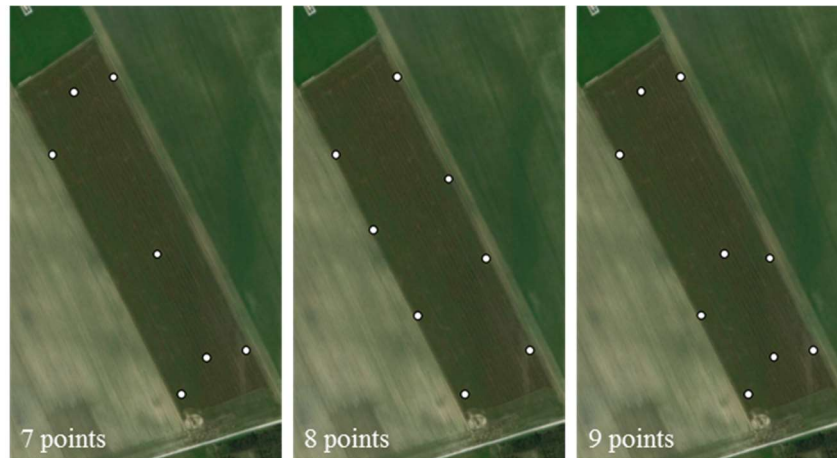


Figure 2-23. Dispositions à 7, 8 et 9 points d'appui

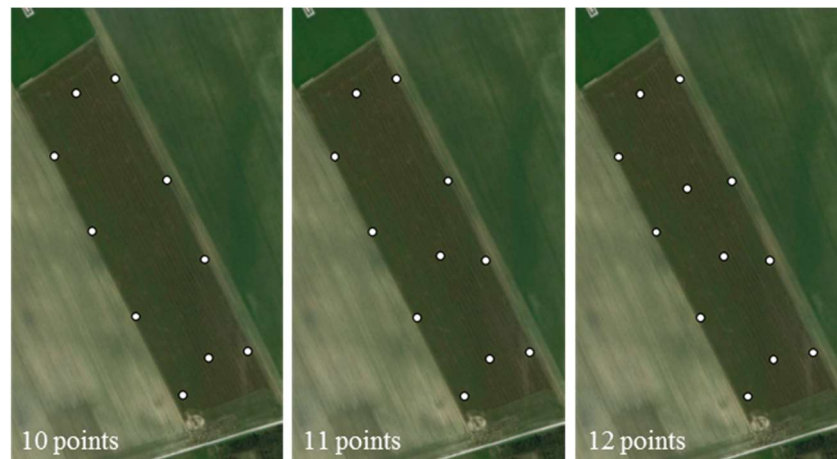


Figure 2-24. Dispositions à 10, 11 et 12 points d'appui

Sur base de l'évolution de μ_{abs} et de $RMSE$ pour chacun des répartitions (voir Figure 2-25 et Figure 2-26), on peut tirer deux observations intéressantes sur le nombre de points d'appui, proches mais pas tout-à-fait similaires à celles de [Reitman et al., 2015] :

- L'augmentation du nombre de points d'appui fait diminuer l'erreur absolue moyenne
- A partir de 8 points d'appui, on observe une stabilisation de l'erreur (au-delà de 10 points d'appui, on tend même à l'augmenter légèrement)

Notons que lorsque la moyenne des erreurs absolues se stabilise autour des 4-5 cm, cette précision est d'un ordre de grandeur similaire à celui du GPS RTK. On notera également, qu'à partir de 8 points d'appui, 90 % des erreurs sont comprises dans un intervalle de $-10 \text{ cm} < r < +10 \text{ cm}$.

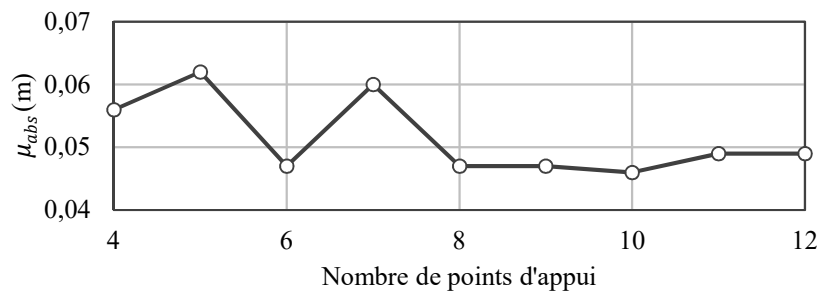


Figure 2-25. Evolution de la moyenne de l'erreur absolue

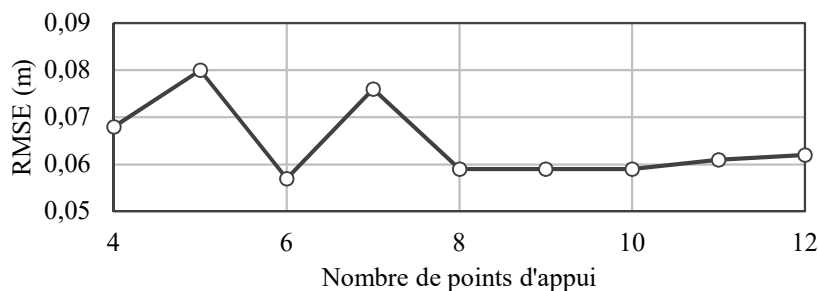


Figure 2-26. Evolution de l'erreur quadratique moyenne

Cette brève étude ne prend pas en considération de manière systématique le placement des points d'appui sur la zone étudiée, mais se concentre sur le nombre de ceux-ci, situés dans une zone centrale de l'image. Néanmoins, autant pour le μ_{abs} que pour le $RMSE$, on observe une diminution de la précision pour les dispositions à 5 et 7 points d'appui au sol. Cela peut paraître surprenant étant donné que les points rajoutés de la disposition à 4 points d'appui vers celle à 5 et de celle à 6 vers celle à 7, le sont au centre de la zone de survol. Suivant les recommandations de [Reitman et al., 2015], une dispersion à travers toute la zone devrait augmenter la précision du modèle. Néanmoins, on ne retrouve plus cette perte de précision pour le passage de la disposition à 8 points d'appui vers celle à 9 et de celle à 10 vers celle à 11. Ce point mériterait sans doute une approfondissement qui n'est pas traité dans ce travail.

Sur base de ces considérations et des recommandations de [Reitman et al., 2015], nous avons décidé de positionner au sol 10 points d'appui pour chacun des vols. En effet, nos observations tendent à penser que 8 points d'appui est un minimum. Néanmoins, afin de se donner de la liberté sur la mise en œuvre, 10 points d'appui permettent de garantir la qualité des résultats même en cas de perte ou de mauvais positionnement d'un ou deux points d'appui. Concernant le positionnement des points d'appui, nous chercherons à les disperser un maximum à travers la zone de survol dans la mesure où les conditions de terrain le permettent.

2.3.5 Visualisation et évaluation des résultats

Les résultats produits par le traitement photogrammétrique peuvent être visualisés dans un système d'information géographique (SIG). Dans le cas de ce projet, et toujours pour rester dans la philosophie globale du travail, nous travaillons avec le logiciel open source QGIS développé par la fondation *Open Source Geospatial*. QGIS offre les principales fonctionnalités suivantes [QGIS documentation, 2018] :

- Visualiser des données raster et vectorielles
- Parcourir les données et créer des cartes
- Créer, éditer, gérer et exporter des données
- Analyser des données à partir des outils d'analyses classiques des SIG mais aussi des extensions rajoutées par la communauté d'utilisateurs
- Publier des cartes sur internet
- Etendre les fonctionnalités de QGIS à l'aide de vos propres extensions en ayant accès à l'architecture du logiciel

De cette manière, les différents résultats de ce travail décrits dans ce chapitre peuvent être visualisés mais également mis en perspective avec d'autres sources de données (la vue aérienne de GoogleEarth, les orthophotoplans et les MNT du CNIGS¹¹).

Concernant l'évaluation de la précision des résultats obtenus, principalement des MNTs, elle peut se faire de différentes manières :

- En comparant plusieurs modèles entre eux
- En comparant les résultats à d'autres sources de données similaires

¹¹ Centre National d'Information Geo-Spatiale haïtien, voir chapitres précédents

- En utilisant des points de contrôle sur le terrain (le principe étant ici de relever des points terrain supplémentaires lors du relevé des points d'appui à l'aide du GPS lors de la campagne de terrain et de comparer les coordonnées obtenues avec celles calculées par le traitement photogrammétrique)

Ces méthodes seront utilisées et/ou combinées pour vérifier la qualité des résultats et essayer de déterminer la confiance que l'utilisateur peut avoir en ces résultats.

2.4 Topographie du lit majeur de la rivière

Dans cette partie, nous allons détailler les actions concrètes menées, le traitement des photos effectué, les résultats produits et la vérification de leur précision avec l'objectif d'améliorer la connaissance de la topographie du lit majeur de la rivière.

2.4.1 Le travail de terrain

Pour illustrer cette section, nous allons prendre l'exemple d'un *panneau* quelconque. Par panneau, nous entendons les résultats issus d'un vol du drone. Pour réaliser le survol des 8 premiers kilomètres de la rivière qui font l'objet de l'étude présentée ici, 35 panneaux (dont 4 ont été rajoutés après une première analyse des résultats – voir 2.5.2) ont été nécessaires. Le travail de terrain consistait donc à préparer l'étendue survolée (placement des points d'appui au sol et relevé de leurs coordonnées) et à préparer le plan de vol et les paramètres de celui-ci.

La réalisation d'un panneau commençait par la définition approximative de l'espace à survoler. Comme notre objectif était de topographier les zones inondables autour de la rivière, nous souhaitions survoler une bande centrée sur la rivière. La largeur de cette bande s'imposait d'elle-même étant donné les restrictions de l'étendue possible en vol automatique autour du point de décollage. Des rectangles centrés sur la rivière avec 200 m de dégagement de part et d'autre du lit étaient donc définis. La longueur (dans le sens de l'écoulement) dépendait du temps de vol nécessaire à parcourir les bandes de vol successives. Un vol de 20 minutes correspondait généralement à 6 bandes consécutives.

Une fois la zone à survoler définie, le plan de vol peut être programmé et chargé sur la carte mémoire du drone. Je passerai ici les détails de pilotage du drone. Si le lecteur est intéressé, il pourra retrouver plus de détails sur le site du développeur du drone [Mikrokopter, 2018].

Il est ensuite nécessaire de placer les points d'appui au sol. Comme nous l'avons explicité précédemment dans la section 2.3.4 et suivant les recommandations de [Reitman et al., 2015], nous avons choisi d'utiliser 10 repères à disposer sur la zone. Pour des facilités de terrain (progression possible au sein de la végétation, accessibilité des parcelles de terrain), nous avons choisi de placer 8 points d'appui répartis de part et d'autre sur les rives de la rivière. Les deux derniers sont disposés à une centaine de mètres de la rivière, là où l'accessibilité du terrain le permet.

Le détail d'un plan de vol et des points d'appui associés sont représentés par la Figure 2-27.

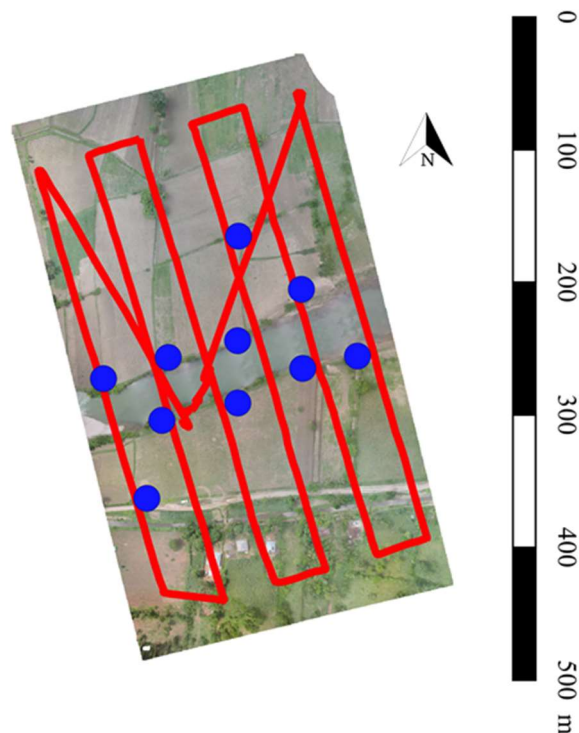


Figure 2-27. Exemple d'un plan de vol (tracé en rouge) et de l'emplacement des points d'appui (points bleus)

Il est à noter que certains panneaux ont nécessité une adaptation de cette définition du plan de vol et de l'emplacement des points d'appui. En effet, lors de l'étude préalable du terrain à survoler (via les données à notre disposition, notamment le MNT SRTM ou les vues aériennes Google) et au fil de notre progression le long de la rivière, certains éléments nous amenaient à modifier l'idée initiale.

La première modification concernait la zone à survoler. Certains abords de la rivière présentent une topographie très accidentée. Certaines berges s'avèrent donc insubmersibles, même en période de crue, excluant dès lors la présence d'un lit majeur derrière elles. La zone à survoler était alors décalée vers la rive sujette à débordement (voir Figure 2-28(a)).

La seconde adaptation concernait les points d'appui. Comme nous l'avons déjà dit, l'option de choisir 10 repères à répartir, donc plus que le minimum requis, nous permettait de pouvoir éviter de devoir les placer tous. Néanmoins, certaines zones ne permettaient pas de disposer de ce minimum requis de points d'appui (de l'ordre de six) nécessaire à garantir un processus photogrammétrique de qualité. Dans ces cas de figure, deux séries de photos issues de deux vols contigus étaient rassemblées pour le travail d'orientation de manière à garantir un nombre suffisant de points d'appui sur le modèle (voir Figure 2-28(b)).

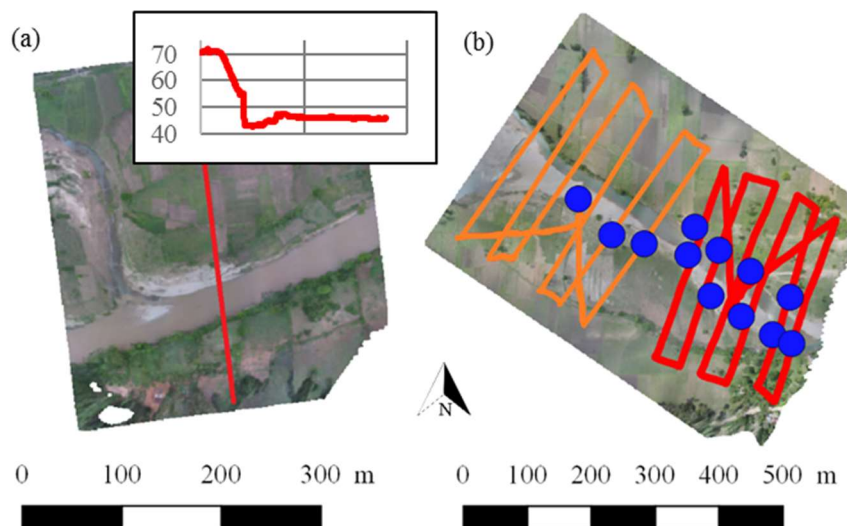


Figure 2-28. (a) Coupe avec une pente très forte du talus en rive droite, induisant un décalage du plan de vol vers la rive gauche (b) Vols fusionnés pour pallier un manque de points d'appui disponibles

L'ensemble des données des 35 panneaux est résumé dans le Tableau 2-2. Les informations reprises sont (1) la date du/des survol(s) (2) le nombre de photos utilisées pour la réalisation du panneau (3) le nombre de points reconstitués par la méthode SfM dans le nuage dense (4) la résolution du modèle numérique de terrain obtenu (5) la résolution de l'orthophotoplan obtenu (6) le nombre de points d'appui sur la zone survolée. A partir de ce tableau, on peut observer que les résolutions obtenues (± 10 cm pour le modèle numérique de terrain et $\pm 2,5$ cm pour l'orthophotoplan) sont constantes et largement suffisante pour l'objectif poursuivi.

Date du survol	Nb photos	Nb points du nuage dense	Résolution MNT	Résolution ortho	Nb de points d'appui
			<i>cm/pix</i>	<i>cm/pix</i>	
8 mai 2016	296	7088212	11,5	2,87	10
9 mai 2016	161	6043269	11,3	2,82	10
10 mai 2016	286	10009775	11,7	2,93	10
10 mai 2016	267	10941945	11,1	2,79	9
10 mai 2016	277	12916202	11,3	2,83	10
11 mai 2016	237	10732720	10,8	2,71	9
11 mai 2016	205	10354429	10,6	2,65	8
11 mai 2016	212	10542314	10,3	2,56	8
13 mai 2016	268	13288727	9,41	2,35	10
13 mai 2016	260	12397737	10,4	2,59	10
13 mai 2016	286	12108828	10,7	2,67	10
13 mai 2016	216	10172929	11,2	2,81	10
16 mai 2016	471	26258182	10,8	2,7	12
16 mai 2016	177	10285416	10,8	2,69	10
16 mai 2016	255	14578707	10,1	2,53	10
17 mai 2016	253	14005247	9,34	2,34	10
17 mai 2016	252	13787075	10,1	2,52	10
17 mai 2016	266	15525790	9,61	2,4	10
17 mai 2016	261	11657187	10,8	2,7	10
17 mai 2016	231	13072459	9,43	2,36	10
17 mai 2016	260	13548035	9,93	2,48	10
20 mai 2016	167	6593418	11,6	2,89	10
20 mai 2016	225	13744900	9,34	2,34	9
20 mai 2016	240	16225959	9,23	2,31	10
20 mai 2016	200	13422449	9,09	2,27	10
20 mai 2016	202	16318169	8,46	2,11	10
20 mai 2016	194	16205476	8,66	2,16	9
20 mai 2016	204	12837548	8,81	2,2	8
20 mai 2016	212	14710808	9,22	2,3	8
21 mai 2016	190	13482187	9,04	2,26	10
21 mai 2016	183	11900308	8,74	2,18	10
14 juin 2016	117	8538069	8,16	2,04	6
14 juin 2016	133	8547816	8,52	2,13	7
14 juin 2016	78	4636918	6,91	1,73	5
14 juin 2016	123	8924523	7,31	1,83	9

Tableau 2-2. Résumé des 35 survols réalisés

2.4.2 Le traitement photogrammétrique des jeux de photos obtenus

Les séries de photos ainsi obtenues se traitent séparément à l'aide du logiciel photscan suivant la méthodologie que nous avons détaillée précédemment. Les résultats souhaités pour chaque vol sont un orthophotoplan de la scène ainsi qu'un modèle numérique de terrain.

Les orthophotoplans sont des images obtenues à partir d'une recomposition des clichés aériens pris lors des vols, clichés dont la géométrie est redressée de telle manière que chaque point de l'image semble être vu à la verticale, sans distorsion. Cette rectification permet de rendre ces images superposables entre-elles ou avec des cartes géographiques.

Les modèles numériques de terrain sont une représentation en grille régulière de l'altitude du terrain. Ils se présentent sous la forme d'une matrice régulière correspondant aux pixels d'une carte en couleur. A partir du nuage 3D de points, le logiciel Photoscan permet de classer les points en différentes catégories dont une représentant le sol (voir section 2.3.3). A partir de cette catégorie du nuage de points dense, il est possible d'en évaluer l'altitude et de proposer un MNT en sortie.

Ci-dessous, la Figure 2-29 présente un exemple de résultats obtenus à partir d'un vol de part et d'autre de la rivière.

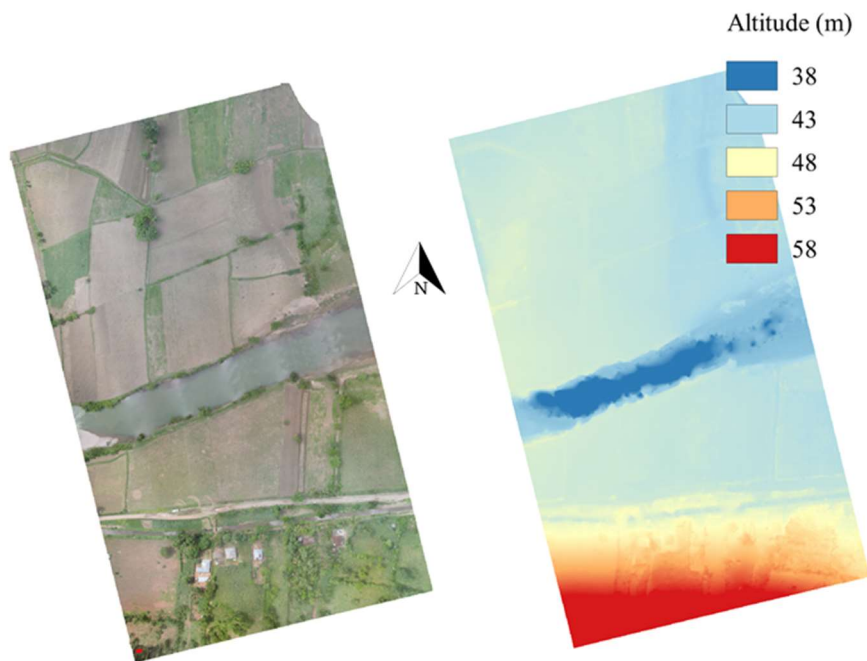


Figure 2-29. Résultats obtenus suite à un vol de part et d'autre de la rivière : à gauche l'orthophotoplan ; à droite la visualisation du MNT

Ce travail de traitement a été réalisé sur les 35 séries de photos obtenues suite au survol des 8 premiers kilomètres de la rivière à l'aval du déversoir de Dory. On notera la fusion des séries relatives respectivement aux vols 1 et 2 ainsi qu'aux vols 14 et 15 pour les raisons invoquées plus haut. L'ensemble des résultats obtenus pour les 8 kilomètres de rivière étudiés sont illustrés à la Figure 2-30. On peut notamment observer une diminution de l'altitude générale de la zone étudiée depuis l'amont vers l'aval.

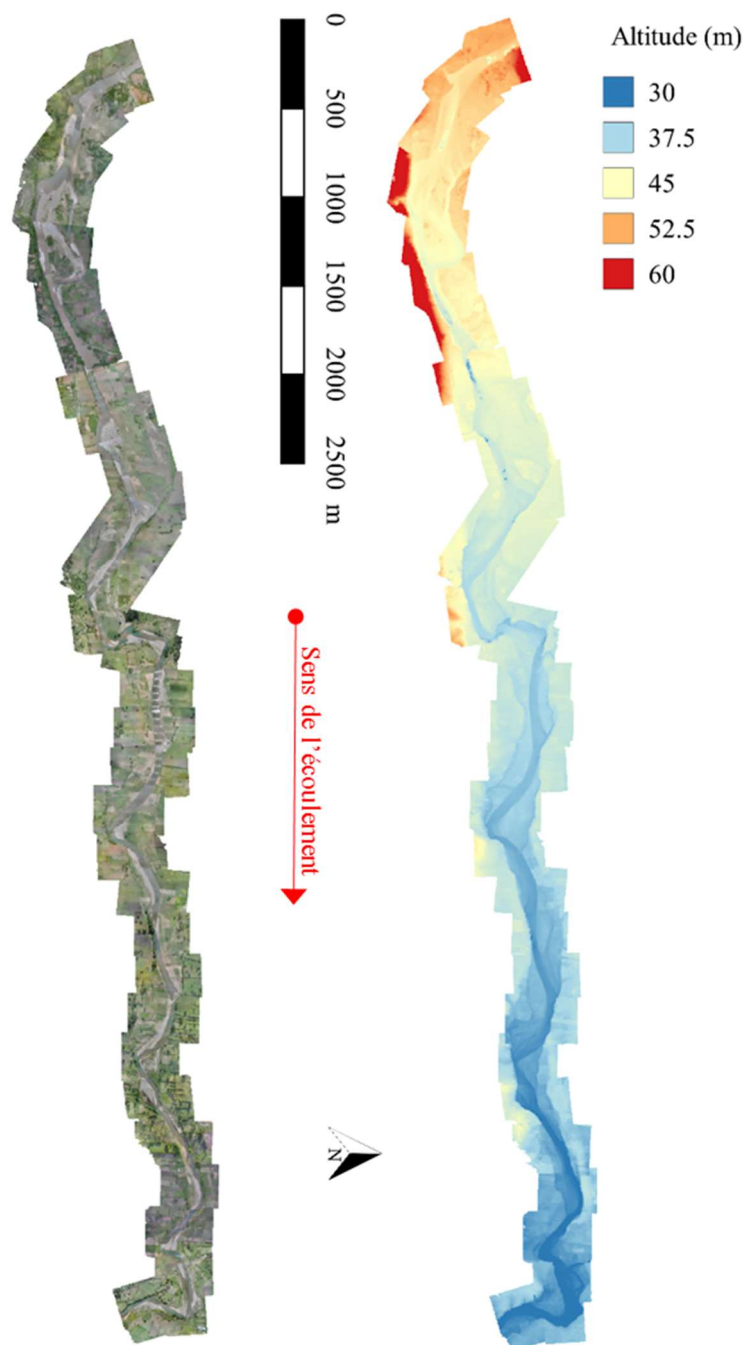


Figure 2-30. Orthophotoplans et MNT à partir des 35 vols

2.4.3 Qualité des résultats

Dans cette section, nous allons essayer de juger de la qualité des résultats et de leur concordance avec d'autres sources d'informations dont nous disposons. Dans ce but, nous allons rappeler la définition de la différence (l'erreur) entre l'altitude de référence, issue d'un relevé de terrain réalisé avec le GPS-RTK, et l'altitude extraite du MNT-SfM comme suit :

$$r = Z_{MNT_{SfM}} - Z_{ref} \quad \text{Eq 2-33}$$

Nous utiliserons régulièrement l'outil graphique du diagramme des percentiles pour représenter les valeurs d'erreur. Cela permettra au lecteur d'apprécier la répartition de celle-ci sur un ensemble de points. Cette représentation graphique indique 5 valeurs pour représenter une série de données : le minimum, les 3 quartiles (dont la médiane) et le maximum. La Figure 2-31 illustre un diagramme des percentiles. Sur ce type de graphe, on distingue :

- Q_1 , le premier quartile (25% des données de la série), ligne inférieure de la boîte
- Q_2 , la médiane ou le second quartile (50% des données de la série), ligne centrale de la boîte
- Q_3 , le troisième quartile (75% des données de la série), ligne supérieure de la boîte
- $Q_3 - Q_1$, l'écart interquartile
- La valeur supérieure et la valeur inférieure, définies à partir de l'écart interquartile
- Les valeurs atypiques (ou *outliers*) situées en dehors de l'intervalle entre les valeurs inférieure et supérieure.
- La moyenne, représentée par une croix au sein de la boîte

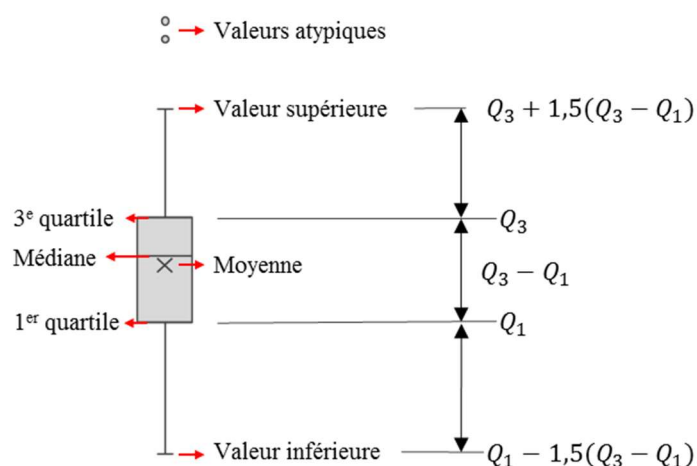


Figure 2-31. Diagramme des percentiles

Les longueurs des segments de droite de part et d'autre de la boîte des quartiles sont déterminées comme étant fonction de l'écart interquartile et d'un facteur multiplicateur. Dans ce travail, nous utiliserons 1,5 qui est selon [Tukey, 1977] une valeur pragmatique. Si les données présentent une distribution normale, la zone délimitée par les valeurs supérieure et inférieure contient 99,3% de ces dernières.

Analyse de la qualité des résultats à partir de points de contrôle

Tout au long de la campagne de terrain ayant permis les 35 survols nécessaires à la cartographie des 8 premiers kilomètres de rivière, une série de points dits *de contrôle* (PC) ont systématiquement été relevés au GPS-RTK. Il s'agit donc de points de terrain supplémentaires n'ayant pas servi à l'orientation des clichés. Ces points peuvent en conséquence être utilisés comme points de référence pour les MNT-SfMs produits. Ce sont 248 PCs qui ont ainsi été relevés. La Figure 2-32(a) illustre l'emplacement de ces points ainsi que la comparaison entre l'altitude de ces points de référence et l'altitude proposée par le MNT pour les mêmes localisations. Un point vert signifie une différence entre les deux altitudes inférieure à 10 cm en valeur absolue. Un triangle rouge indique une différence supérieure à 10 cm en valeur absolue. La majorité des points de validation sont situés dans un intervalle de différence [-10 cm, +10 cm], ce que nous considérons déjà comme une précision intéressante compte-tenu des objectifs que nous poursuivons dans ce travail.

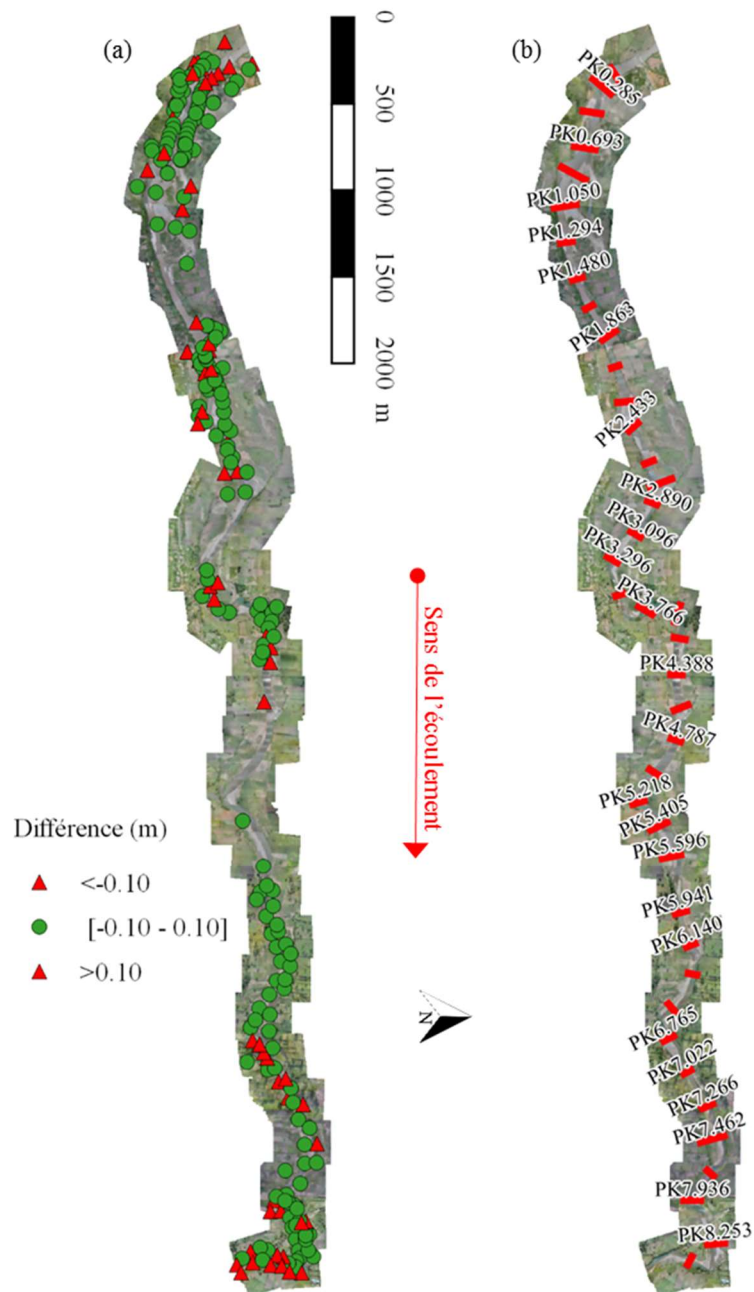


Figure 2-32. (a) Points de validation (b) Emplacement des sections présentées au chapitre précédent

Ce que nous observons sur une représentation plus statistique des différences (voir Figure 2-33) confirme l'intuition que laissait la visualisation sur carte. Plus de 50% des différences sont situées dans un intervalle de quelques centimètres, se rapprochant de la précision du GPS-RTK utilisé comme référence pour les relevés de terrain. Ensuite, on observe également que la dispersion du reste des différences n'est pas très grande, étant donné que les valeurs inférieures et supérieures du graphe sont comprises dans l'intervalle $[-20 \text{ cm}, +20 \text{ cm}]$. Excepté quelques *outliers*, la grande majorité des points de validation du MNT générés par photogrammétrie donne une grande confiance dans la validité et la précision du résultat obtenu.

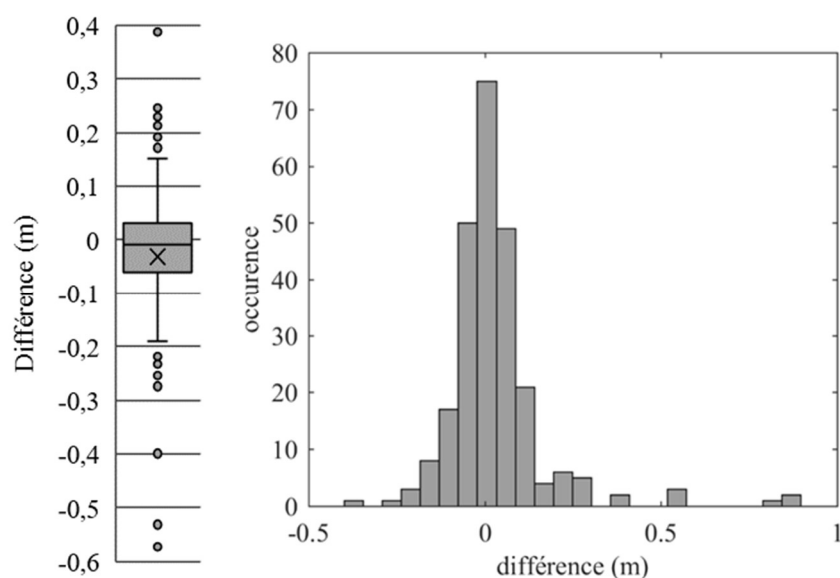


Figure 2-33. Représentation de la répartition des différences entre les altitudes relevées au GPS-RTK et déduites du MNT-SfM pour les 248 points de contrôle

Notons cependant que la majorité des PCs que nous avons utilisés dans cette section sont proches des berges de la rivière. Ceci a pour effet de les localiser au centre de nos panneaux résultats, à proximité des points d'appui ayant servi à l'orientation et la réalisation, notamment des MNT-SfMs. Ce détail a son importance sur les faibles différences observées entre les PCs et les points issus du MNT-SfM. On se souviendra de cette remarque dans une section ultérieure où nous pourrions voir que cette qualité ne se retrouve pas toujours sur les bords extérieurs des panneaux résultats.

Etudes comparative avec les sections de la rivière

Les sections transversales relevées en 2015 que nous avons exposées dans le chapitre précédent vont nous servir de point de comparaison avec les sections que nous pouvons extraire du MNT-SfM. La Figure 2-32(b) illustre le positionnement de celles-ci le long du tronçon de rivière étudié. Lors de l'analyse des différences entre les altitudes relevées au GPS-RTK et les altitudes extraites du MNT-SfM, on se rappellera que plus de 16 mois séparent les deux « prises de mesure », période au cours de laquelle divers événements pluvieux ont eu sans doute lieu, notamment la pluie de mai 2016 que nous détaillerons dans un chapitre ultérieur. Il semble donc, que même si dans ce qui va suivre, nous utiliserons les points GPS comme référence, rien n'indique que certaines différences ne soient pas dues à une évolution morphologique de la rivière et non pas à une imprécision de mesure. Dans l'analyse, nous essaierons de faire la distinction, l'objectif de cette comparaison étant d'essayer d'illustrer la confiance que nous pouvons avoir dans les données proposées par le MNT-SfM.

Pour chacune des sections que nous avons étudiées sur la rivière, nous comparons les valeurs issues du relevé bathymétrique de terrain et celles déduites du MNT-SfM. Pour rappel, comme illustré à la Figure 2-34, chaque section est représentée par un ensemble de points dont les coordonnées et l'altitude du lit de la rivière ont été relevées au GPS-RTK. Ces points forment une ligne transversale par rapport au lit de la rivière, en parcourant la largeur du lit mineur de celle-ci. Pour chacun de ces points, nous avons également extrait la valeur de l'altitude depuis le MNT-SfM. Nous allons maintenant comparer ces deux valeurs d'altitude.

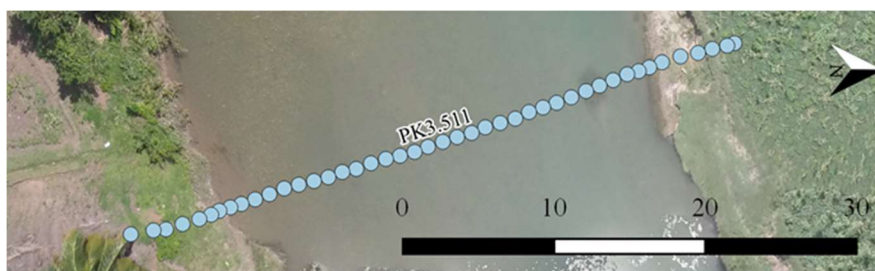


Figure 2-34. Points relevé pour une section

Afin de distinguer si une section pose problème, nous n'allons pas comparer les valeurs pour tous les points ensemble mais section par section. Ceci nous

permettra d'isoler une section qui pourrait éventuellement poser problème. C'est ce que nous observons sur la Figure 2-35.

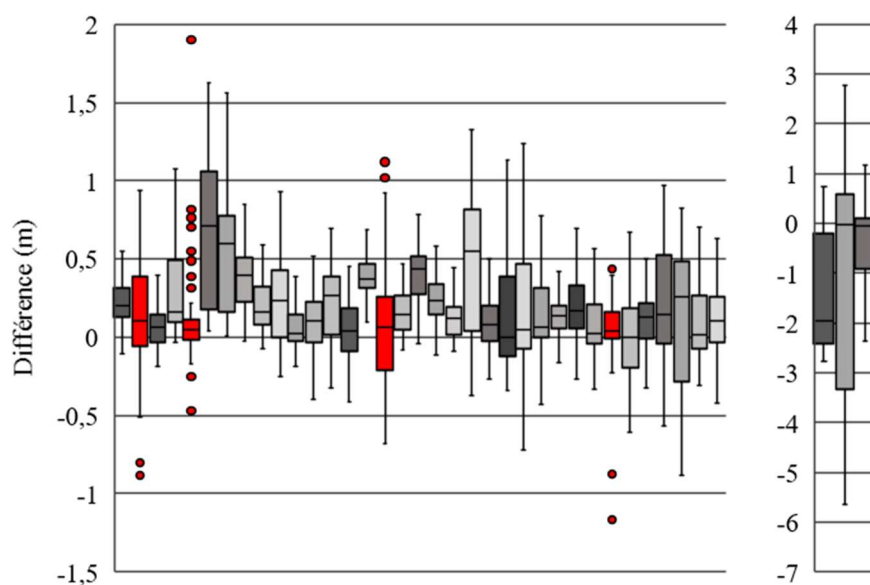


Figure 2-35. Diagramme de percentiles des différences d'altitude entre les points relevés pour la définition des sections et les valeurs extraites du MNT-SfM.

Chaque diagramme des percentiles propose une représentation des différences entre les altitudes issues des relevés de terrain de 2015 et celles extraites du MNT-SfM pour une des 38 sections définies sur le tronçon étudié. On observe que cette figure est divisée en deux parties, possédant chacune une échelle propre. En effet, trois sections présentent une dispersion des différences beaucoup plus grande que toutes les autres. Nous nous intéresserons à ces sections ultérieurement. Certains diagrammes des percentiles sont illustrés en rouge parce qu'elles représentent les sections que nous utiliserons pour illustrer la suite de nos propos. Notons également que la moyenne n'est pas représentée et que les *outliers* ne sont représentés que pour ces diagrammes des percentiles rouges dans un souci d'alléger la figure.

Dans un premier temps, nous allons nous concentrer sur la première partie du graphique, regroupant la majorité des sections du tronçon. De manière générale, on observe tout d'abord des diagrammes situés majoritairement au-dessus de zéro. Ce qui signifie que les valeurs d'altitude extraites du MNT-SfM sont généralement plus élevées que les valeurs mesurées au GPS-RTK.

Cette observation est assez logique. Comme nous le verrons dans l'analyse détaillée de quelques sections, le traitement photogrammétrique ne permet pas d'évaluer avec précision la bathymétrie du lit mineur à cause de l'interférence que provoque la surface d'eau. Les valeurs d'altitude que renvoie le MNT-SfM sont systématiquement supérieures aux valeurs connues de la bathymétrie. Ceci a pour conséquence de rendre l'erreur (tel que Eq 2-33) le plus souvent positive dans ces zones et de ce fait, faire tendre les représentations moyennes vers des valeurs positives. Néanmoins, on remarque également que plus de 50 % des différences sont limitées à un intervalle d'un mètre seulement et que les valeurs inférieure et supérieure restent également dans un intervalle limité (< 2 m).

Nous allons maintenant illustrer quatre sections particulières que sont PK0.481, PK1.050, PK3.776 et PK6.675. Ces sections ont été choisies dans le souci de proposer des cas différents autant en termes de distribution des différences qu'en terme de localisation le long du tronçon. Les Figure 2-36, Figure 2-37, Figure 2-38 et Figure 2-39 sont construites sur le même modèle. Une coupe de la section proposant le tracé réalisé à l'aide du GPS-RTK (en bleu) et le même tracé reprenant les valeurs extraites du MNT-SfM (en rouge). Ensuite, une représentation des différences sous forme de diagrammes des percentiles. Et enfin, une visualisation des points sur la carte avec une représentation en points verts ou en triangles rouges en fonction de la valeur de la différence.

Sur la section PK 0.481 (Figure 2-36), on observe une bonne concordance des deux coupes. On peut voir trois zones où la différence est plus marquée. La première est la zone occupée par l'eau. Comme attendu, l'altitude donnée par le drone à cet endroit ne reflète pas le fond de la rivière. La valeur renvoyée par le MNT-SfM est donc supérieure à celle de la bathymétrie effectuée à la main. A 70 m de la rive gauche, on observe également une altitude plus élevée sur le MNT-SfM que sur la référence mesurée manuellement au GPS-RTK. Sur l'orthophotoplan, on remarque que cet endroit est marqué par une végétation restant présente sur le MNT-SfM malgré les traitements qui ont été faits. La dernière zone de différence, à 95 m de la rive gauche, est assez limitée. Sur l'orthophotoplan, on peut y observer une flaque d'eau expliquant probablement la différence observée. Le graphe des diagrammes des percentiles montre une dispersion contenue dans un intervalle de 1,5 m avec une moyenne d'une dizaine de centimètres.

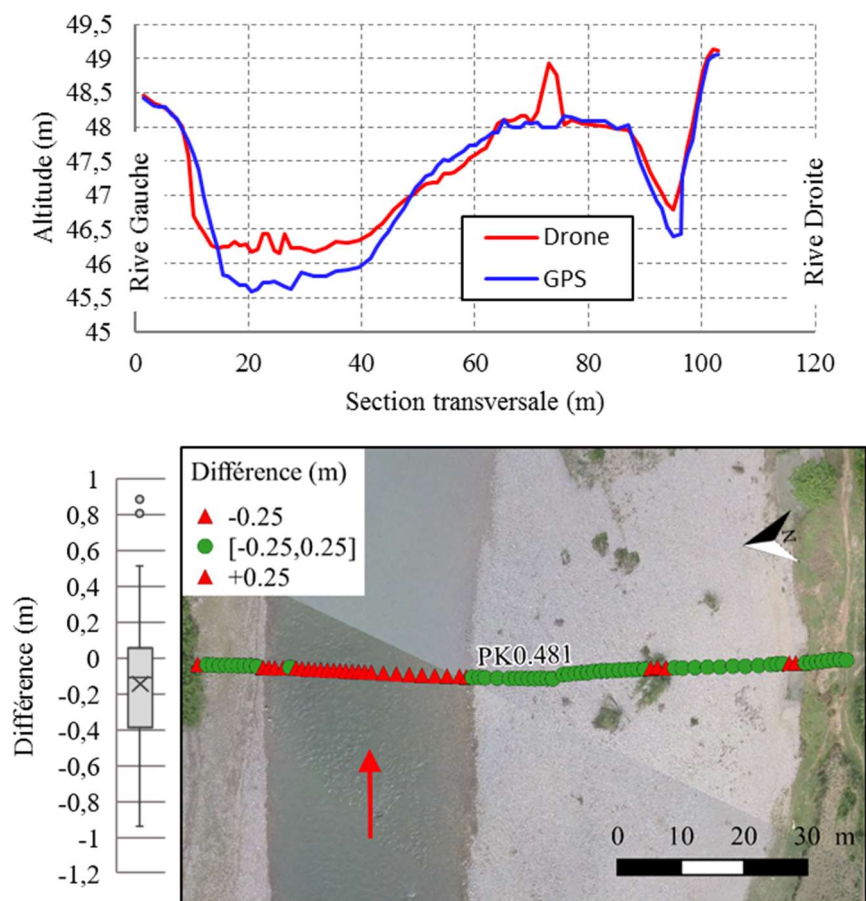


Figure 2-36 Section PK0.481

La section PK 1.050 (Figure 2-37) présente un intérêt particulier car elle propose une dispersion sur une étendue géographique limitée pratiquement au lit mineur de la rivière. L'intervalle de valeurs des différences, à l'exception des *outliers*, est de 40 cm. De plus, lorsqu'on observe la vue aérienne de la section, on remarque que la majorité des points présentant une forte différence se retrouvent dans la rivière, ce que suggère également la superposition des coupes de la section. On peut donc estimer qu'il s'agit ici d'une section dont la morphologie a très peu changé entre les deux périodes de mesures.

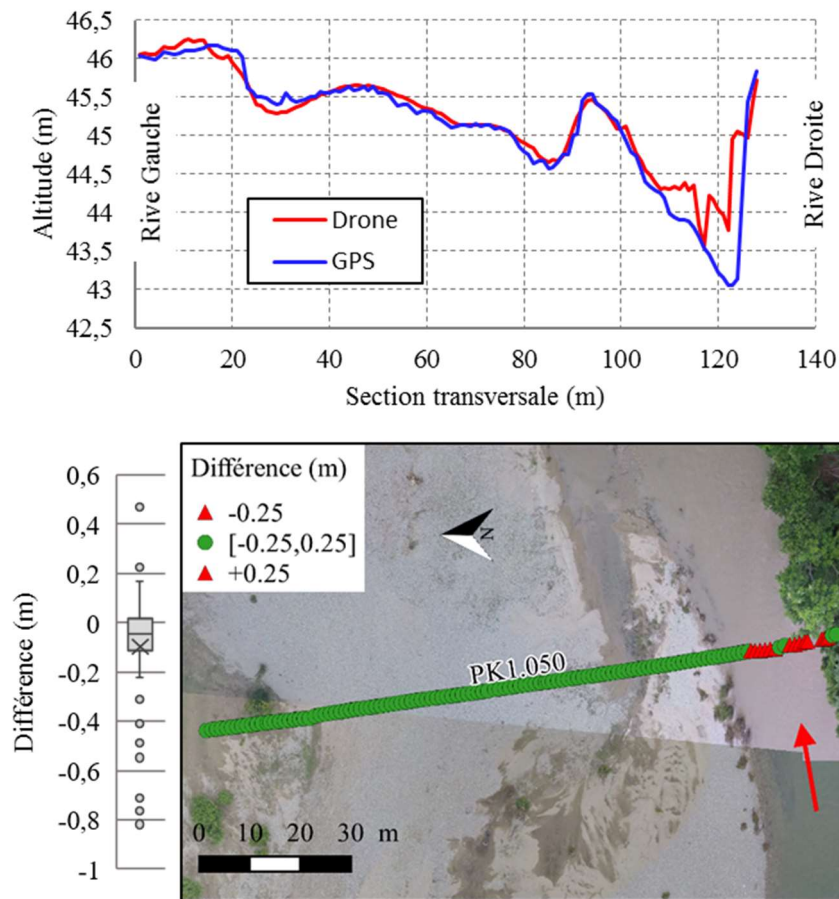


Figure 2-37. Section PK1.050

La section PK 3.766 (Figure 2-38), comme la suivante PK 6.765, présente un profil différent, avec un lit majeur moins étendu. On peut commencer par observer sur l'orthophotoplan que la majorité des différences supérieures au seuil de 25 cm est située au sein de l'écoulement, dans le lit mineur. Sur la coupe transversale, on note que le tracé MNT-SfM est à un niveau inférieur à celui du GPS pour les distances depuis la rive gauche allant de 45 à 75 m, ce qui est contraire à ce que nous attendons. Le traitement par SfM est supposé proposer une valeur supérieure à la bathymétrie du fond sans pour autant que celle-ci soit obligatoirement le niveau d'eau. On peut faire l'hypothèse que le banc de sédiments a donc été modifié lors d'un événement de pluie survenu entre les deux prises de mesures. Par ailleurs, le diagramme des percentiles

nous montre une moyenne très proche de zéro et une répartition des différences intégralement contenue dans un intervalle inférieur à ± 1 m.

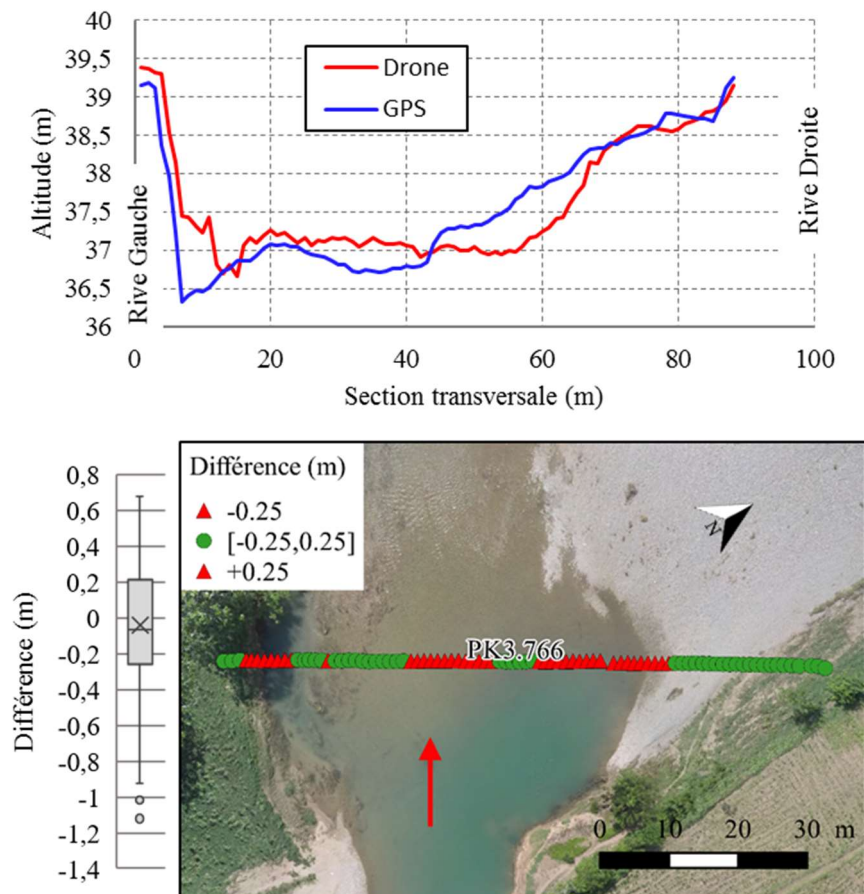


Figure 2-38. Section PK3.766

La section PK 6.765 (Figure 2-39) présente un profil relativement régulier. On remarque, comme pour les autres sections que les plus grosses différences s'observent là où a lieu l'écoulement. Néanmoins, la dispersion des différences est très faible, à l'exception de 2 *outliers*. On peut observer ici une apparente stabilité du banc de sédiments qu'on peut voir sur la vue aérienne de la section. Enfin, les deux coupes coïncident remarquablement même si on peut imaginer un léger creusement de la berge gauche de la rivière à 5 mètres de la rive gauche.

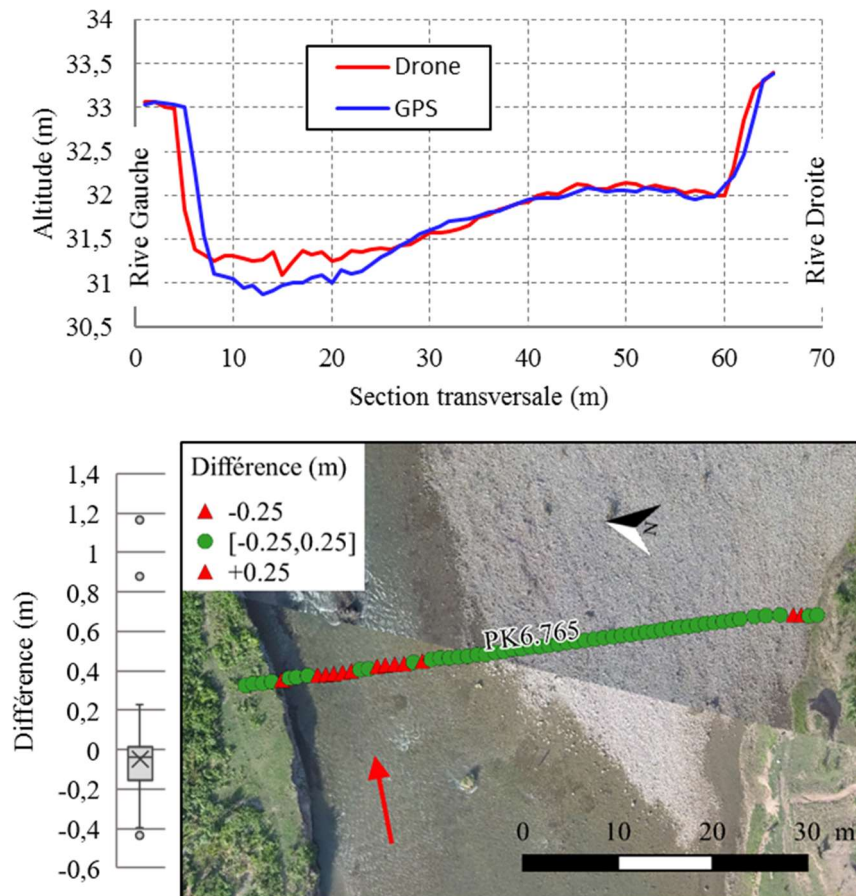


Figure 2-39. Section PK6.765

L'analyse de ces quatre sections et des différences entre les mesures au GPS-RTK de 2015 et les altitudes des mêmes points extraites du MNT-SfM suggère une bonne concordance entre ces deux méthodes de mesure. Les différences sensibles sont majoritairement observées dans la zone de l'écoulement, dont on sait que le processus photogrammétrique ne permet pas de capter la bathymétrie. D'autres différences hors du lit mineur peuvent être expliquées par des hypothèses de modification morphologique du lit. En conclusion de cette analyse, on peut dire que, même si des différences subsistent entre les deux prises de mesure, la concordance relative des altitudes pour les points relevés sur le terrain semble suffisante compte tenu des objectifs poursuivis dans ce travail.

Venons-en maintenant aux trois sections que nous avons identifiées comme problématique sur la Figure 2-35. Elles sont représentées ensemble sur la Figure 2-40 ci-dessous.

Dans les trois cas, la première chose intéressante à remarquer est la position inférieure du tracé MNT-SfM par rapport au tracé GPS. Contrairement aux sections précédentes et à ce que nous attendions, le profil obtenu après traitement photogrammétrique des images acquises par drone semble proposer une bathymétrie plus profonde. Ces différences très grandes entre les deux profils se retrouvent dans les diagrammes des percentiles, où l'on observe une répartition des différences sur un intervalle beaucoup plus large que ceux des sections précédemment illustrées. On peut aussi remarquer que les trois sections sont peu larges, de 40 à 70 m, et présentent un profil encaissé. La différence de niveau entre les berges et le fond est relativement profonde (4-5 m) si on tient compte du tracé MNT-SfM (en rouge). Enfin, on peut remarquer sur les vues aériennes des sections que les points de non-concordance sont situés au sein de l'écoulement et que les parties en dehors retrouvent un plus grand degré de coïncidence.

Ces sections apparaissent plus comme des erreurs que comme de réelles discordances du modèle MNT-SfM. Les différences sont d'une telle ampleur qu'on ne peut les imputer seulement à une défaillance de la technique de mesure. L'hypothèse la plus vraisemblable est une mauvaise manipulation lors du relevé des points à l'aide du GPS-RTK. Le profil des sections laisse penser que la hauteur d'eau peut atteindre de grandes valeurs, ce qui a pu compliquer la prise de mesure manuelle de la bathymétrie, voire l'entraver.

En définitive, l'analyse de ces trois sections ne remet pas en cause la confiance obtenue suite à l'observation des autres 35 sections.

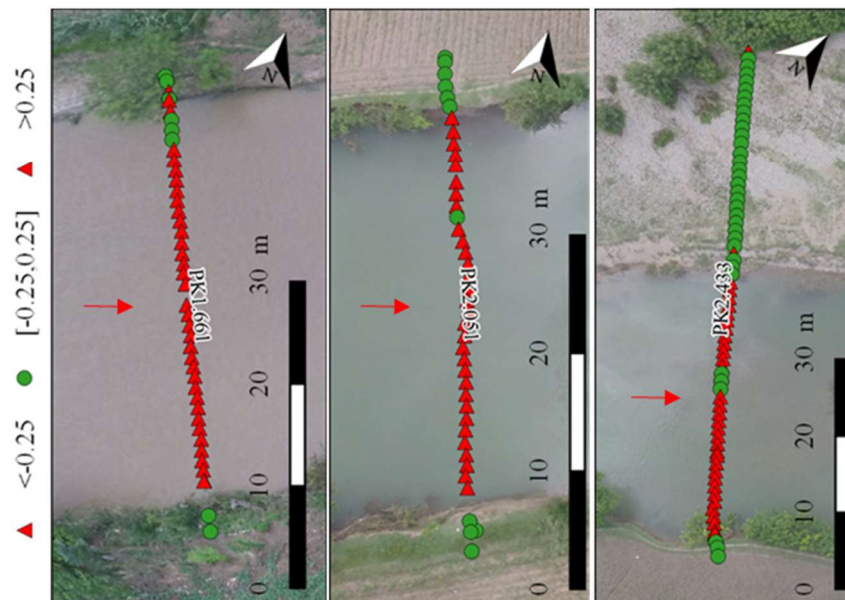
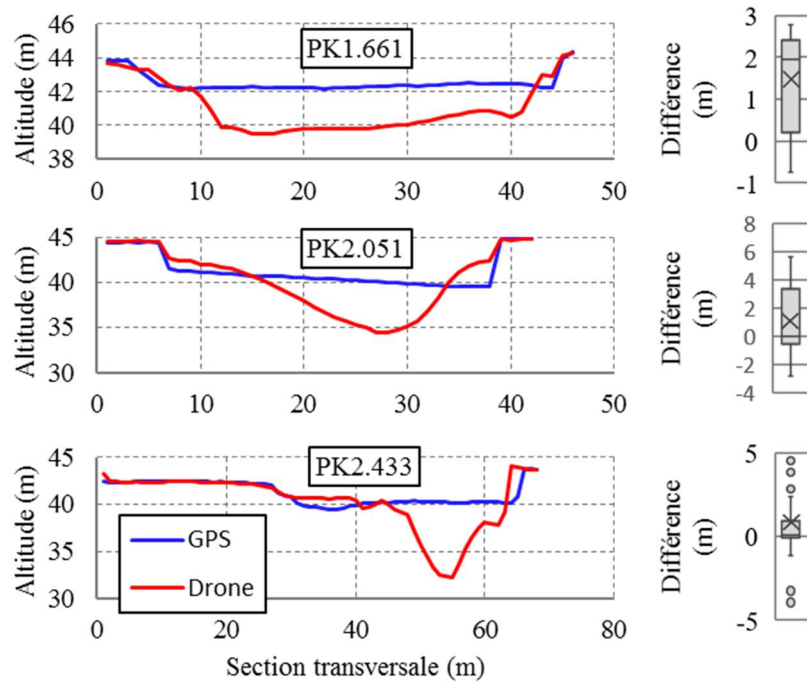


Figure 2-40. Section PK1.661, PK2.051, PK2.433

2.5 Des points qui restent à améliorer

Autant l'application que nous avons faite du processus photogrammétrique que les exemples issus de la littérature [Westoby et al., 2012 ; Micheletti et al., 2015] nous confortent dans l'idée que les résultats issus du MNT-SfM peuvent être fiables. Si on se remémore les objectifs que nous nous sommes fixés au départ de ce travail, nous souhaitons pouvoir connaître la topographie des plaines d'inondation avec une résolution approchant au moins le mètre. De ce point de vue, le contrat est clairement rempli, et notre travail d'analyse nous laisse penser que nous pouvons avoir confiance en ces résultats pour d'autres applications (étude de changements morphologiques du lit, modélisation d'écoulement, ...). Nous proposerons certaines applications de ce type dans un chapitre ultérieur.

Néanmoins, les données fournies par le MNT-SfM présentent également des problèmes. Il est nécessaire de rester attentifs à leur utilisation et d'être critiques par rapport aux résultats produits.

2.5.1 Une confiance aveugle ?

Un des problèmes auxquelles nous faisons face est la limite des modèles produits. Sur les bords des panneaux résultats, on observe souvent une diminution de la qualité. Dans le cadre de l'étude de notre tronçon de rivière, le cas le plus problématique est le traitement de panneaux successifs se juxtaposant en partie. Des différences sur les résultats apparaissent et nécessitent d'y porter attention. Nous allons étudier ci-après la frontière entre deux vols successifs et proposer différentes manières de traiter ce genre de cas.

Deux sources principales de la baisse de qualité des résultats

Sur la Figure 2-41, deux orthophotoplans issus de deux vols consécutifs sont représentés. La zone de superposition des deux panneaux est représentée par la différence entre les MNT-SfM des deux panneaux. On observe que si les altitudes correspondent bien au centre de cette bande, proche de la zone de l'écoulement principal, ce n'est plus du tout le cas lorsqu'on s'en éloigne. On note aussi que la disposition des points d'appui est toujours proche des berges de la rivière, comme nous l'avons expliqué en présentant le détail de la méthodologie.

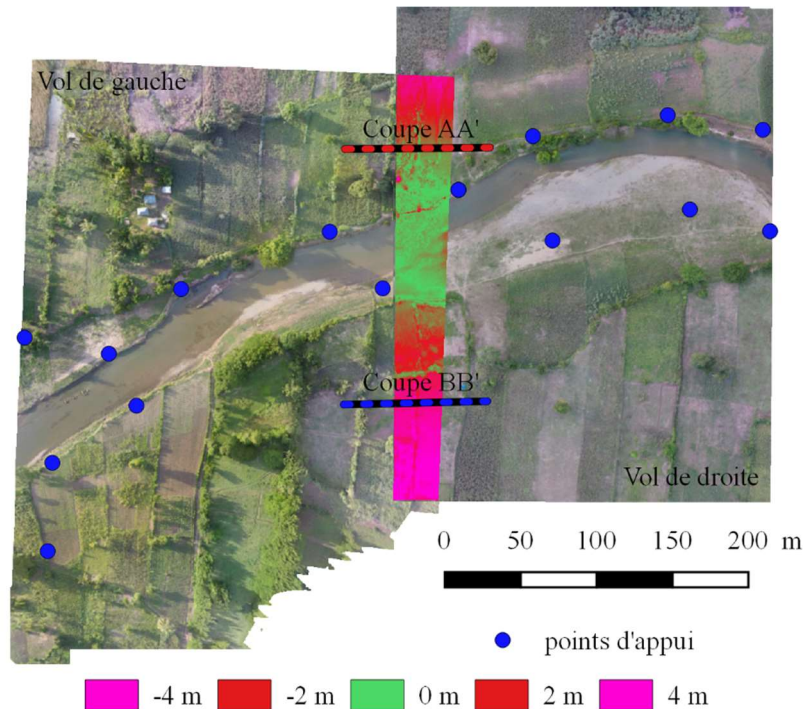


Figure 2-41. Comparaison des niveaux dans la bande de recouvrement entre deux panneaux issus de vols successifs

Détaillons deux coupes de terrain (voir Figure 2-42) réalisées sur les berges gauche (coupe AA' – encadrée en rouge) et droite (coupe BB' – encadrée en bleu) pour illustrer le décalage observé entre deux panneaux. Comme attendu, dans la zone de recouvrement, on n'observe pas de concordance des tracés, voire même une différence de plusieurs mètres. Néanmoins, on remarque une relative similitude dans la forme du tracé. On peut donc penser que le problème se situe dans l'appui du modèle sur une référence connue. En effet, étant donné que nos points d'appui sont principalement situés dans la zone proche des berges, l'information sur les bords de la zone survolée est moins fiable. Une première constatation pourrait être que la couverture de la zone par nos points d'appui n'est pas suffisante, ou pas suffisamment répartie. Bien que cette affirmation soit probablement vraie, il n'est pas toujours possible d'augmenter la couverture en points d'appui pour des raisons pratiques sur le terrain (manque de temps, non-accessibilité des parcelles bordant la rivière, ...). Il est donc nécessaire, et certainement dans le cas présent, de trouver le

moyen d'exploiter les photos réalisées pour en tirer un MNT fiable et suffisamment précis pour les applications que nous souhaitons mener.

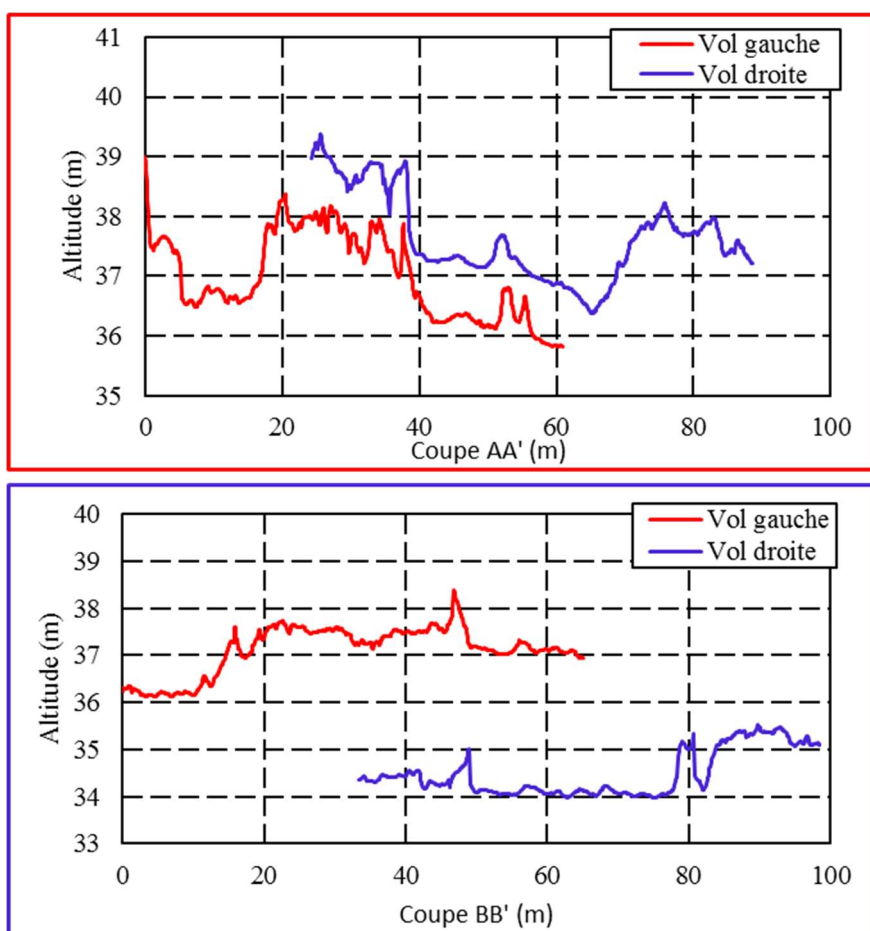


Figure 2-42. Coupe AA' et BB'

Une autre manière d'apprécier la qualité des résultats est de regarder les orthophotoplans produits. Comme on peut s'en rendre compte sur la Figure 2-43, deux panneaux adjacents peuvent être très différents. La partie gauche de la figure propose les deux orthophotoplans superposés, la transition étant matérialisée par des pointillées jaunes. Les agrandissements de la partie de droite de la figure sont successivement et respectivement les mêmes zones des coupes AA' (encadrée en rouge) et BB' (encadrée en bleu) pour l'orthophotoplan tiré du vol de gauche et celui tiré du vol de droite.



Figure 2-43. Agrandissement des orthophotoplans dans les zones des coupes de terrain AA' et BB'

Sur les parties agrandies de la Figure 2-43, pour les résultats issus du *vol de gauche*, on observe une image très précise et dont l'orthorectification est de très bonne qualité (les arbres sont vus au zénith, aucun effet de perspective ne semble observable). Concernant les orthophotoplans relatifs au *vol de droite*, on remarque que la qualité est bien moindre (les arbres apparaissent penchés, les cultures sont floues et fuyantes). Cette différence de qualité de l'orthorectification est illustrée à la Figure 2-44 qui propose un zoom sur un arbre situé dans la zone de la coupe AA'. La différence est très visible et on peut s'interroger sur la qualité des informations issues du *vol de droite*.



Figure 2-44. Zoom sur les différences de traitement des images entre les vols

La quantité de photos et d'angles de vue, et donc d'informations, disponibles pour la réalisation du modèle photogrammétrique expliquent ces différences. Les bords d'un panneau ne bénéficient pas du même degré de recouvrement latéral que les zones intérieures. En effet, au centre de la scène (en vert sur la Figure 2-45), deux bandes de vol consécutives avec un chevauchement latéral supérieur à 50% permettent de garantir un nombre suffisant de clichés possédant des angles de vue différents. Lorsqu'un point se situe près du bord du panneau (en rouge sur la Figure 2-45), seul le chevauchement longitudinal garantit à un point de se retrouver sur plusieurs clichés. On manque donc de points de vue pour obtenir un résultat satisfaisant.

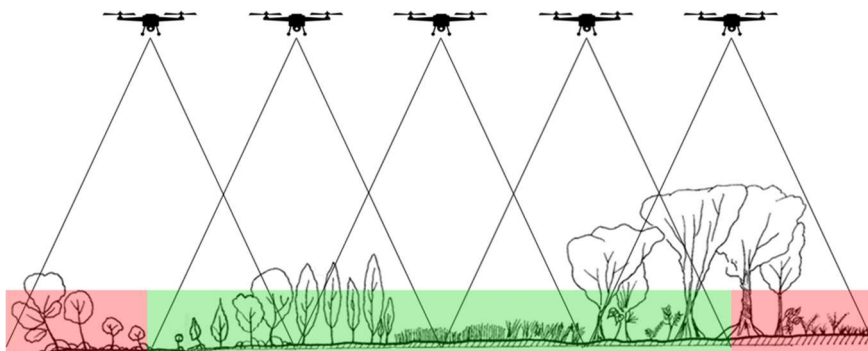


Figure 2-45. Illustration du problème de recouvrement latéral sur les extérieurs

C'est donc le manque d'informations, tant du point de vue de la répartition des points d'appui disposés sur la scène que du faible nombre d'angles de vue des clichés sur les bords, qui diminue la qualité des résultats obtenus à l'issue du processus photogrammétrique.

Des pistes de solutions

La solution la plus simple consiste sans doute à réaliser un modèle photogrammétrique englobant l'entièreté de la scène à étudier. On pourrait imaginer fusionner l'ensemble des séries de photos que nous avons réalisées pour les traiter d'un seul bloc. On réduirait ainsi les zones de bord et on permettrait probablement de diminuer la perte de précision dans les zones de chevauchement actuel de nos panneaux.

De la même manière on pourrait augmenter les points d'appui au sol dans les zones latérales des panneaux. Il aurait été idéal d'en rajouter lors de la campagne de terrain, mais nous avons déjà exposé les difficultés auxquelles nous avons fait face. Néanmoins, nous pourrions, sur le jeu de photos actuel, repérer des points fixes (toits d'habitation, structures en béton, arbres remarquables...) et aller les relever sur le terrain afin d'augmenter les points d'appui pour notre modèle photogrammétrique.

Ces solutions, même si elles peuvent paraître attirantes en théorie, se heurtent à des contraintes de faisabilité. Autant en ressources informatiques, qu'en disponibilité pour du travail de terrain, ces solutions sont difficilement envisageables dans le cadre du projet. Et même au-delà, dans l'objectif de solutions possibles à implémenter et à rendre opérationnelles dans le cadre d'un pays tel qu'Haïti, les ressources disponibles doivent rester accessibles (ordinateur de bureau classique) et les solutions exposées précédemment ne semblent pas envisageables. Elles doivent néanmoins nous permettre de tirer des enseignements pour d'éventuelles futures campagnes de terrain similaires. Dans le cadre de ce travail, nous allons donc nous interroger sur la manière de contourner le problème et/ou d'en atténuer les effets sur un résultat final que nous souhaitons exploitable pour les objectifs que nous nous sommes fixés.

Choisir la moins mauvaise solution

La première idée est de chercher à discriminer quel panneau semble donner les informations les plus fiables. Pour cela, une analyse visuelle de l'orthophotoplan produit peut être faite. Si on y ajoute une visualisation de quelques coupes de terrain, on peut discriminer quelles données choisir pour assembler deux MNT-SfM successifs. Si elle ne résout pas les discordances, cette solution reste simple, rapide et peut s'avérer, dans certains cas, suffisante en fonction des objectifs poursuivis.

Etablir la moyenne des deux

Une seconde proposition est d'établir la moyenne des deux résultats pour la partie des MNT-SfM se juxtaposant. Cette solution, également rapide, peut s'envisager lorsque l'analyse visuelle des résultats produits ne permet pas de discriminer un panneau par rapport à un autre tout en assurant que la qualité globale reste acceptable. Même si on pourrait se laisser tenter d'appliquer cette solution de manière systématique pour tous les cas de chevauchement, il faudra rester attentif à la qualité des bords de chaque panneau afin d'éviter d'induire des valeurs aberrantes.

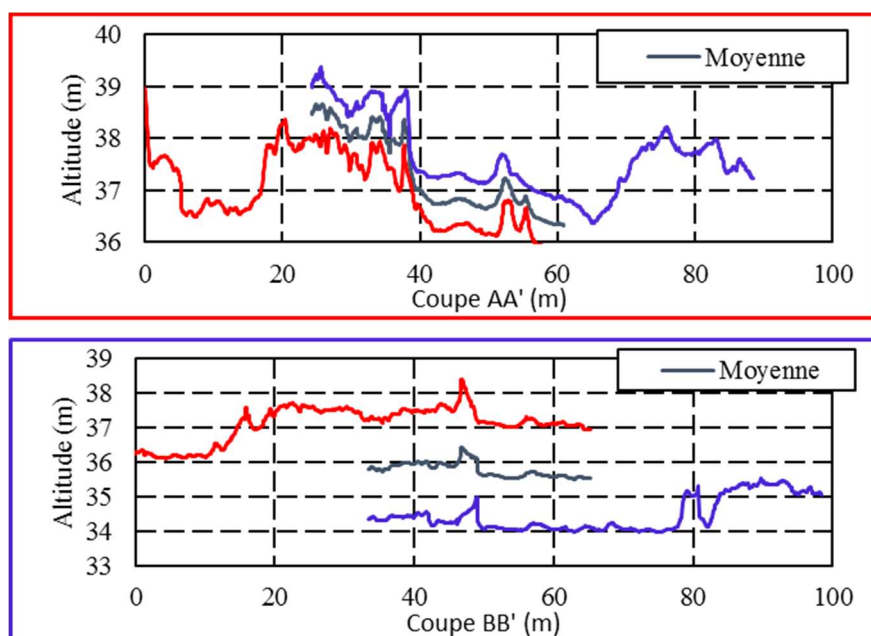


Figure 2-46. Illustration de l'utilisation de la moyenne dans les coupe AA' et BB'

Créer un modèle photogrammétrique de chevauchement

La dernière proposition est de recréer un nouveau modèle photogrammétrique *de chevauchement* à partir des photos des bandes de droite du vol de gauche et des bandes de gauches du vol de droite. De cette manière, ce qui est à la base un bord de modèle photogrammétrique devient un centre (Fig. 4-47 où le tracé vert est issu d'une telle technique de recentrement). La précision est grandement améliorée. Il suffit ensuite de combiner les résultats limités aux zones centrales des modèles pour améliorer la précision de l'ensemble.

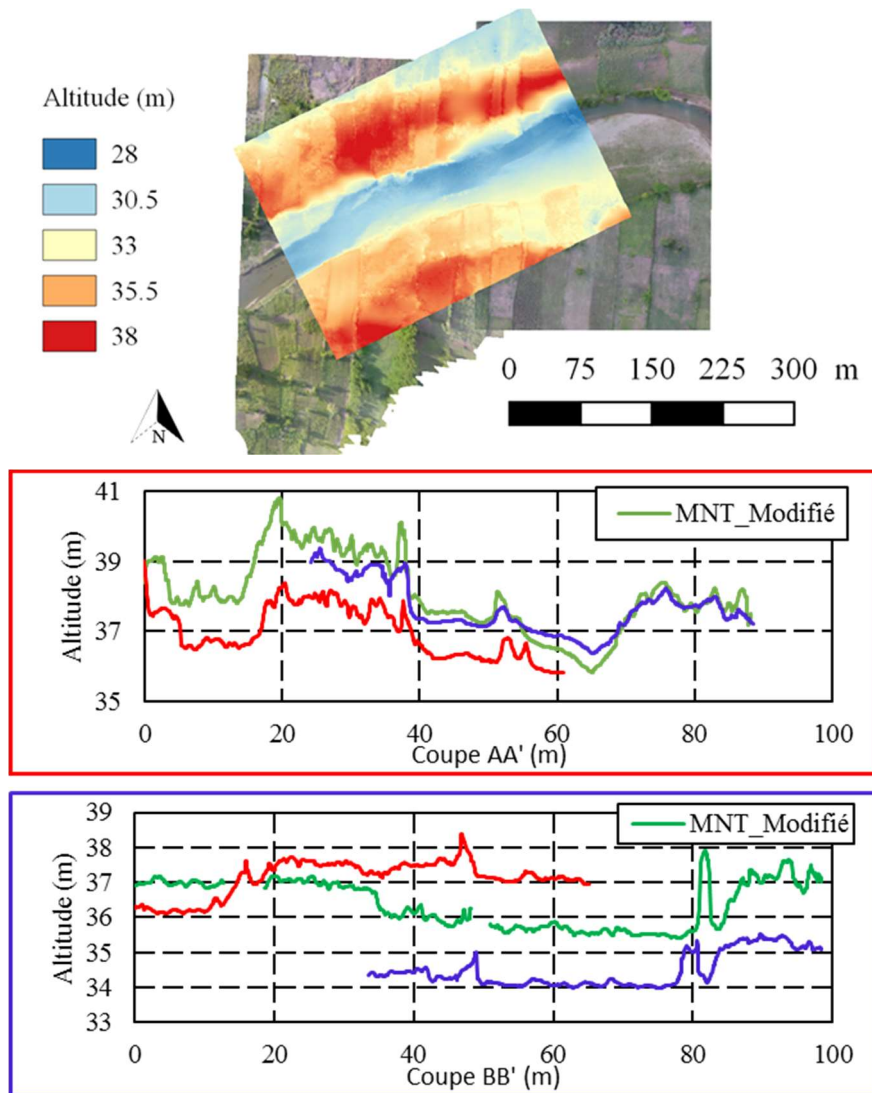


Figure 2-47. MNT de chevauchement. Illustration de son utilisation dans les coupes AA' et BB'

Ces solutions permettent donc de supprimer ou d'atténuer d'éventuelles erreurs ou discordances entre panneaux adjacents dans les parties de chevauchement. De manière générale, nous avons vu que les meilleures options pour réduire ces erreurs se situent en amont du traitement photogrammétrique (augmentation et répartition des points, plan de vol comportant un nombre suffisant de prises de vue pour la zone à définir).

Néanmoins, certains post-traitements permettent une utilisation fiable des données MNT-SfM. Mais l'utilisateur devra toujours porter attention à la qualité des résultats sur les bords de panneaux. Dans le cadre de ce travail, on veillera à garder un regard plus critique sur d'éventuels calculs (comme des simulations d'écoulement) qui utiliseraient les limites de nos panneaux.

2.5.2 La définition des limites toujours sujette à discussion

La seconde problématique à laquelle nous avons été confrontés est la définition des plaines d'inondation a priori. Si notre ambition est bien de caractériser celle-ci afin de pouvoir simuler des écoulements en crue, d'améliorer l'aménagement du territoire ou de prédire les fréquences d'inondations des différentes zones de la vallée, il reste la difficulté intrinsèque à définir a priori les limites du territoire à considérer. Le peu de données disponibles sur les événements extrêmes, notamment pour la rivière Cavaillon, laissait une grande place à la subjectivité. Vu le rayon d'action limité de notre drone en vol automatique, la zone survolée n'est pas toujours en adéquation avec les plaines d'inondations effectives. Nous revenons brièvement ici sur deux situations auxquelles nous avons dû faire face.

Une première analyse des résultats sur le terrain

Une étude rapide des premiers résultats, menée dans les jours qui ont suivi les premiers vols nous avaient amené à considérer certaines zones comme insuffisamment couvertes. Ce fut le cas pour la partie de la rivière comprise entre les points PK3.500 et PK5.500. Cette zone présente un long méandre en « S ». La morphologie de la rivière à cet endroit pouvait laisser penser à un débordement sur des surfaces non couvertes par les vols. Quatre vols supplémentaires ont donc été réalisés. La Figure 2-48 monte les résultats de ces 4 vols.

L'observation d'une inondation ultérieure à nos mesures (ouragan Matthew, octobre 2016) a montré que nous avons raison d'estimer un recouvrement insuffisant, mais que même les survols supplémentaires ne suffisent pas à couvrir toute la plaine inondable, principalement à l'intérieur du méandre.

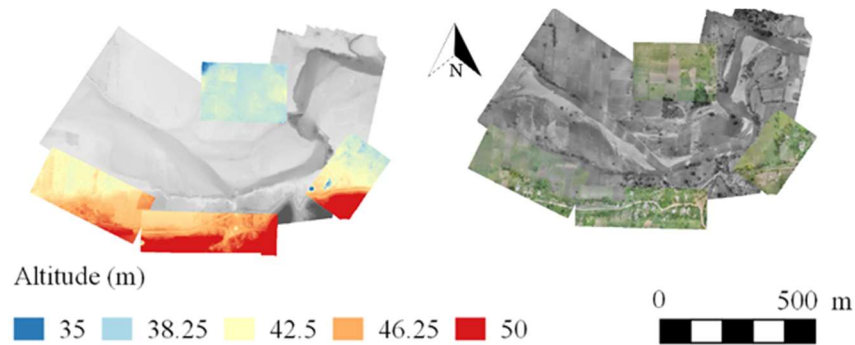


Figure 2-48. Vols supplémentaires (en couleur) par rapport aux vols de base (en N&B)

Le passage de Matthew

Nous l'avons vu dans l'introduction, l'ouragan Matthew est passé sur la région de la rivière Cavaillon en octobre 2016, soit à peine 4 mois après la campagne de terrain nous ayant permis de survoler la rivière. Nous reviendrons plus tard sur l'influence que le passage de l'ouragan a eue sur la rivière et ses alentours. Mais une première conséquence de Matthew a été de pouvoir identifier les plaines d'inondation de la rivière à la suite d'un événement météorologique majeur. En effet, des étudiants de l'Université d'Etat d'Haïti ont pu réaliser une mission de terrain dont l'objectif était de caractériser les limites des zones inondées suite à l'événement. La Figure 2-49 reprend cette limite juxtaposée aux panneaux issus de la campagne de terrain. On observe aisément que la surface couverte par les survols de la rivière ne suffit pas à caractériser les plaines inondées suite au passage de l'ouragan Matthew.

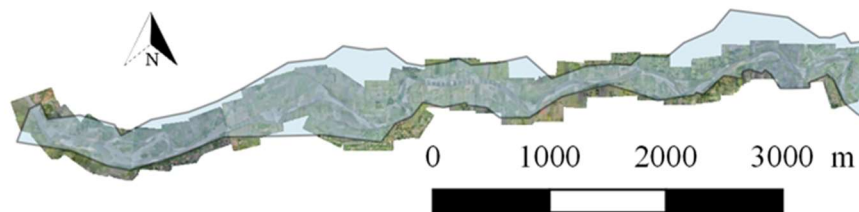


Figure 2-49. Illustration de l'étendue de l'inondation provoqué par l'ouragan Matthew en octobre 2016 comparée aux orthophotoplans issus de la méthode Drone-SfM

2.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons répondu à la question de savoir si les techniques photogrammétriques, et précisément les développements récents, pouvaient être utilisés pour mesurer la topographie de plaines d'inondations, et spécialement de celle de la rivière Cavaillon dans le contexte haïtien.

Après avoir détaillé le fonctionnement de la méthode *Structure From Motion*, développée sur base des principes de la photogrammétrie, le résultat principal de cette partie est un ensemble de 35 panneaux *modèle numérique de terrain* et de 35 panneaux *orthophotoplans*. La précision moyenne des MNT est de +/- 10 cm et celle des orthophotoplans de +/- 2,5 cm.

La qualité de l'information topographique est évalué à l'aide de 248 points de contrôle, relevés sur le terrain au moment des survols effectués par drone. Plus de 99% des différences entre les points des MNTs et les points de contrôle sont contenus dans un intervalle de [-20 cm, +20 cm] (voir Figure 2-33).

De plus, nous avons comparé les résultats des MNTs produits en mai 2016 aux sections transversales relevées en février 2015. Nous avons vu que la majorité des différences est contenue dans un intervalle inférieur à 1 m. Et nous avons montré à travers 4 sections que la plupart des différences importantes se situent au sein de l'écoulement, qui constitue une des limites de l'utilisation de la méthode drone-SfM qui ne permet pas de distinguer clairement la surface de l'eau.

Nous terminons ce chapitre par illustrer des sources d'erreur possibles, qui doivent attirer l'attention de l'utilisateur de MNTs et orthophotoplans réalisés par la méthode drone-SfM, ainsi que des pistes de solutions pour y remédier. En particulier, un des résultats importants de ce chapitre est la combinaison de panneaux adjacents issus de plusieurs survols pour améliorer la précision aux frontières de ceux-ci. Ainsi, un MNT continu sur les 8 km de rivière a pu être obtenu à partir de survols réalisés sur plusieurs jours. Cependant, nous avons également pu illustrer qu'il est difficile d'estimer a priori l'étendue de la zone à étudier : en effet, la zone touchée par le passage de l'ouragan Matthew dépasse par endroits largement notre première estimation de l'étendue du lit majeur de la rivière.

En conclusion, les résultats fournis dans ce chapitre permettent d'améliorer de manière significative l'information topographique disponible pour les plaines

d'inondation de la rivière Cavaillon. La méthode drone-SfM s'intègre donc parfaitement dans la méthodologie générale que nous cherchons à mettre en place dans le contexte de cette thèse.

Chapitre 3. Etude du déversoir de Dory

3.1 Introduction

Nous l'avons abordé dans l'introduction, le déversoir de Dory constitue une opportunité pour définir une condition amont au système que nous cherchons à construire. De plus, une mesure du niveau d'eau à l'amont du déversoir est disponible suite à l'installation d'une sonde par le projet de coopération dans lequel s'inscrit ce travail. Les conditions sont donc réunies pour chercher à établir sur ce déversoir une relation entre la mesure de niveau d'eau à l'amont et le débit qui s'écoule dans la rivière.

Si on peut traditionnellement définir une relation relativement univoque entre le niveau d'eau amont d'un déversoir et le débit qui s'écoule dessus, la question mérite d'être posée de manière plus détaillée pour l'ouvrage de Dory. En effet, le déversoir présente une détérioration très importante de sa structure, avec notamment une crête en banane et un radier en béton très dégradé. L'état actuel du déversoir ne permet donc pas de l'assimiler à un déversoir de référence dont nous connaissons la relation empirique qui lie la hauteur d'eau à l'amont au débit [Creager, 1929 ; USBR, 1987]. Il a donc fallu établir d'autres stratégies. En effet, l'approche de terrain par mesure directe de niveaux à l'amont et de débit résultant qui apparaît comme la plus simple, et probablement la plus fiable si on peut disposer de suffisamment de points de mesures, n'a pu être appliquée dans le contexte de ce travail, principalement en raison de l'impossibilité de réaliser le suivi complet d'un tel ouvrage mineur en Haïti. Nous avons donc cherché à développer d'autres stratégies, à travers des simulations de l'écoulement basées sur différentes hypothèses pour établir une relation crédible nous permettant d'estimer le débit entrant dans le tronçon de rivière que nous étudions.

Dans ce chapitre, nous aborderons d'abord le logiciel OpenFoam utilisé pour les simulations. Nous montrerons à l'aide de plusieurs cas issus de la littérature, la qualité des résultats obtenus à l'issue d'une simulation. Cette étape nous permettra de valider la pertinence de l'approche numérique dans la recherche de la définition d'une relation hauteur-débit.

Ensuite, nous nous attacherons à présenter le déversoir de Dory ainsi que les relevés de terrain que nous y avons effectués. Et enfin, nous chercherons par différentes approches, théorique, terrain, 3D, par tranches, à proposer une relation entre la hauteur que nous mesurons à l'amont du déversoir et le débit qui s'écoule sur celui-ci.

3.2 Validation du logiciel OpenFoam

Avant de s'aventurer dans des développements complexes de l'écoulement de la rivière sur le déversoir de Dory à l'aide du logiciel OpenFoam, nous allons nous atteler à confirmer les résultats que nous observons avec des simulations de cas connus de la littérature. Nous étudierons deux cas précisément, le déversoir de Creager et le déversoir USBR dont la littérature fournie nous permettra de comparer les résultats. Ces deux déversoirs seront ensuite réutilisés dans une section ultérieure pour tenter une approche simplifiée du déversoir de Dory lui-même.

3.2.1 Le logiciel OpenFoam

OpenFoam (Open Field Operation Manipulation) est un logiciel libre, basé sur une librairie C++, construit sous la forme d'une boîte à outils permettant la résolution des équations de la mécanique des fluides. Différents solveurs sont prédéveloppés, couvrant une large gamme d'applications potentielles, notamment dans le domaine des écoulements de fluide incompressible (ce qui correspond à un écoulement en rivière). OpenFoam est accompagné d'un logiciel de post-processing permettant de visualiser les résultats obtenus, *ParaView*.¹²

¹² Pour plus d'informations, le lecteur peut se rendre sur la page web www.openfoam.com

Le principe général du fonctionnement d'OpenFoam est la création d'une boîte 3D de simulation qui peut être maillée selon les besoins de l'utilisateur. L'écoulement est ensuite simulé dans cette boîte à partir de conditions initiales et limites qui lui sont imposées. Les limites de cette boîte, sa taille, le maillage généré, le temps de simulation, le solveur utilisé sont autant de paramètres à définir pour pouvoir effectuer une étude.

De plus, OpenFoam est livré avec une série de cas tests illustrant les possibilités de résolution des différents solveurs existants. *WeirOverflow* présente une situation très similaire à ce que nous souhaitons étudier. Le solveur utilisé est *interFoam* (« *Solver for 2 incompressible, isothermal immiscible fluids using a VOF (volume of fluid) phase-fraction based interface capturing approach* »¹³). C'est à partir de ce cas test que nos différents cas d'étude sont développés.

Modèle mathématique

Pour les fluides newtoniens, incompressibles ($\rho = \text{constante}$) et isothermes (ce qui est le cas de l'eau et de l'air qui vont nous occuper dans cette section), le mouvement est régi par l'équation de conservation de la masse (Eq 3-1) et l'équation de conservation de la quantité de mouvement (Eq 3-2).

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad \text{Eq 3-1}$$

$$\frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot \boldsymbol{\tau} + \rho \mathbf{g} + \mathbf{F}_{sf} \quad \text{Eq 3-2}$$

Avec $\mathbf{u}$, le champ tridimensionnel des vitesses
 ρ , la masse volumique du fluide
 p , la pression s'exerçant au sein du fluide
 $\boldsymbol{\tau}$, le tenseur de contraintes visqueuses
 $\mathbf{g}$, le vecteur accélération due à la gravité
 $\mathbf{F}_{sf}$, les forces s'exerçant sur le fluide dues aux tensions de surface

Le solveur *interFoam* est basé sur la méthode du volume de fluide (*Volume of Fluid - VOF*) introduite par [Hirt and Nichols, 1981]. L'espace dans lequel est étudié l'écoulement est divisé en un certain nombre de cellules. Pour chacune d'elles, une fonction α , comprise entre 0 et 1, donne la fraction de volume du

¹³ <https://www.openfoam.com/documentation/user-guide/standard-solvers.php>

fluide présente dans la cellule (voir Eq 3-3). Dans le cas qui nous occupe, le fluide 1 est l'eau et le fluide 2 est l'air.

$$\alpha(x, y, z, t) = \begin{cases} 1 & \text{cellules occupées par l'eau} \\ 0 < \alpha < 1 & \text{Interface} \\ 0 & \text{cellules occupées par l'air} \end{cases} \quad \text{Eq 3-3}$$

Le transport de la fonction α est exprimé par une fonction d'advection (Eq 3-4) :

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha \mathbf{u}) = 0 \quad \text{Eq 3-4}$$

L'eau et l'air sont considérés comme un seul fluide dans le domaine de calcul et les propriétés intrinsèques de ce fluide, la masse volumique ρ (Eq 3-5) et la viscosité dynamique μ (Eq 3-6), sont calculées pour chaque cellule sur base de sommes pondérées en fonction de l'occupation de la cellule par de l'eau ou de l'air.

$$\rho = \rho_{eau} \alpha + \rho_{air} (1 - \alpha) \quad \text{Eq 3-5}$$

$$\mu = \mu_{eau} \alpha + \mu_{air} (1 - \alpha) \quad \text{Eq 3-6}$$

Un des points cruciaux d'une simulation numérique basée sur la méthode VOF est la conservation de la distribution des volumes des fluides, particulièrement dans le cas de fluide de densités très différentes. De petites erreurs sur le calcul de ces volumes peuvent générer des erreurs importantes sur les propriétés physiques du système. L'Eq 3-4 a tendance à modifier cette distribution. Plusieurs propositions ont été présentées pour surmonter ce problème. Le solveur InterFoam est basé sur la proposition de [Weller, 2002]. Dans ce modèle, un terme supplémentaire provenant de la modélisation des vitesses à partir des moyennes pondérées respectivement des vitesses de l'eau et de l'air, est introduit dans la fonction de transport de la fonction α . Cet ajout permet une résolution plus fine du comportement de l'interface entre les deux fluides. L'Eq 3-4 devient :

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha \bar{\mathbf{u}}) + \nabla \cdot [\mathbf{u}_r \alpha (1 - \alpha)] = 0 \quad \text{Eq 3-7}$$

Avec $\bar{\mathbf{u}} = \alpha \mathbf{u}_{eau} + (1 - \alpha) \mathbf{u}_{air}$, vitesse moyenne pondérée
 $\mathbf{u}_r = \mathbf{u}_{eau} - \mathbf{u}_{air}$, vecteur de la vitesse relative entre les deux fluides

Ce terme ajouté, aussi appelé *artificial compression term*, n'est utilisé que pour la résolution de l'écoulement dans la zone de l'interface eau-air. Il n'affecte absolument pas la résolution du problème au-delà de cette zone puisque le terme disparaît de l'Eq 3-7 lorsque $\alpha = 0$ ou 1 pour revenir à la formulation de l'Eq 3-4.

Ensuite le terme $\mathbf{F}_{sf}$ représente les forces dues aux tensions de surface qui existent à l'interface eau-air. Ces dernières ne peuvent pas être résolues directement car l'interface eau-air n'est pas définie explicitement et donc sa position et sa forme sont inconnues. [Brackbill et al., 1991] ont proposé de convertir le terme $\mathbf{F}_{sf}$ en une force volumétrique de la tension de surface.

$$\mathbf{F}_{sf} = \sigma \kappa \nabla \alpha \quad \text{Eq 3-8}$$

Avec κ , la courbure moyenne de la surface libre, définie comme :

$$\kappa = \nabla \cdot \left(\frac{\nabla \alpha}{|\nabla \alpha|} \right) \quad \text{Eq 3-9}$$

Concernant le tenseur des contraintes visqueuses, $\boldsymbol{\tau}$, l'eau et l'air étant des fluides newtoniens et incompressibles, le taux du tenseur des déformations est linéairement lié au tenseur des contraintes qui se décomposent sous la forme suivante pour rendre la discrétisation plus aisée.

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\tau} = \mu [\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T] = \nabla \cdot (\mu \nabla \mathbf{u}) + (\nabla \mathbf{u}) \cdot \nabla \mu \quad \text{Eq 3-10}$$

Enfin InterFoam adopte une forme modifiée de la définition de la pression, p^* , retirant le terme de la pression hydrostatique, $\rho \mathbf{g} \cdot \mathbf{x}$, avec $\mathbf{x}$ le vecteur position, du terme de pression, p . Cette formulation est pratique pour la définition des pressions qui s'exerce aux limites du domaine [Rusche, 2002]. Le gradient de cette formulation modifiée de la pression s'exprime comme :

$$\nabla p^* = \nabla p - \rho \mathbf{g} - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho \quad \text{Eq 3-11}$$

En prenant en compte, les formulations de l'Eq 3-8, l'Eq 3-10 et l'Eq 3-11, l'équation de conservation de quantité de mouvement prend la forme de :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{u} \mathbf{u}) - \nabla \cdot (\mu \nabla \mathbf{u}) - (\nabla \mathbf{u}) \cdot \nabla \mu \\ = -\nabla p^* - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \sigma \kappa \nabla \alpha \end{aligned} \quad \text{Eq 3-12}$$

En conclusion, la forme mathématique finale des équations qui sous-tendent les simulations que nous allons présenter est constituée de l'équation de continuité (Eq 3-1), de la fonction modifiée de α (Eq 3-7) et de l'équation de conservation de la quantité de mouvement (Eq 3-12). Ces équations sont résolues ensemble avec les relations constitutives pour la densité (Eq 3-5) et la viscosité dynamique (Eq 3-6).

Génération du maillage

OpenFoam permet donc de calculer l'état de chaque cellule en fonction du temps. Il est donc nécessaire de découper l'espace dans lequel est étudié l'écoulement en un certain nombre de cellules. Une génération adéquate de ce maillage conditionne souvent la réussite ou l'échec d'une simulation. Nous ne détaillerons pas ici toutes les possibilités offertes par OpenFoam pour générer un maillage, nous nous contenterons d'explicitier la méthode que nous avons utilisée. Le maillage sera composé de points, de faces, de cellules et de frontières.

blockMesh est une fonction d'OpenFoam qui permet de générer un maillage hexaédrique linéaire à partir d'une définition des sommets de l'espace à mailler, du nombre de cellules à créer et du rapport des tailles de ces cellules dans chaque direction. Ensuite une description des frontières en définissant leurs conditions conformément à ce que nous avons décrit plus-haut. Le résultat est un bloc parallélépipède rectangle composé d'un nombre de mailles de même forme correspondant au produit du nombre de cellules voulu dans chaque direction. La Figure 3-1 (a) illustre le résultat de l'utilisation de la fonction *blockMesh*.

snappyHexMesh est une fonction permettant d'adapter un maillage de base comme développé ci-dessus à partir d'une forme quelconque proposé sous un format stéréolithographique (.stl). A partir de l'espace maillé initial, la partie adéquate est retirée et le maillage reconstruit sur la surface avec un degré de précision choisi. La Figure 3-1 (b) illustre le résultat de l'utilisation de la fonction *snappyHexMesh*.

Pour les problèmes 2D, il est possible d'extraire une tranche de maillage avec la fonction *extrudeMesh*. Cette tranche ne compte plus alors qu'une seule cellule de large.

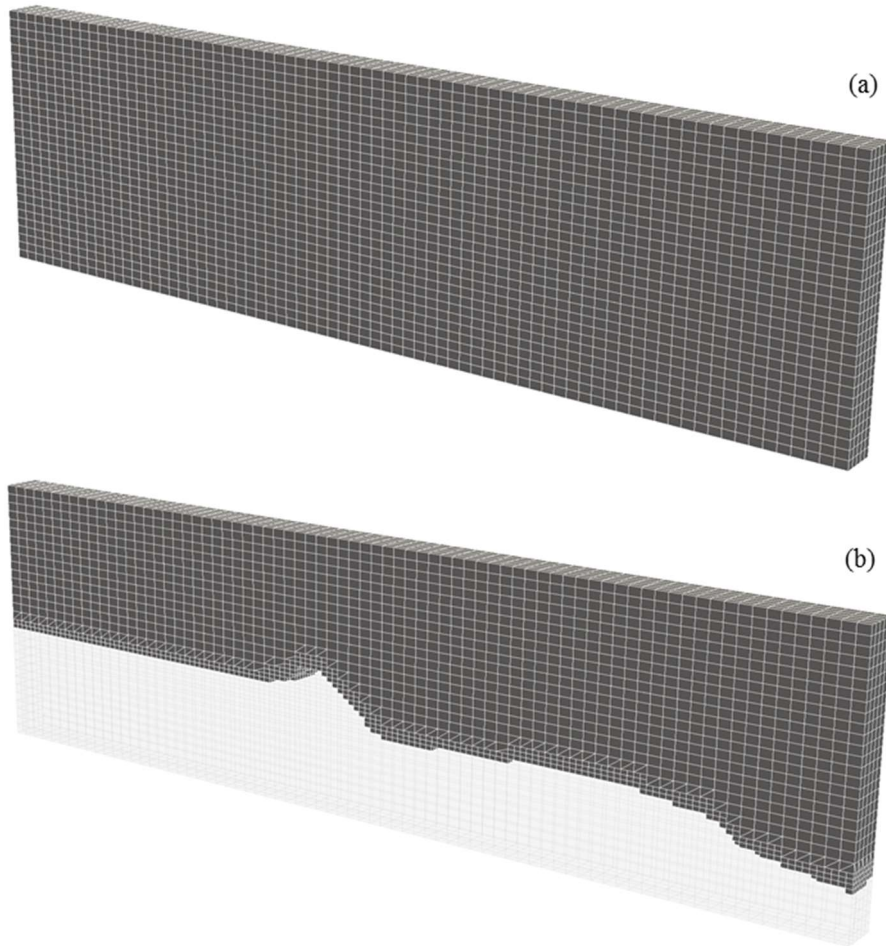


Figure 3-1. (a) Résultat d'un maillage après l'utilisation de blockMesh (b) Résultat après l'utilisation de snappyHexMesh

Conditions aux frontières

Une fois le maillage effectué, chaque face de la boîte de simulation se voit attribuer certaines propriétés aux frontières du domaine qui permettent la simulation.

OpenFoam attribue à une frontière trois types de propriétés.

Le type Basique. Dans ce que nous avons employé, on retrouve :

- La frontière *patch*, qui représente le type de frontière générique sans information particulière.

- La frontière *wall*, qui représente les frontières qui coïncident avec un mur et dont l'interaction entre l'écoulement et la frontière doit être modélisée spécifiquement.
- La frontière *empty*, qui est utilisée pour réaliser des simulations en 2D. Bien qu'OpenFoam génère des géométries en 3D, il est possible de spécifier *empty* les frontières dont la surface est perpendiculaire à la dimension pour laquelle le problème est simplifié.

Le type *primitif*. Les propriétés de ce type sont des règles numériques simples attribuées à chaque variable à définir sur la frontière. Dans ce que nous avons employé, on retrouve :

- La condition *fixedValue* qui fixe la valeur de la variable sur toute la frontière.
- La condition *fixedGradient* qui fixe un gradient normal à la frontière.
- La condition *zeroGradient* qui fixe un gradient normal nul à la frontière.
- La condition *calculated* qui propose une condition dérivée de la valeur d'autres variables.
- La condition *mixed* qui propose une combinaison des précédentes conditions en fonction de ce qui se passe à la frontière.

Le type *dérivé*. Les propriétés de ce type sont faites de combinaison de conditions primitives. Elles sont également appliquées à chaque variable à définir sur la frontière. Dans ce que nous avons employé, on retrouve :

- La condition *inletOutlet*. Dérivée de la condition *mixed*, elle permet d'appliquer à une frontière une condition *fixedValue* ou *zeroGradient* en fonction du sens de l'écoulement sur cette frontière.
- La condition *totalPressure*. Dérivée de la condition *fixedValue*, elle permet une condition une pression p_0 totale toujours identique. Si $p_0 = p + 0,5 \rho u^2$ est fixe, une modification de u entraînera une adaptation de p pour maintenir la pression totale constante.
- La condition *InletOutletVelocity* est utilisée pour les frontières dont la pression totale est fixée. Un gradient nul de vitesse est appliqué pour un écoulement sortant et pour un écoulement entrant, la vitesse est dérivée du flux entrant perpendiculairement à la frontière.
- La condition *variableHeighFlowRate* permet de donner une valeur à la fonction α en fonction d'une valeur de débit imposée sur la

frontière. Cette condition a pour effet de laisser libre la position de l'interface air-eau.

- La condition *variableHeightFlowRateInletVelocity* permet d'adapter les valeurs de vitesse sur la frontière selon des conditions imposées par la condition *variableHeightFlowRate*.

Chaque frontière est donc régie par un ensemble de conditions sur chacune des variables de la simulation. Nous allons ci-dessous détailler pour chaque frontière l'ensemble des conditions qui s'applique sur chaque variable ($\alpha, p, \mathbf{u}$).

Face supérieure. OpenFoam propose une frontière appelée *atmosphere*. Cette frontière combine une condition *inletOutlet* pour la variable α , une condition *totalPressure* pour la pression p et une condition *pressureInletVelocity* pour la vitesse $\mathbf{u}$. L'objectif de cette frontière est d'être le plus neutre possible par rapport à l'écoulement simulé. En pratique, cette face supérieure est définie suffisamment loin de l'interface air-eau pour éviter toutes perturbations.

Faces avant et arrière. La plupart des simulations que nous avons menées étaient en 2D. Les faces avant et arrière de la boîte sont donc de type *empty*. Pour les simulations 3D, les conditions aux frontières étaient du même type que celles de la face inférieure (voir ci-dessous).

Face inlet. Il s'agit de la frontière d'entrée de l'écoulement. La condition sur la fonction α est de type *variableHeightFlowRate*. Celles sur la pression p est de type *zeroGradient* et sur la vitesse $\mathbf{u}$ est de type *variableHeightFlowRateInletVelocity*. La combinaison de ces conditions est d'obtenir une frontière dont les variables s'adaptent en fonction du débit imposé à l'entrée.

Face outlet. Il s'agit de la frontière de sortie de l'écoulement. Généralement, la condition sur la fonction α est de type *zeroGradient*. Celles sur la pression p est de type *zeroGradient* et sur la vitesse $\mathbf{u}$ est de type *zeroGradient*. Pour une étude particulière de l'influence du niveau aval sur l'écoulement, on fixera sur la fonction α une condition de type *fixedValue*.

Face inférieure. Cette frontière qui représente la surface du déversoir est de type *wall* et les variables $\alpha, p, \mathbf{u}$ sont régies respectivement par des conditions *zeroGradient*, *zeroGradient* et une *fixedValue* nulle.

Modélisation de la turbulence

La méthode classique pour résoudre les équations complètes de Naviers-Stokes est appelé *Direct Numerical Simulation* (DNS) [Moin and Mahesh, 1998 ; Pope, 2000]. Cette méthode est associée à un maillage très fin du problème et à des ressources informatiques très importantes. Il n'est réellement utilisable que dans le cas de simulations sur de très petits domaines et des écoulements avec des nombres de Reynolds très petits. Dans les cas qui nous occupent, une telle approche est impossible.

La méthodologie *Reynolds Average Simulation* (RAS) ou *Reynolds Average Navier-Stokes* (RANS) résout les équations de Navier-Stokes moyennées sur le temps. La résolution se concentre sur les propriétés moyennes de l'écoulement. Le modèle de turbulence utilisé par le solveur interFoam dans le cadre de ce travail a été introduit par [Menter, 1993]. Il s'agit du modèle $k - \omega$ SST qui implémente deux modèles classiques, $k - \omega$ [Wilcow, 1988] près des murs et $k - \varepsilon$ [Launder and Spalding, 1974] dans les endroits de l'écoulement complètement turbulent. k représente l'énergie cinétique turbulente, ε , le taux de dissipation d'énergie cinétique turbulente et $\omega = \varepsilon/k$, la dissipation spécifique d'énergie cinétique turbulente.

Propriétés des fluides

Certaines propriétés intrinsèques aux fluides simulés sont fixées. Pour l'eau et pour l'air, la viscosité cinématique ν vaut, respectivement, 10^{-6} m²/s et $1,48 \cdot 10^{-5}$ m²/s et la masse volumique ρ vaut, respectivement, 1000 kg/m³ et 1 kg/m³. La tension de surface vaut 0,07 N/m. OpenFoam demande aussi de préciser la valeur de l'accélération de la gravité -9,81 m/s².

Fonctionnement d'une simulation

Une fois le maillage généré, les conditions initiales de l'écoulement peuvent être mise en place. La fonction *setFields* permet d'attribuer une valeur au paramètre α pour chacune des cellules. La construction au préalable du lancement de la simulation des conditions des différentes frontières du maillage permet d'initier l'écoulement. Dans les cas que nous avons effectués, un débit est imposé à l'amont et la hauteur d'eau est laissée libre à l'aval. De cette manière un écoulement supercritique peut s'opérer, garantissant une influence nulle de l'aval sur l'écoulement s'opérant sur le déversoir. Une

exception sera faite dans la section traitant de l'influence de la condition aval. Dans ce cas, le niveau à l'aval sera imposé pour étudier son influence sur l'écoulement sur le déversoir. Le temps de simulation est choisi suffisamment long pour que l'équilibre de la situation s'établisse. La Figure 3-2(a) illustre un résultat de simulation. Une fois la simulation effectuée, il reste à définir la position de la surface libre. Celle-ci est définie comme étant l'ensemble des cellules pour lesquelles la fonction $\alpha = 0,5$. Les coordonnées de cette ligne (Figure 3-2(b)) donnent les coordonnées de la surface de l'eau. Mis en parallèle avec des points connus du bas de la zone modélisée, cela permet de positionner la surface dans le repère du projet.

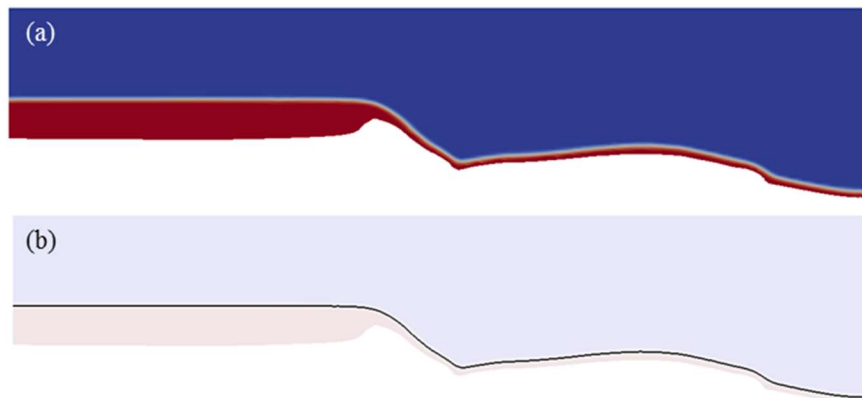


Figure 3-2. (a) Résultat d'une simulation après un temps suffisant pour une stabilisation de la solution (b) Mise en évidence de l'interface ($\alpha=0,5$)

3.2.2 Déversoir de Creager

Rappel théorique

[Creager, 1929] a publié les résultats de ses travaux établis sur un déversoir-barrage type fonctionnant sous un charge hydraulique $H_0 = 1 \text{ m}$. Il proposa un profil basé sur les expériences anciennes de Bazin qui avait observé le profil d'une lame déversante sur un déversoir à paroi mince (Figure 3-3(a)). L'idée centrale est de matérialiser l'espace situé sous la nappe inférieure de la lame d'eau (Figure 3-3(b)).

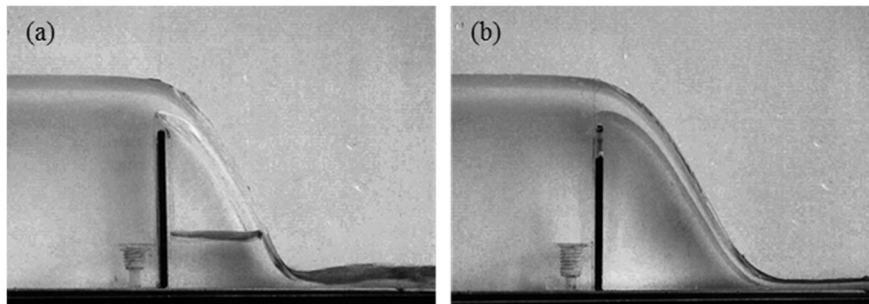


Figure 3-3. (a) Profil d'un déversoir à paroi mince (b) Profil d'un déversoir de Creager

Creager proposa un profil légèrement modifié par rapport à la forme que prend une nappe libre pour garantir une certaine pression sur le parement aval permettant d'améliorer la stabilité du barrage et d'écarter le risque de cavitation. La Figure 3-4 reprend le schéma du profil de Creager et le Tableau 3-1, les valeurs permettant de le dessiner. Nous profitons également de cette figure pour introduire les différentes variables qui seront utilisées dans ce chapitre pour caractériser les déversoirs et les écoulements qui s'y rapportent.

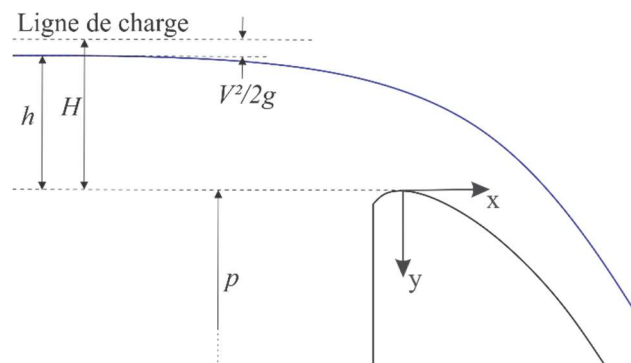


Figure 3-4. Schéma du profil de Creager

Avec H , la hauteur de la charge sur le déversoir (m)
 h , la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du déversoir (m)
 p , la pelle (m) supposé infinie dans le modèle de Creager
 $V^2/2g$, l'énergie cinétique (m)
 x, y , le repère utilisé pour établir le Tableau 3-1

x/H_0	y/H_0
-0,3	0,126
-0,2	0,036
-0,1	0,007
0,0	0,000
0,1	0,007
0,2	0,060
0,5	0,142
0,7	0,257
0,9	0,397
1,1	0,565
1,4	0,870
1,7	1,220
2,2	1,960
2,7	2,820

Tableau 3-1. Valeurs du design de la crête du déversoir selon Creager

[Scimemi, 1930] proposa une mise en équation du profil de Creager. Cette équation, Eq 3-13, est connue sous le nom d'équation de Creager. Notons également que ce profil est basé sur l'hypothèse d'une vitesse de l'eau à l'approche du déversoir très faible. Autrement dit d'une pelle p très grande par rapport à la charge nominal H_0 (qui est la charge H pour laquelle le profil est conçu) sur le déversoir.

$$\frac{y}{H_0} = 0,47 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1,80} \quad \text{Eq 3-13}$$

Nous allons maintenant chercher à établir l'expression du débit sur le déversoir. La Figure 3-5 illustre les grandeurs nécessaires au calcul du débit sur base de l'intégration de l'équation de Bernoulli entre le point A, situé à la surface de l'écoulement suffisamment à l'amont du déversoir pour estimer que le terme $V^2/2g$ puisse être négligé et le point M, situé quelque part dans la colonne d'eau à la verticale de la crête du déversoir. L'expression s'écrit alors de la manière suivante :

$$h = \frac{P_M}{\gamma} + \frac{V_M^2}{2g} \quad \text{Eq 3-14}$$

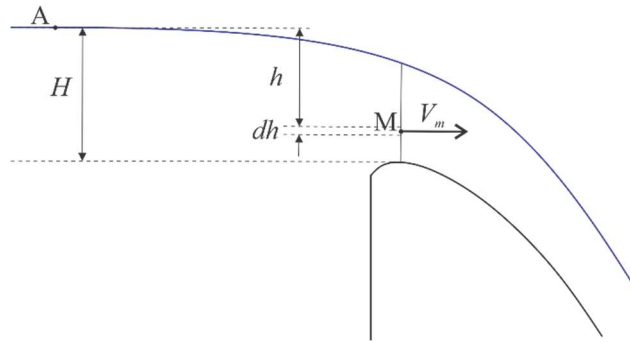


Figure 3-5. Schéma du profil de Creager

Avec A, point de la surface à l'amont du déversoir
M, point de la colonne d'eau sur la crête du déversoir
H, la hauteur de la charge sur le déversoir (m)
h, la hauteur de la colonne d'eau au-dessus du point M (m)
dh, l'incrément de la hauteur h (m)
 V_M , la vitesse de l'eau dans l'espace au point M (m/s)

On suppose que le terme P_M/γ , représentant la pression qui s'exerce à cet endroit du fluide, peut être négligé. Ce qui revient à dire que les trajectoires des filets fluides se comportent chacune comme une particule libre. On peut alors en déduire la vitesse. Intégrée sur la hauteur d'eau et multipliée par la largeur du déversoir L , cette vitesse permet de calculer le débit qui s'écoule.

$$Q = \int_0^H V_m \cdot L \cdot dh = \int_0^H \sqrt{2gh} \cdot L \cdot dh \quad \text{Eq 3-15}$$

Lors de l'intégration de cette équation, il est nécessaire de tenir compte de différents éléments liés à la physique de l'écoulement. On doit tenir compte d'une éventuelle contraction du jet dans le plan vertical, d'une surestimation des bornes d'intégration ainsi que des vitesses dues à la pression qui a été négligée, et des pertes de charges éventuelles. μ est le coefficient de débit du déversoir et représente tous ces éléments réunis. On distingue généralement le calcul du débit de l'expression du débit nominal qui représente la situation pour laquelle les pressions sur la paroi aval sont nulles ou quasi-nulles. L'Eq 3-16 représente le calcul du débit nominal du déversoir alors que l'Eq 3-17 permet de calculer un débit quelconque sur le déversoir.

$$Q_0 = \mu_0 L \sqrt{2g} H_0^{1,5} \quad \text{Eq 3-16}$$

$$Q = \mu L \sqrt{2g} H^{1,5} \quad \text{Eq 3-17}$$

Dans la cadre de ce travail, on limite l'étude du déversoir de Creager à la situation d'un parement amont vertical. Dans ce cas, pour un profil de déversoir répondant à l'Eq 3-13, la valeur du coefficient de débit nominal communément utilisé est $\mu_0 = 0,492$. Cette valeur varie pour les différents cas de charge pouvant avoir lieu à l'amont du déversoir afin d'apater l'influence des pressions s'exerçant alors sur le parement aval. On représente cette variation par l'équation suivante :

$$\mu = \mu_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{0,17} \quad \text{Eq 3-18}$$

Simulation des débits par OpenFoam

Pour tester les résultats de simulations sur les déversoirs de Creager, nous allons nous intéresser à deux configurations. Pour chacune d'elle, la forme du déversoir est dessinée à partir de l'équation de Creager (Eq 3-13). La charge nominale est $H_0 = 0,6$ m. Quant à la partie à l'amont de la crête du déversoir, elle est dessinée sur base des valeurs du profil préconisé par Creager (Tableau 3-1). La différence entre les deux simulations se fait sur le respect de l'hypothèse de vitesse d'approche nulle. Comme nous l'avons vu OpenFoam simule un écoulement au sein d'une boîte fermée. La taille de la pelle n'est donc pas infinie. Nous allons donc nous intéresser à deux configurations :

- *Creager1*. Une pelle très grande, soit $p = 15H_0$, qui est considéré comme le cas de référence, similaire aux hypothèses de Creager. Les vitesses à l'amont étant supposées négligeables du fait de l'importance de la pelle p .
- *Creager2*. Une pelle de 60 cm, soit $p = H_0$, dimensions que nous avons choisi de tester parce qu'elles sont proches du déversoir de Dory que nous souhaitons caractériser, et qui impliquent une vitesse à l'amont non-négligeable.

Les Figure 3-6(a) et Figure 3-7(a) illustre les géométries ainsi que les maillages réalisés avec OpenFoam. Les parties (b) de ces illustrations montrent des écoulements stabilisés pour des débits respectifs de $0,4 \text{ m}^3/\text{s/m}$ et $0,6 \text{ m}^3/\text{s/m}$. La partie bleu représente les cellules pour lequel la fonction $\alpha = 1$, autrement dit la partie eau de l'écoulement. Les parties (c) de ces

figures représentent la distribution des vitesses pour l'écoulement stabilisé. Plus la couleur rouge est intense, plus les vitesses sont importantes. Ce qui est intéressant d'observer est le respect de l'hypothèse des vitesses d'approche nulles. La configuration Creager1 respecte très bien cette hypothèse alors que l'on peut remarquer une certaine vitesse dans la zone amont du déversoir de la configuration Creager2. Néanmoins, le rapport entre les vitesses aval et amont, quantifiées à l'aide des résultats OpenFoam, est supérieur à 6:1, ce qui permet d'envisager l'utilisation de la théorie de Creager pour comprendre l'écoulement sur ce déversoir. Nous verrons cependant que cela n'est pas sans influence à haut débit.

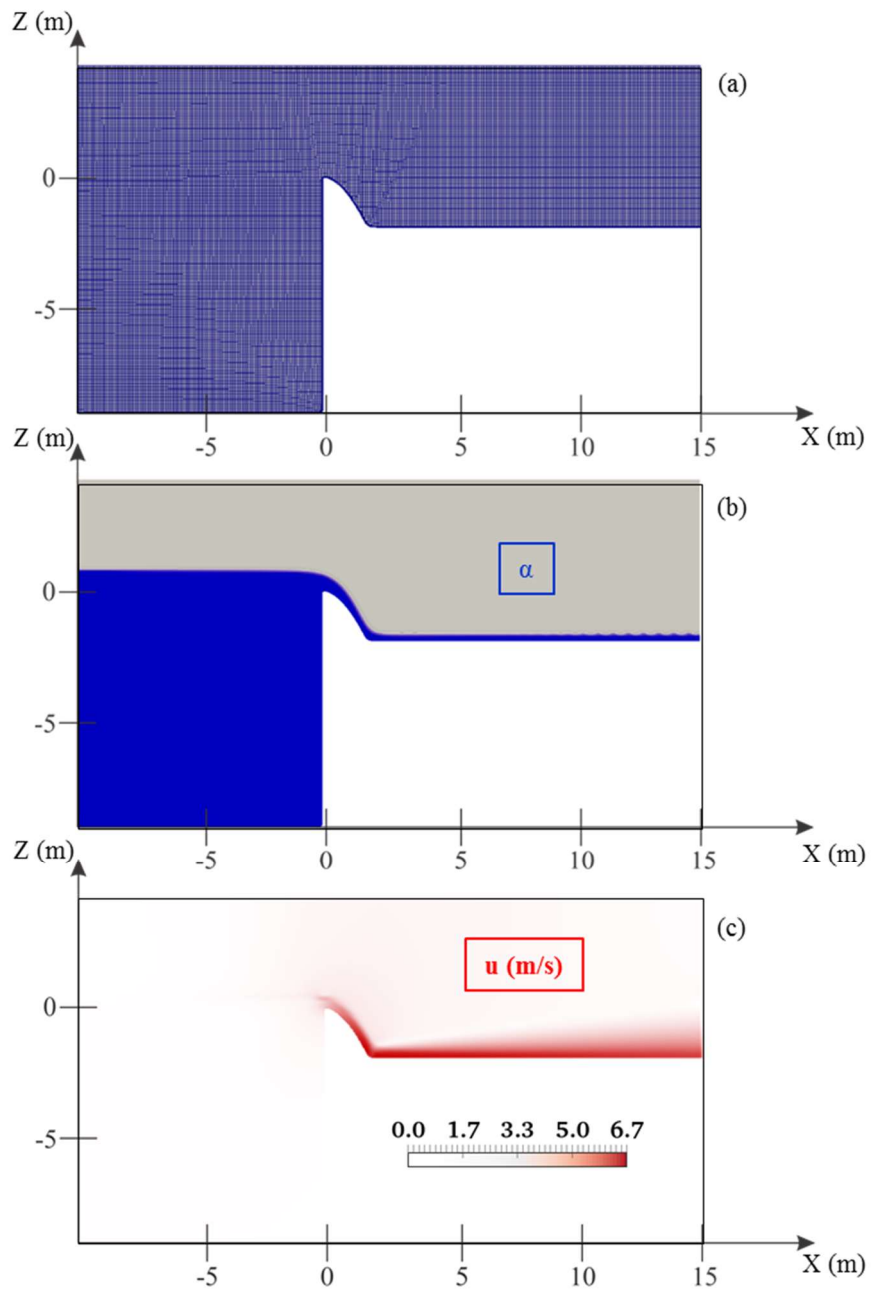


Figure 3-6. Configuration **Creager1** (a) Maillage de la géométrie proposée (b) Fraction liquide de l'écoulement après stabilisation de l'écoulement pour un débit $Q = 0,4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (c) Vitesse de l'écoulement après stabilisation

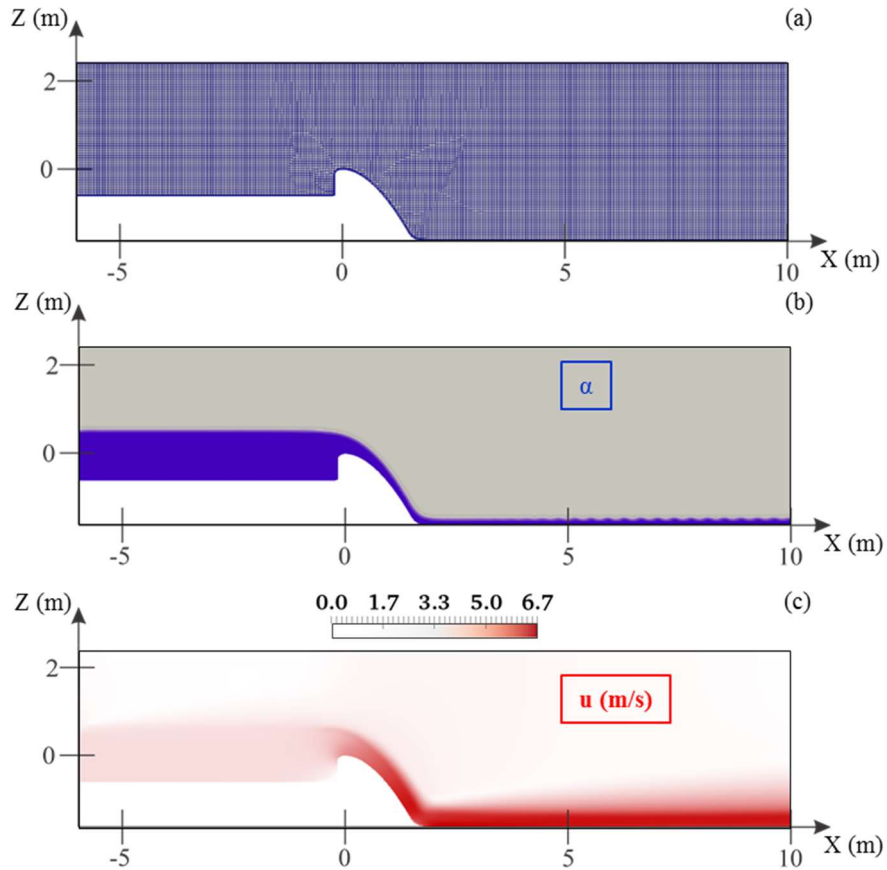


Figure 3-7. Configuration **Creager2** (a) Maillage de la géométrie proposée (b) Fraction liquide de l'écoulement après stabilisation de l'écoulement pour un débit $Q = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (c) Vitesse de l'écoulement après stabilisation

Une fois le profil géométrique défini, il apparaît simple de calculer théoriquement un débit à l'aide de l'Eq 3-17 et de l'Eq 3-18 pour un ensemble de charge. Nous avons choisi ici de tester les résultats de la simulation pour une charge dans l'intervalle $[H_0 \pm 66\%]$.

Comme nous l'avons détaillé en présentant le fonctionnement d'une simulation, à l'issue de celle-ci, nous obtenons la position de la surface de l'eau. On extrait ensuite de la simulation les valeurs de vitesses sur la verticale situé en $X = -5 \text{ m}$ afin de calculer la vitesse moyenne et ainsi le terme $V^2/2g$ permettant de définir la charge effective qui s'applique à l'écoulement, H . Dans le cas de la configuration Creager1, cela n'a aucune influence étant

donné les faibles vitesses d'approche. Pour la configuration Creager2, comme nous l'avons remarqué précédemment, cette vitesse a une influence. Etant donné le débit imposé pour la simulation, on obtient finalement un couple (H, Q) .

Le Tableau 3-2 et le Tableau 3-3 présente les valeurs de simulation à partir d'un débit imposé à l'amont, Q , et d'un niveau aval laissé librement établi. Les colonnes h et H représentent les valeurs de hauteurs simulées à l'amont et les charges effectives correspondantes (confondues pour Creager1). Le débit théorique, $Q_{théorique}$, est ensuite calculée sur base de la charge effective. L'erreur est enfin définie selon l'Eq 3-19.

$$erreur = \frac{Q - Q_{théorique}}{Q} [\%] \quad \text{Eq 3-19}$$

Q m ³ /s	H m	$Q_{théorique}$ m ³ /s	Erreur /
0,162	0,19	0,154	5%
0,405	0,34	0,394	3%
0,515	0,40	0,504	2%
0,608	0,44	0,597	2%
0,810	0,52	0,800	1%
1,013	0,60	1,010	0%
1,215	0,67	1,224	1%
1,418	0,74	1,438	1%
1,638	0,80	1,644	0%
2,000	0,91	2,046	2%
2,377	1,01	2,433	2%

Tableau 3-2. Tableau des valeurs simulées à l'aide d'OpenFoam et comparaison avec les valeurs théoriques pour la configuration **Creager 1**

Pour la configuration Creager1, excepté le premier point, on observe une erreur relativement limitée (<3%). Il est aussi intéressant de noter que l'erreur est la plus faible aux alentours des valeurs nominales du déversoir.

Q m ³ /s	h m	H m	$Q_{théorique}$ m ³ /s	Erreur /
0,162	0,20	0,20	0,161	0%
0,405	0,34	0,35	0,403	0%
0,515	0,39	0,40	0,521	1%
0,608	0,43	0,45	0,620	2%
0,810	0,50	0,53	0,821	1%
1,013	0,57	0,61	1,039	3%
1,215	0,64	0,68	1,262	4%
1,418	0,69	0,75	1,483	5%
1,638	0,75	0,82	1,709	4%
2,000	0,83	0,93	2,101	5%
2,377	0,91	1,04	2,524	6%

Tableau 3-3. Tableau des valeurs simulées à l'aide d'OpenFoam et comparaison avec les valeurs théoriques pour la configuration **Creager 2**

Pour la configuration Creager2, on observe une évolution de l'erreur qui, bien que restant limitée (<6%), a tendance à augmenter avec le débit. Ce phénomène, qui était attendu, s'explique par l'influence grandissante des vitesses d'approche de l'écoulement.

Les Figure 3-8 et Figure 3-9 montre graphiquement les résultats obtenus. On observe la courbe noire du débit selon la théorie de Creager et en cercles gris les résultats obtenus par les simulations réalisées avec OpenFoam.

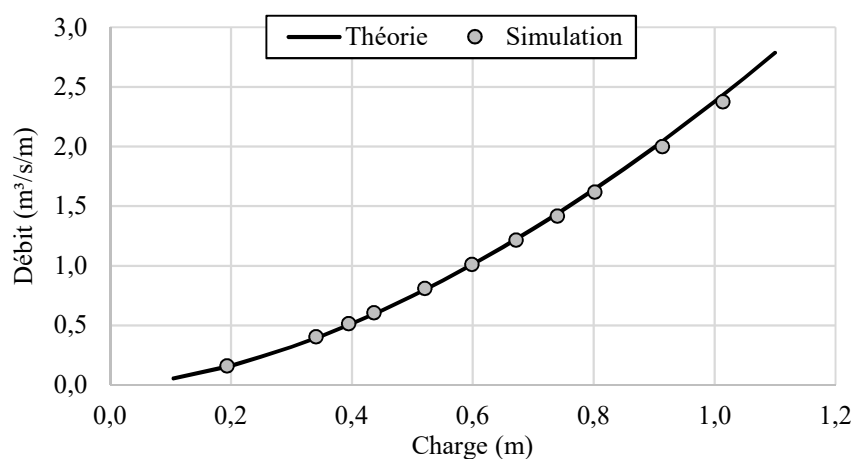


Figure 3-8. Comparaison entre la courbe théorique et les points simulés avec OpenFoam pour la configuration **Creager1**

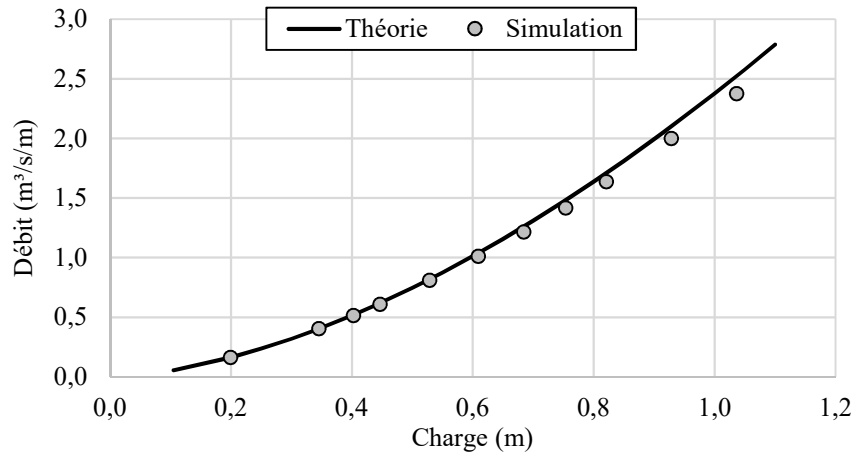


Figure 3-9. Comparaison entre la courbe théorique et les points simulés avec OpenFoam pour la configuration **Creager2**

L'allure générale des graphes peut nous donner confiance en la démarche. La majorité des points de simulation se situent sur la courbe théorique ou en sont proches. Et même si on observe une erreur plus importante pour les débits plus grands, surtout visible sur la configuration Creager2, cette remarque renforce plutôt le crédit à accorder à ces simulations. En effet, ces dernières rendent compte d'un effet physique attendu lorsque certaines des hypothèses de la loi théorique de Creager ne sont plus respectées.

En conclusion

La première épreuve soumise à OpenFoam est plutôt encourageante. Non seulement, le logiciel reproduit fidèlement ce que la loi théorique de Creager prédit, mais au-delà, lorsque l'hypothèse d'une vitesse d'approche négligeable sur le déversoir n'est plus respectée, les résultats de simulation semblent répondre favorablement par rapport à l'intuition physique que ces modifications engendrent.

3.2.3 Déversoir de l'USBR

Continuons notre mise à l'épreuve du logiciel OpenFoam, toujours avec l'objectif de valider son utilisation pour nous aider à la compréhension du déversoir de Dory. Dans cette étape, nous allons comparer à nouveau les résultats de simulation avec une loi empirique, celle de l'United States Bureau of Reclamation (USBR), administration américaine active dans la gestion, le

développement et la protection de l'eau et des ressources liées dans le souci de l'intérêt public américain. Outre le fait de confirmer les résultats obtenus sur le déversoir de Creager, les résultats expérimentaux de l'USBR permettent également de soumettre les simulations OpenFoam à un ensemble de conditions aval variables. Des solutions pouvant être trouvées dans la littérature. Après avoir effectué des tests sans se préoccuper de l'aval du déversoir, nous verrons comment le logiciel réagit lorsque différents niveaux d'eau sont imposés aux conditions frontières aval.

Rappel théorique

Le déversoir de l'USBR, à l'instar de celui de Creager, possède une forme établie sur la base d'un jet d'eau naturel qui s'établirait pour un déversoir à paroi mince. Un tel profil dépend donc de la charge imposée à l'amont, de la pelle du déversoir et de l'inclinaison du parement amont du déversoir. La Figure 3-10 schématise le profil USBR.

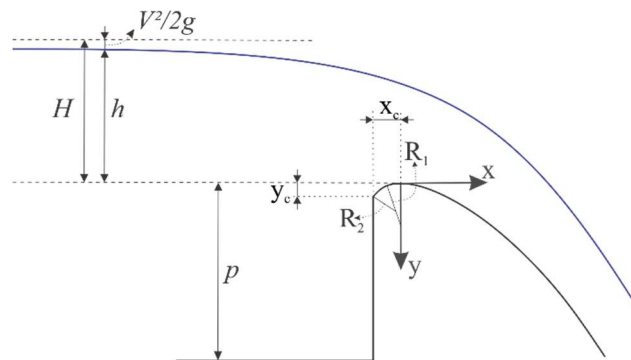


Figure 3-10. Schéma du profil de l'USBR

- Avec
- H , la hauteur de la charge sur le déversoir (m)
 - H_0 , la hauteur de la charge nominale sur le déversoir (m)
 - p , la pelle du déversoir (m)
 - h , la hauteur de la colonne au dessus du déversoir (m)
 - $V^2/2g$, l'énergie cinétique (m)
 - x_c , paramètre du design de la crête (m)
 - y_c , paramètre du design de la crête (m)
 - R_1 , rayon servant au design de la crête (m)
 - R_2 , rayon servant au design de la crête (m)
 - x, y , le repère utilisé

Dans le cadre de ce travail, nous allons travailler avec un déversoir ayant une pelle $P = 0,6$ m, similairement à ce que nous avons fait pour la configuration Creager2. De la même manière, la charge nominale nous permettant de dessiner le profil du déversoir est choisie telle que $H_0 = 0,6$ m. Une fois ces valeurs posées nous pouvons calculer un débit nominal à l'aide de Eq 3-20. Et ainsi en déduire la vitesse $v_0 = 0,785$ m/s. Ces valeurs vont maintenant nous permettre de définir la géométrie du profil du déversoir.

$$Q_0 = \mu_0 L \sqrt{2g} H_0^{1,5} \quad \text{Eq 3-20}$$

Sur base de nombreuses observations réalisés sur des déversoirs à paroi mince, l'USBR propose une définition d'un profil basée sur l'Eq 3-21, très proche de l'équation de Creager qu'on retrouve en remplaçant les paramètres K et n par, respectivement, $-0,47$ et $1,5$. Dans la théorie des déversoirs de l'USBR, ces deux paramètres, K et n , sont quant à eux dépendant de l'inclinaison du parement amont et de la vitesse d'approche de l'écoulement. Leur évolution est donnée par la Figure 3-11 reprise du livre [USBR, 1987].

$$\frac{y}{H_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad \text{Eq 3-21}$$

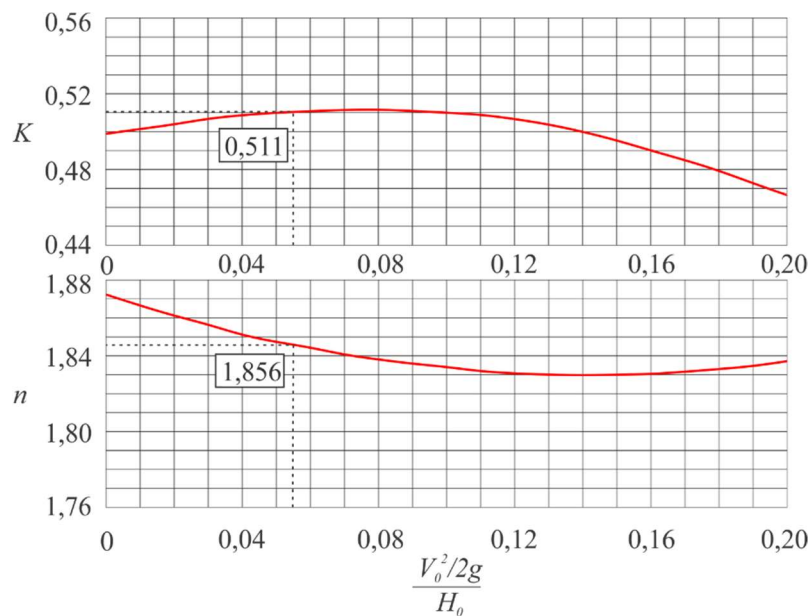


Figure 3-11. Courbes de définition des paramètres K et n de l'équation Eq 3-21.

Il reste quatre paramètres à définir pour dessiner la partie amont reliant la pelle à la crête du déversoir, x_c , y_c , R_1 et R_2 . Les valeurs de ces paramètres sont obtenues à l'aide des tables reprises de la théorie du livre [USBR, 1987] et illustrées à la Figure 3-12.

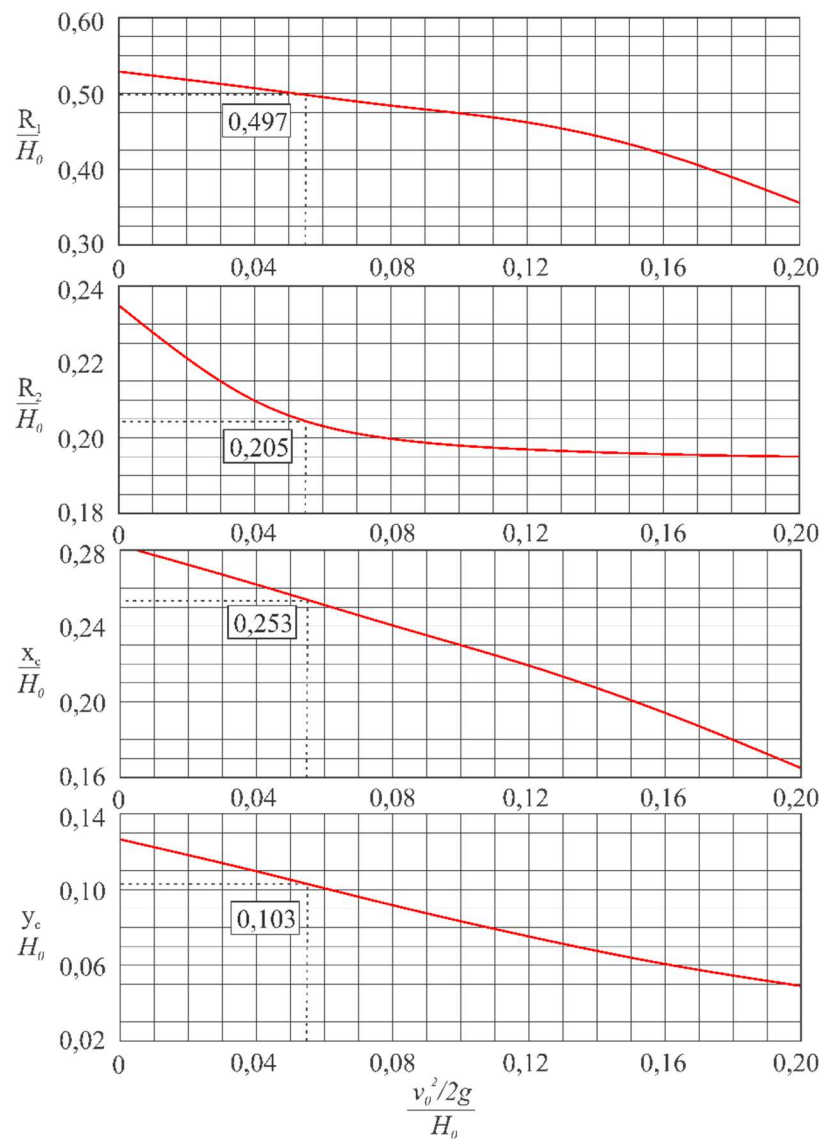


Figure 3-12. Courbes de définition des paramètres R_1 , R_2 , x_c et y_c du profil du déversoir de l'USBR

Le profil peut ainsi être défini à partir d'une hauteur de pelle p ainsi que d'une charge nominale H_0 , toutes deux choisies préalablement. Pour cet exercice, nous avons défini $P = H_0 = 0,6$ m. Ces conditions sont celles qui semblent a priori être les plus proches de la situation du déversoir de Dory. Le maillage de cette configuration USBR est illustré par la Figure 3-15(a).

Sur un déversoir de profil USBR, l'équation de calcul du débit est identique à l'Eq 3-16 que nous avons développée pour le déversoir de type Creager. Elle est rappelée ci-dessous. La différence entre les deux géométries est intégrée par le coefficient de débit μ .

$$Q = \mu L \sqrt{2g} H^{1,5} \quad \text{Eq 3-22}$$

Dans le cas d'un parement amont vertical comme c'est le cas dans la géométrie que nous proposons de soumettre à la simulation, le coefficient de débit devra être défini en prenant en compte l'influence de la vitesse d'approche et de la charge effective qui s'exerce sur le déversoir.

La vitesse d'approche de l'écoulement sur le déversoir conditionne la valeur du coefficient de débit nominal μ_0 . La Figure 3-13 permet de lier cette influence au rapport entre la pelle p et la charge nominale H_0 . Dans le cadre du déversoir que nous soumettons à la simulation avec OpenFoam, le coefficient de débit nominal vaut $\mu_0 = 0,456$. Par ailleurs le rapport entre la charge effective et la charge nominale va déterminer les pressions qui s'exercent sur le parement aval du déversoir. Une charge supérieure à la charge nominale va avoir tendance à diminuer la pression qui s'exerce sur le parement aval et donc à augmenter le coefficient de débit. L'évolution de μ/μ_0 est donnée par la Figure 3-14. On retrouvera la prise en compte de cette évolution dans le calcul du μ pour chaque débit théorique calculé.

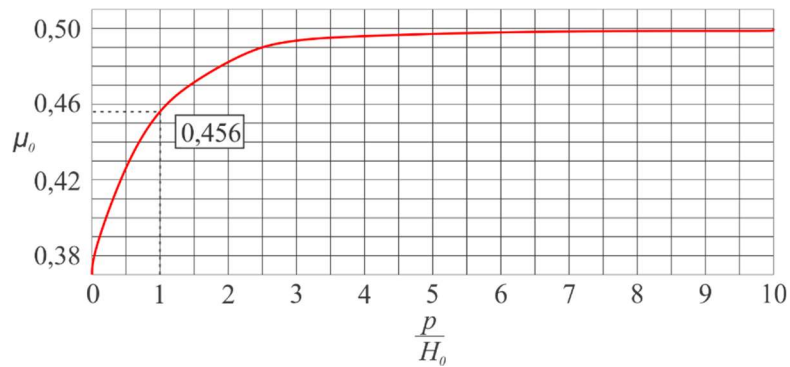


Figure 3-13. Evolution du coefficient de débit nominal en fonction de la vitesse d'approche

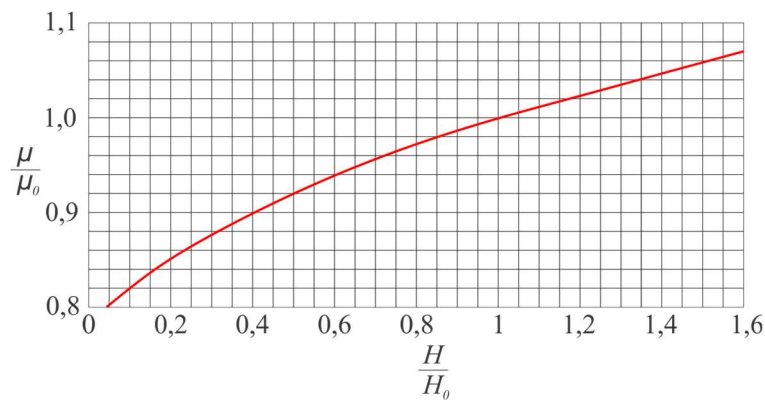


Figure 3-14. Evolution du coefficient de débit en fonction de la charge

Le calcul du débit théorique devient dès lors possible. Le Tableau 3-4 reprend toutes les valeurs nécessaires au calcul du débit par l'Eq 3-22. Les valeurs nominales sont surlignées. Ces valeurs de charge H et de débit Q permettront de dessiner la courbe théorique de l'évolution du débit sur la Figure 3-16 qui illustre la comparaison entre les valeurs théoriques et celles simulées par le logiciel OpenFoam.

H m	P/H /	H/H_0 /	μ/μ_0 /	μ /	Q m ³ /s
0,05	12,00	0,08	0,82	0,374	0,019
0,10	6,00	0,17	0,84	0,385	0,054
0,15	4,00	0,25	0,87	0,397	0,102
0,20	3,00	0,33	0,88	0,403	0,160
0,25	2,40	0,42	0,90	0,414	0,229
0,30	2,00	0,50	0,92	0,421	0,307
0,35	1,71	0,58	0,94	0,429	0,394
0,40	1,50	0,67	0,95	0,436	0,489
0,45	1,33	0,75	0,97	0,442	0,591
0,50	1,20	0,83	0,97	0,446	0,699
0,55	1,09	0,92	0,99	0,452	0,816
0,60	1,00	1,00	1,00	0,456	0,943
0,65	0,92	1,08	1,01	0,463	1,074
0,70	0,86	1,17	1,02	0,468	1,213
0,75	0,80	1,25	1,03	0,471	1,355
0,80	0,75	1,33	1,04	0,476	1,510
0,85	0,71	1,42	1,05	0,481	1,669
0,90	0,67	1,50	1,06	0,485	1,836
0,95	0,63	1,58	1,07	0,490	2,008

Tableau 3-4. Tableau des valeurs de débits selon la théorie de l'USBR

Simulation des débits par OpenFoam

De manière similaire à ce que nous avons fait pour les configurations issues de la théorie de Creager, nous pouvons simuler l'écoulement qui s'opère à l'aide du logiciel OpenFoam et le comparer aux prédictions émises par la théorie USBR. On crée une géométrie, on établit un maillage, on impose une situation de départ et ensuite on simule un temps suffisamment long (dans notre cas 40 secondes) pour obtenir une situation stable de l'écoulement. Notons que contrairement à la configuration Creager2, pour cette configuration USBR, le radier aval du déversoir se situe au même niveau que le radier amont. Ceci permettra, comme nous l'avons déjà introduit, d'étudier l'influence des conditions aval sur l'écoulement.

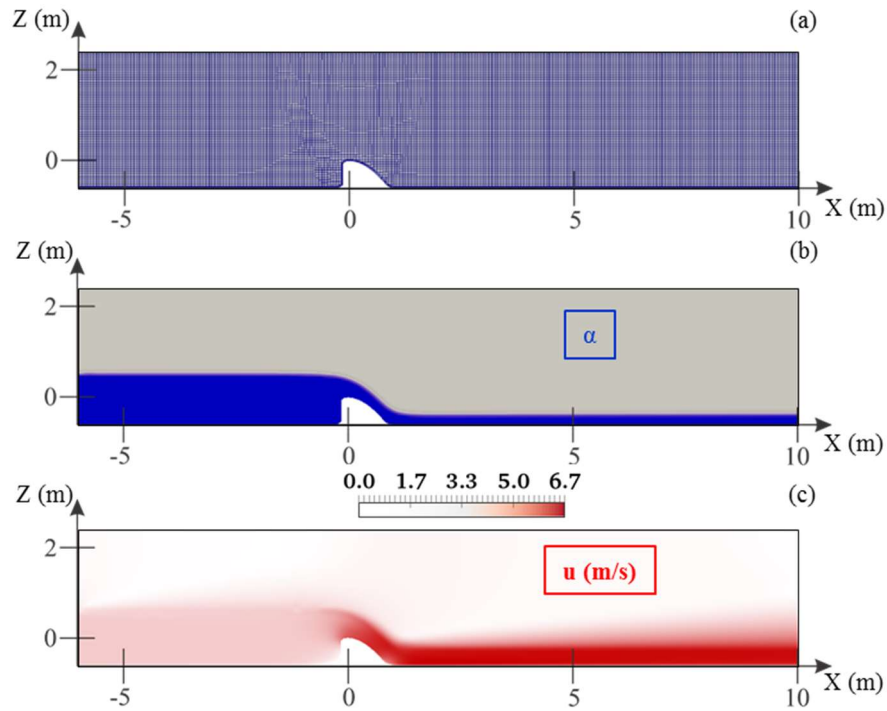


Figure 3-15. Configuration **USBR** (a) Maillage de la géométrie proposée (b) Fraction liquide de l'écoulement après stabilisation de l'écoulement pour un débit $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (c) Vitesse de l'écoulement après stabilisation

Ensuite le niveau d'eau est défini comme la ligne représentant la valeur de la fraction liquide, $\alpha = 0,5$. Le niveau à l'amont du déversoir est extrait de cette ligne et est représenté par h dans le Tableau 3-5. On extrait ensuite de la simulation les valeurs de vitesses sur la verticale situé en $X = -4 \text{ m}$ afin de calculer la vitesse moyenne et ainsi le terme $V^2/2g$ permettant de définir la charge effective qui s'applique à l'écoulement, H . Etant donné le débit imposé pour la simulation, on obtient un couple (H, Q) . La Figure 3-16 reprend sur un graphe les valeurs du Tableau 3-4 et du Tableau 3-5.

Q m ³ /s	h m	H m	$Q_{calculé}$ m ³ /s	Erreur /
0,200	0,22	0,22	0,19	5%
0,400	0,33	0,34	0,38	5%
0,600	0,42	0,44	0,58	4%
0,700	0,46	0,48	0,67	5%
0,800	0,50	0,52	0,76	5%
0,900	0,53	0,57	0,86	5%
0,938	0,55	0,58	0,90	4%
1,000	0,56	0,60	0,95	6%
1,100	0,60	0,64	1,06	4%
1,200	0,63	0,68	1,15	4%
1,300	0,66	0,71	1,25	4%
1,500	0,71	0,78	1,45	3%
1,700	0,77	0,85	1,67	2%

Tableau 3-5. Tableau des valeurs simulées à l'aide d'OpenFoam et comparaison avec les valeurs théoriques

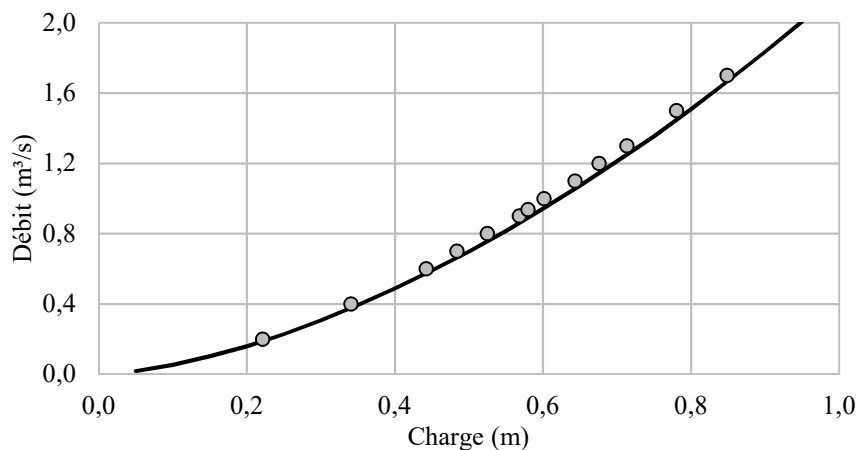


Figure 3-16. Comparaison des résultats simulés et de la théorie de l'USBR

A partir de ces simulations, on note que l'erreur, bien qu'existante, reste dans un intervalle faible (<6%) pour tous les débits simulés. Ceci nous permet d'accentuer notre confiance dans les résultats obtenus à l'aide du logiciel OpenFoam.

La problématique des conditions aval

Comme nous l'avons introduit plus tôt, l'avantage de la théorie développée par l'USBR est qu'elle envisage l'influence des conditions aval. En effet,

A partir des différentes combinaisons de ces deux facteurs, on observe cinq situations d'écoulement distinctes (voir Figure 3-18) : (a) Le déversement passe par la hauteur critique et l'écoulement aval se poursuit par un axe supercritique. L'aval n'a donc aucune influence sur ce qui s'écoule sur le déversoir (b) Un ressaut hydraulique ondulé ou stable se forme à une certaine distance à l'aval du déversoir. L'axe menant du déversoir à ce ressaut étant supercritique, il n'y a aucune influence sur l'écoulement sur le déversoir (c) Une situation instable dans laquelle le ressaut se forme juste à l'aval du déversoir, tantôt noyé, tantôt dénoyé. L'écoulement sur le déversoir est donc modifié et amène à une augmentation du niveau amont (d) Le ressaut s'établit dans la pente du radier aval. L'écoulement est noyé et la ligne d'eau sur le déversoir se poursuit directement par un axe hydraulique subcritique. La charge amont nécessaire à maintenir le débit est augmentée (e) Le déversement est complètement noyé et le déversoir agit comme un obstacle à un écoulement continu. On est à la limite du calcul du débit par déversement.

La Figure 3-18 montre les résultats des simulations OpenFoam réalisées sur base des différents types de conditions aval.

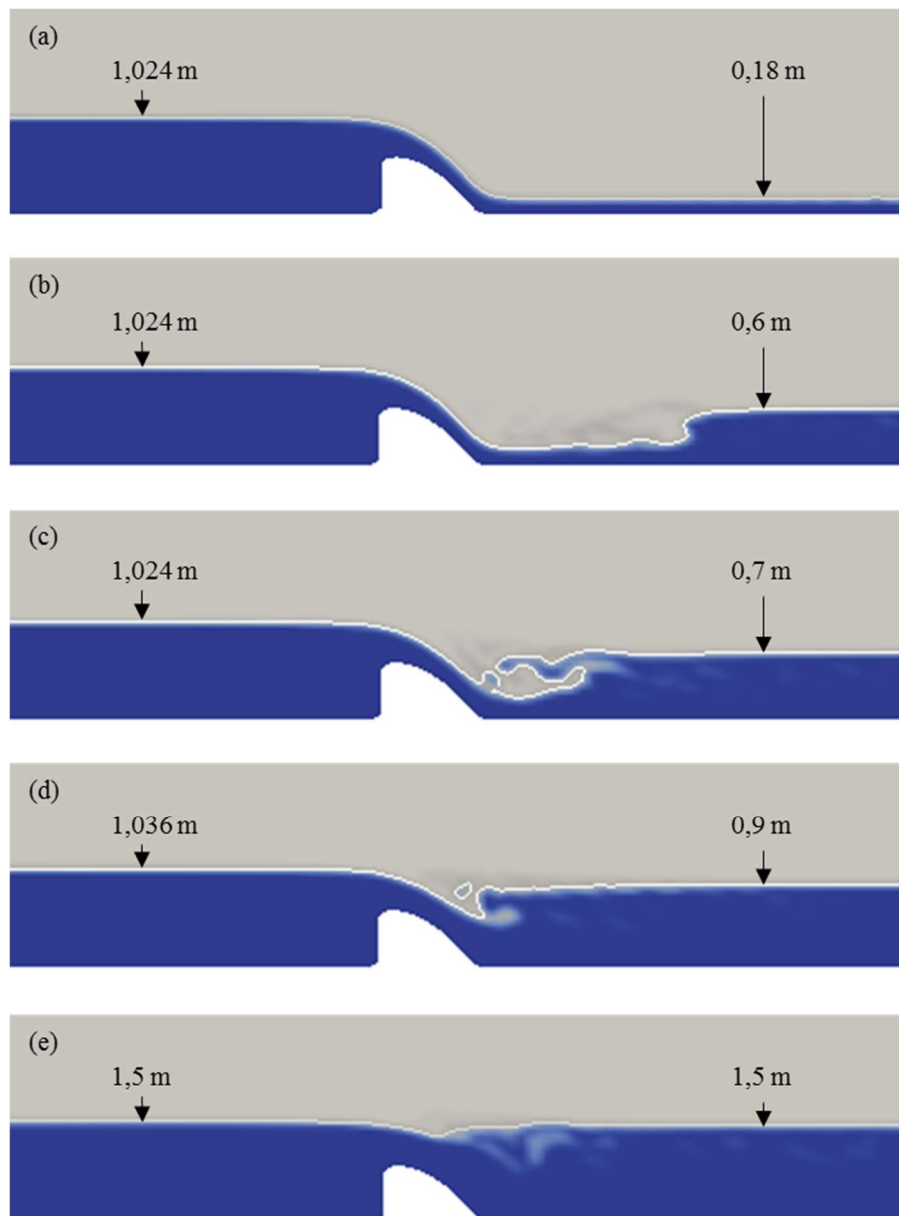


Figure 3-18. Simulation des conditions aval avec OpenFoam (a) écoulement supercritique (b) ressaut à l'aval du déversoir (c) ressaut au pied du déversoir (d) ressaut noyé (e) écoulement noyé au-dessus du déversoir

Pour caractériser l'influence des conditions aval, l'USBR a réalisé des expériences systématiques qui leur ont permis de proposer un abaque (Figure 3-19) représentant les différentes combinaisons des facteurs $(h_d + h_{av})/H$ et h_d/H et leur influence sur le coefficient de débit. Les situations d'écoulement en aval d'un déversoir peuvent être déduites de cet abaque sur lequel on retrouve les différentes zones représentant chacun des cas simulés à la Figure 3-18.

La partie en haut à droite de l'abaque décrit des écoulements dont le débit n'est pas modifié par les conditions à l'aval du déversoir. La ligne rouge délimite la partie de la figure où les combinaisons des niveaux d'eau et du radier aval introduisent une diminution de débit, ou, en d'autres termes, des conditions qui modifient les niveaux d'eau amont et aval pour maintenir le débit.

Dans le cadre qui nous occupe, les différentes simulations réalisées avec le logiciel OpenFoam ont un même débit ($Q = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$). La géométrie du déversoir est restée inchangée par rapport aux précédentes simulations. Pour chaque simulation un niveau aval différent est imposé, toute autre chose restant égales. On attend donc une adaptation de la ligne d'eau permettant une conservation du débit malgré l'influence de la partie aval de l'écoulement. Les valeurs du Tableau 3-6, observées sur le Figure 3-18 et reportées sur la Figure 3-19 montre effectivement une adaptation de la ligne d'eau conformément à ce que prédit la théorie développée par l'USBR. Le travail effectué ici permet de conforter la confiance accordée aux résultats de simulations avec OpenFoam.

Le Tableau 3-6 présente les résultats de simulation de la manière suivante. h_{av} est la hauteur imposée à l'aval de la boîte de simulation OpenFoam. h_{am} est la hauteur d'eau, mesurée sur le résultat de simulation 5 m à l'amont de la crête du déversoir. $H = h_{am} + V^2/2g$, où V^2 est calculé à partir de la vitesse moyenne de la colonne d'eau 5 m à l'amont de la crête du déversoir. $h_d = H + p - h_{am}$. Les pertes sont évaluées sur base de leur position dans l'abaque de la Figure 3-19.

h_{av}	h_{am}	H	h_d	h_d/H	$(h_d + h_{av})/H$	Perte
0,18	0,42	0,44	0,86	1,95	2,36	/
0,60	0,42	0,44	0,44	1,00	2,36	/
0,70	0,43	0,44	0,34	0,77	2,36	/
0,90	0,44	0,45	0,15	0,34	2,32	2-3%
0,90	0,90	0,89	0,01	0,02	1,67	60-80%

Tableau 3-6. Tableau des valeurs après simulation à l'aide d'OpenFoam pour un débit $Q=0,6\text{m}^3/\text{s}$

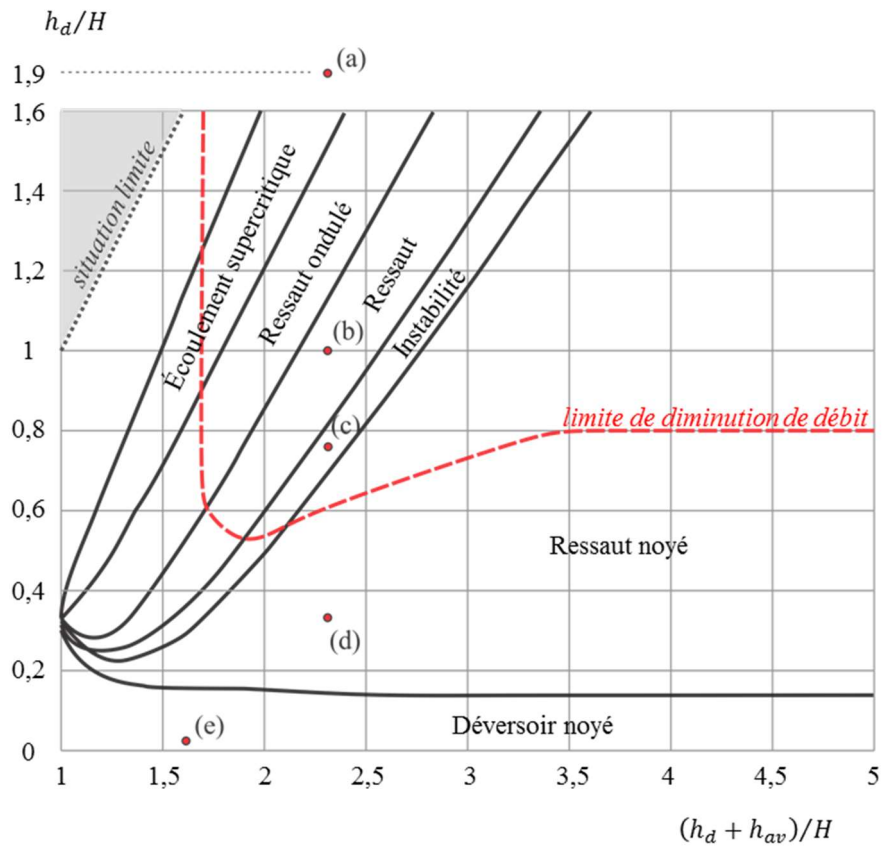


Figure 3-19. Influence des conditions avals selon l'USBR

3.2.4 Conclusion des simulations sur déversoirs connus

Les essais visant à valider les résultats obtenus avec le logiciel OpenFoam sont concluants. C'était déjà le cas pour les configurations de type Creager,

on observe que ça l'est également pour une géométrie USBR. Les écoulements simulés correspondent au développements théoriques respectifs des deux approches.

De plus, l'approche USBR nous a permis de tester l'adaptation des résultats de simulation OpenFoam à la modification des conditions aval de l'écoulement. On peut en conclure que la réponse de la simulation correspond à ce qui est attendu par la théorie développée par l'USBR.

Ces conclusions permettent d'envisager avec confiance l'utilisation des résultats de simulation que nous allons montrer ci-dessous, relatifs à des écoulements sur le déversoir de Dory.

3.3 Le déversoir de Dory

Comme nous l'avons décrit dans l'introduction de ce travail, le déversoir de Dory constitue la limite amont de notre zone d'étude. Un tel ouvrage permet d'envisager l'établissement d'une condition amont simple dans le cadre de notre étude. L'objectif est de pouvoir établir une relation du type de l'Eq 3-22. En effet, comme nous l'avons déjà expliqué précédemment, nous avons à notre disposition une mesure de la hauteur d'eau en continu juste à l'amont du déversoir. La définition d'une relation simple entre la hauteur d'eau amont du déversoir et le débit permettrait de proposer un débit d'entrée au bief que nous étudions de manière directe. Dans cette section, nous allons donc essayer de proposer une relation hauteur-débit robuste pour le déversoir de Dory. Néanmoins, comme nous l'avons déjà abordé, l'état de détérioration du déversoir rend sa géométrie très complexe et ne permet pas une définition très simple de cette relation. Plusieurs approches seront confrontées avec des recommandations pour chacune en fonction des objectifs poursuivis.

3.3.1 La géométrie du déversoir

Le déversoir de Dory daterait de la première moitié du siècle dernier sans que personne ne puisse pour autant le confirmer. Il y a fort à croire que la construction de ce type d'infrastructure ait coïncidé avec l'occupation américaine de 1915 à 1934 ou la période qui a directement suivi. En effet, durant ces quelques dizaines d'années, Haïti a connu un gros développement

de ses infrastructures, notamment en lien avec le développement de l'agriculture.

L'ouvrage lui-même est constitué de 3 parties distinctes : le déversoir, une vanne segment à côté du déversoir et deux vannes levantes sur la rive vers le réseau d'irrigation (voir Figure 3-20). Le déversoir maintient un niveau suffisamment élevé à l'amont de l'ouvrage pour permettre l'alimentation du réseau d'irrigation par l'intermédiaire des deux vannes levantes. La vanne segment quant à elle permet de relâcher de l'eau dans la rivière à l'aval de l'ouvrage en période de basses eaux où la crête du déversoir n'est pas submergée. L'ensemble de l'ouvrage permet donc une régulation de l'alimentation en eau du périmètre irrigué. Dans le cadre du travail qui nous occupe, nous allons orienter le focus sur le déversoir. En effet, nous essayons de définir le débit de la rivière à l'aval de celui-ci. Dans son fonctionnement normal, l'ouvrage de Dory laissera passer un débit qui se déversera par-dessus le déversoir selon la charge appliquée sur celui-ci. Lors d'événements pluvieux importants, les vannes levantes sont logiquement fermées afin de préserver le réseau des canaux d'irrigation. Le débit passe donc en grande majorité par le déversoir. Une bonne approximation de la courbe hauteur-débit de celui-ci nous permettrait d'avoir une idée intéressante du débit dans la rivière à partir de la mesure de hauteur d'eau à l'amont.

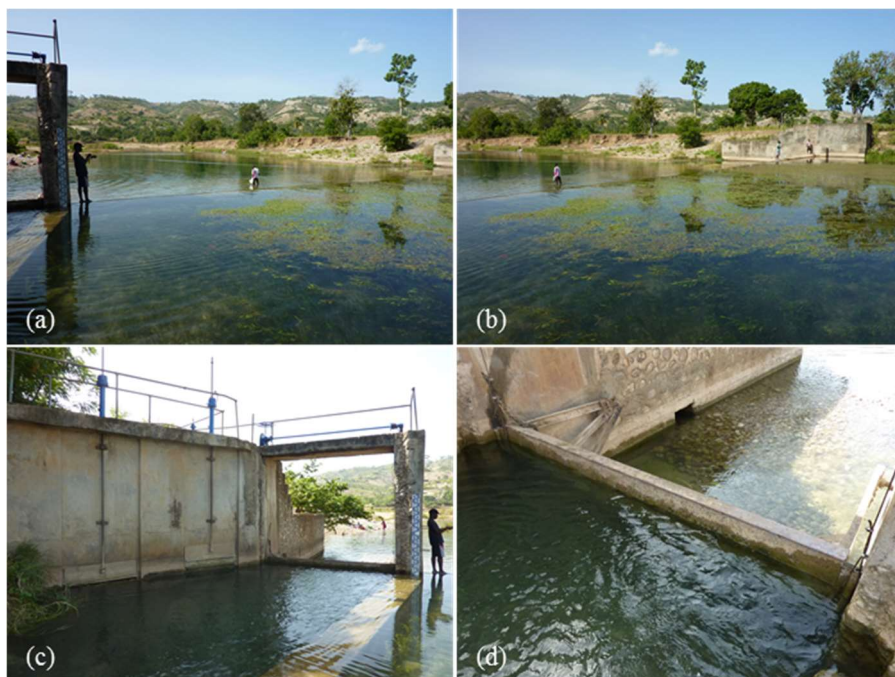


Figure 3-20. Illustrations des différentes parties de l'ouvrage (a) partie gauche et (b) partie droite du déversoir (c) vannes levantes pour la prise d'eau (d) vanne segment pour le débit réservé

Comme on peut le constater sur les illustrations de la Figure 3-21, l'état du déversoir est détérioré de manière plus ou moins importante. Sur la partie (a) de la figure, on observe un soulèvement et une fracture du radier aval, sur la partie (d), on peut voir la crête qui est très fort endommagée et sur la partie (c), on peut observer que lorsqu'il est submergé, le déversoir ne fonctionne pas toujours sur l'entièreté de sa largeur. On voit sur cette photo que la partie droite du déversoir reste hors de l'eau et que la forme de l'écume à l'aval fait penser que l'écoulement ne s'établit pas de la même manière sur toute la largeur de la crête.



Figure 3-21. Illustrations du déversoir (a) vue aval depuis la rive droite (b) vue aval depuis la rive gauche (c) vue depuis un drone (d) vue de la crête depuis la gauche du déversoir

Création d'un modèle du déversoir

Afin de représenter la géométrie du déversoir, un relevé de la zone a été réalisé à l'aide d'un récepteur GNSS de la même manière qu'expliqué dans les chapitres précédents. Au total, 4483 points (voir Figure 3-22) ont ainsi été relevés sur le déversoir (a) et aux alentours (b) afin de caractériser la zone.

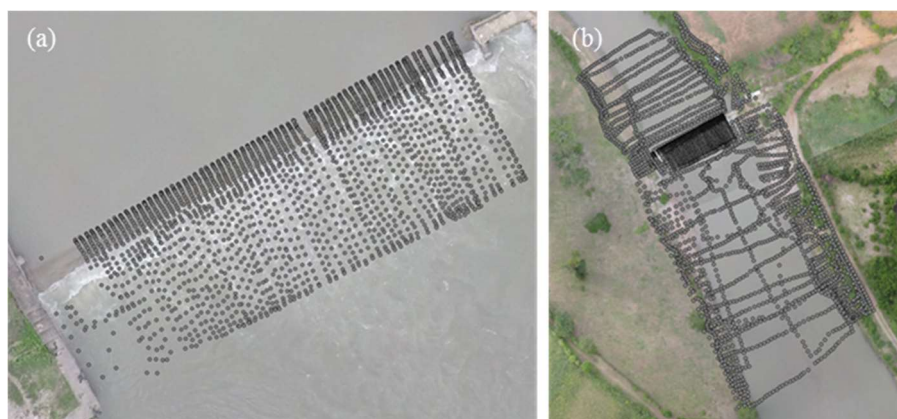


Figure 3-22. Emplacement des points relevés (a) sur le déversoir (b) et aux alentours

Une fois disposés dans un repère 3D, ces points permettent une représentation du déversoir sous la forme d'un nuage sur lequel se dessine la géométrie du déversoir et la topographie des alentours (Figure 3-23).

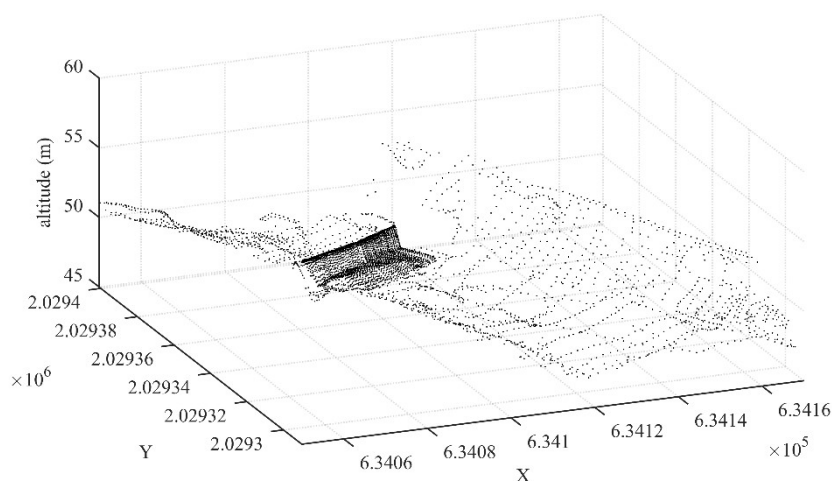


Figure 3-23. Positionnement des points relevés en 3 dimensions dans le repère géographique local du bief étudié WGS84 – UTM 18N

Comme nous l'avons vu précédemment, afin de pouvoir établir un maillage permettant de simuler l'écoulement sur le déversoir avec OpenFoam, nous avons besoin d'un fichier de type volume stéréolithographique (.stl). Le nuage de points étant d'une densité hétérogène, une triangulation directe des points

relevés sur le terrain menait à une représentation grossière de la topographie du déversoir. Une autre approche pour la création du modèle géométrique du déversoir a été utilisée. Un maillage a été généré a priori sur une boîte parallélépipédique avec un raffinement plus important au centre que sur les extérieurs. A chaque point du maillage de la partie supérieure de la boîte est ensuite attribuée une valeur d'altitude à partir d'une interpolation par des splines cubiques des points relevés sur le terrain. Le résultat final est un objet 3D dont la surface supérieure représente la géométrie du déversoir et la topographie des alentours. La Figure 3-24 représente (a) le modèle maillé sur lequel on observe le raffinement des mailles vers le centre, qui correspond également à l'emplacement du déversoir, et (b) la surface lissée, dont le maillage n'apparaît plus explicitement, qui a été utilisée pour la construction des maillages des calculs utilisés pour les simulations en OpenFoam.

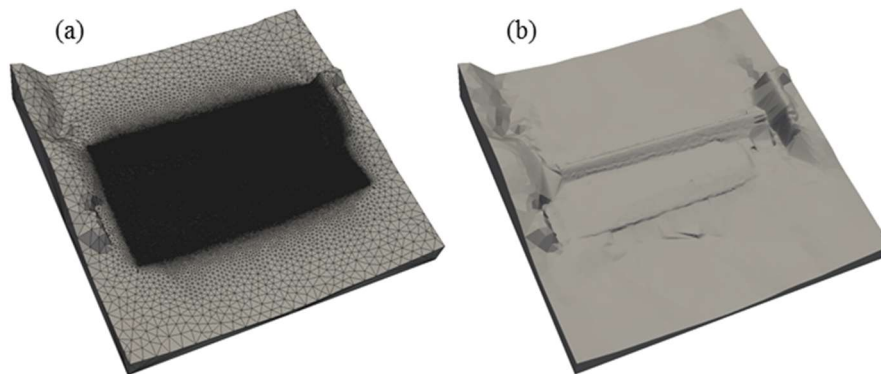


Figure 3-24. Représentations du déversoir par un fichier de type volume stéréolithographique (a) par le maillage (b) par la surface

La crête du déversoir

Nous allons maintenant nous attarder sur la géométrie de la crête du déversoir. En effet, si les théories exposées de Creager et de l'USBR permet de représenter un déversoir en deux dimensions (x, z), le déversoir de Dory ne permet pas cette simplification. Une vue de la crête (Figure 3-25) montre bien les différences de niveaux entre les parties de celle-ci. On observe une différence de 20 cm entre les minimum et maximum de la crête. Une différence qui influence nettement le fonctionnement du déversoir puisqu'un même niveau d'eau à l'amont n'aura pas le même effet sur toute la largeur du déversoir. Sur la Figure 3-25, le trait continu représente la crête du déversoir

approximée à partir des points interpolés pour créer le modèle géométrique du déversoir. Les points reliés par une ligne pointillée représentent quant à eux un relevé de la crête réalisé ultérieurement. Cette présentation permet d'apprécier la concordance entre le modèle interpolé nécessaire aux simulations et un relevé de terrain.

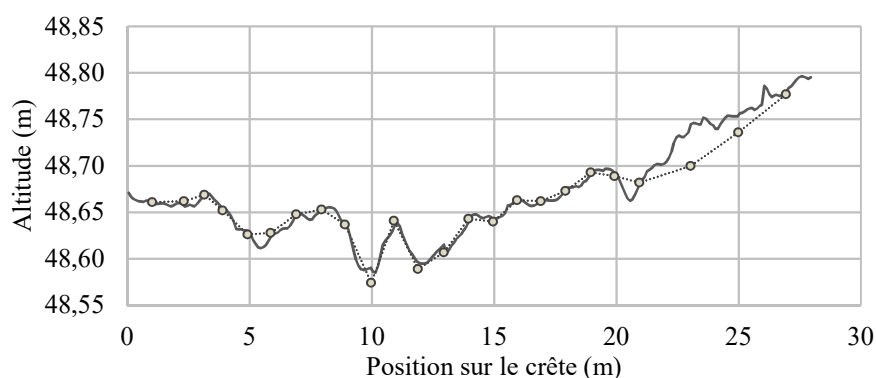


Figure 3-25. Crête du déversoir depuis la rive gauche vers la rive droite

Notons que la largeur de crête présentée ci-dessus est une réduction du problème réel du déversoir de Dory. La largeur totale du déversoir est de 38 m alors que la crête représentée ici ne fait que 28 m de large. Cette différence provient du fait que les données (relevé de points) que nous avons sur les extrémités, proches des murs bordant le déversoir, sont rares et de mauvaise qualité, spécialement sur la rive droite de la rivière. A l'heure d'écrire ce travail, nous avons développé des méthodes, notamment à l'aide de la photogrammétrie, qui pourraient permettre d'améliorer la connaissance de la géométrie du déversoir et de ce fait préciser les résultats que nous allons exposer. Néanmoins, le travail de définition de la courbe hauteur-débit est antérieur à la maîtrise des techniques par drone. Nous avons donc à l'époque, fait le choix de recentrer la boîte de calcul en l'éloignant des extrémités du déversoir. C'est pour cette raison que la largeur de celui-ci est inférieure à ce qu'on pourrait mesurer sur le terrain. La méthodologie et les résultats finaux restent néanmoins pertinents.

3.3.2 Définition d'une relation hauteur-débit sur le déversoir de Dory

Comme nous venons de l'observer, l'évolution du niveau de la crête nous oblige à envisager différentes approches pour étudier l'écoulement et définir la relation hauteur-débit. Nous allons dans cette partie détailler les quatre méthodes que nous avons utilisées.

Approche de terrain. Cette première approche est sans doute la plus simple et potentiellement la plus exacte. Elle consiste à mesurer sur le terrain le débit de la rivière et simultanément la hauteur d'eau à l'amont de celle-ci. Malheureusement, cette approche nécessite de pouvoir effectuer ces mesures pour une variété de débits importante. Et comme nous l'avons décrit dans l'introduction de ce travail, les possibilités de mesure et de présence sur le terrain sont une des contraintes à laquelle nous devons faire face. De plus, il n'est pas toujours possible de mesurer le débit pour des valeurs importantes, l'écoulement devenant inaccessible. Pour le travail présenté dans cette section, nous disposons de quelques mesures que nous n'utiliserons que comme éléments de comparaison avec les autres approches.

Approche 3D. L'idée première est d'utiliser le caractère tridimensionnel que permettent les simulations à l'aide du logiciel OpenFoam. La boîte de simulation est matérialisée pour sa frontière inférieure par la surface du déversoir et des alentours. Cela a l'avantage de la simplicité de concept puisque la situation modélisée est très proche de la situation réelle sans nécessiter d'effort d'abstraction et de reconstruction pour faire le lien entre les résultats de la simulation et les résultats réels. Et a priori, il s'agit de la simulation la plus précise de l'écoulement sur le déversoir puisque très peu d'hypothèses sont faites au-delà des hypothèses du modèle mathématique, des approximations de représentation de la géométrie et des conditions aux frontières. Néanmoins, cette approche demande une très grande quantité de ressources informatiques. Ce qui la rend, dans la pratique, très peu efficace, notamment dû au temps de simulation très long. Nous avons testé cette approche pour quelques débits que nous comparons aux autres propositions de relation hauteur-débit.

Approche par tranches. L'idée est de profiter des simulations OpenFoam en essayant de s'affranchir du temps de calcul trop long d'une simulation 3D. Le déversoir est ici découpé en une série de tranches assimilées chacune à un

déversoir 2D. La somme des débits sur chacune des tranches pour une charge donnée permet de définir un couple de points (H, Q) . La difficulté vient plutôt ici de la méthodologie à mettre en place pour découper le problème complet en sous-problèmes et ensuite pour agréger les résultats pour permettre de définir une relation hauteur-débit pour le déversoir.

Approche théorique. Cette dernière approche consiste à simplifier le déversoir par une forme issue des formules théoriques la plus similaire possible. Les relations directes telles que l'Eq 3-16 et l'Eq 3-22 pourraient être utilisées pour donner une relation hauteur-débit. Cette approche a l'avantage de proposer une solution très rapidement et très simplement. Néanmoins, beaucoup de questions se posent sur les hypothèses simplificatrices sous-jacentes à l'utilisation de ces théories.

Approche de terrain

Lors des différentes campagnes de terrain qui ont été menées durant le projet, nous avons récolté quelques données de débit à l'aval du déversoir. Ces débits ont été mesurés par la méthode du champ d'exploration des vitesses à l'aide d'un vélocimètre électromagnétique¹⁴ [Boiten, 2000]. Malheureusement, ces mesures ne couvrent pas une large palette de débit. En effet, pour des débits supérieurs, il devient impossible de parcourir la rivière à pied, ce que requiert la méthodologie utilisée. Il serait nécessaire d'utiliser des appareils autonomes auxquels nous n'avons pas eu accès durant le projet. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 3-7 et seront confrontés aux résultats des autres approches.

Niveau d'eau m	Débit m ³ /s
49,12	12,01
49,18	15,66
49,21	16,56
49,26	21,53
49,32	24,29
49,32	27,94

Tableau 3-7. Couples Niveau d'eau – Débit mesurés sur le déversoir.

¹⁴ Modèle MF Pro de la marque OTT

Approche 3D

L'approche 3D est la plus simple conceptuellement pour réaliser une simulation. La représentation des résultats est proche de la situation que nous pourrions observer sur le terrain, l'interprétation en est d'autant facilitée. Une fois la géométrie de la zone de simulation déterminée, sous la forme d'une *boite* modelée par la topographie du déversoir, il est possible de construire un maillage qui rendra les simulations possibles. Plusieurs scénarios de débit peuvent être simulés pour établir le comportement de l'écoulement sur le déversoir. La figure 3-26 illustre le déversoir surmonté de la boite de calcul avec (a) le maillage et (b) une simulation pour un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le maillage, illustré par la Figure 3-26(a), de $(25 \times 70 \times 13)$, soit 22750 cellules est généré à partir d'une boite de $10 \times 28 \times 5 \text{ m}$. Ces valeurs sont particulièrement faibles par rapport à celles utilisés par exemple pour les simulations USBR ($250 \times 1 \times 90$, soit 22500 cellules pour une boite de $16 \times 5 \times 1 \text{ m}$). Cela provient du fait qu'à ressources informatiques identiques, le temps de calcul de la situation en 3D est beaucoup plus long. Ensuite les débits simulés doivent pouvoir être importants, or les conditions d'écoulement de l'air au-dessus de la lame d'eau commencent à avoir une influence sur l'écoulement pour des débits dépassant les $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Il deviendrait dès lors nécessaire d'augmenter la taille de la boite de simulation. Ce qui revient à se heurter aux ressources nécessaires. Et l'un des objectifs de ce travail est d'arriver à proposer des solutions implémentables sur un terrain tel que celui d'Haïti. Le recours à des supercalculateurs n'est donc pas une possibilité.

Les conditions aux frontières sont modifiées par rapport aux problèmes 2D traités précédemment. Les parois avant et arrière de la boite ne sont plus considérées comme *empty* mais comme des *wall* dont les caractéristiques sont identiques aux conditions frontières de la face inférieure. Les propriétés liées aux caractéristiques du fluide et au modèle de turbulence restent quant à elles identiques aux autres projets.

La Figure 3-26(b) illustre la situation d'une simulation pour un débit équivalent à $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Une fois l'écoulement stabilisé, la surface de l'eau est extraite comme précédemment ($\alpha = 0,5$) et permet de définir le niveau d'eau à l'amont en fonction du débit d'entrée.

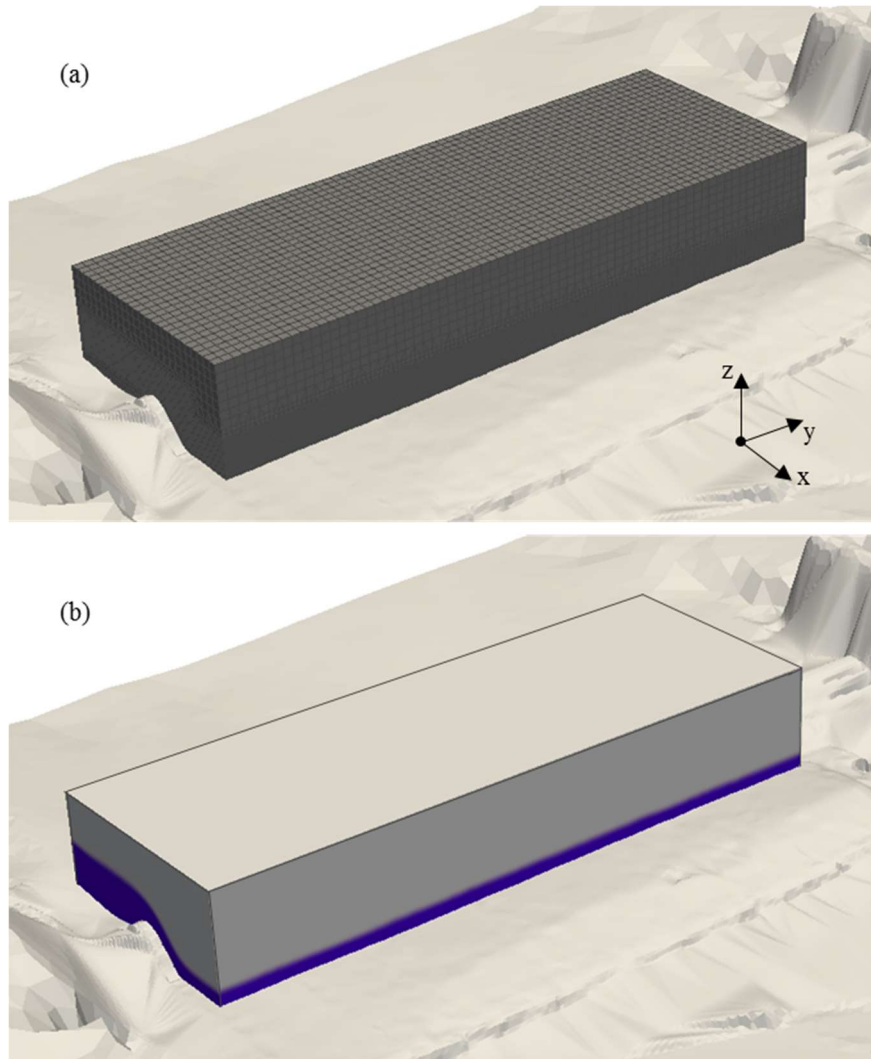


Figure 3-26. Illustration d'une simulation 3D (a) maillage de la boîte (b) écoulement à l'équilibre pour $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

Des simulations ont été effectuées pour 8 débits différents de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ à $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour chacune des simulations, le calcul de la charge amont, ainsi que du niveau d'eau suit les mêmes étapes que celles que nous montrons ci-dessous pour un débit $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

A l'issue de la simulation, il est possible d'extraire les valeurs correspondant à la surface d'eau, qui permettent d'illustrer l'évolution du niveau d'eau et du

niveau de charge sur toute la zone (voir Figure 3-27). Pour cela, l'espace simulé est découpé en 80 x 56 mailles pour lesquelles nous définissons une série de valeurs moyennes.

- X , la coordonnée x du centre de la maille
- Y , la coordonnée y du centre de la maille
- Z_b , le niveau du fond défini comme la moyenne des valeurs du fond
- Z_w , le niveau de l'eau défini comme la moyenne des valeurs de la surface sur la maille
- V_m , la moyenne des vitesses de surface définies par : $\sqrt{U^2 + V^2 + W^2}$ où U, V, W , sont les moyennes des vitesses de surface de la maille, respectivement dans les directions x, y, z
- Z_H , le niveau de la charge défini par : $Z_w + V_m^2 / 2g$

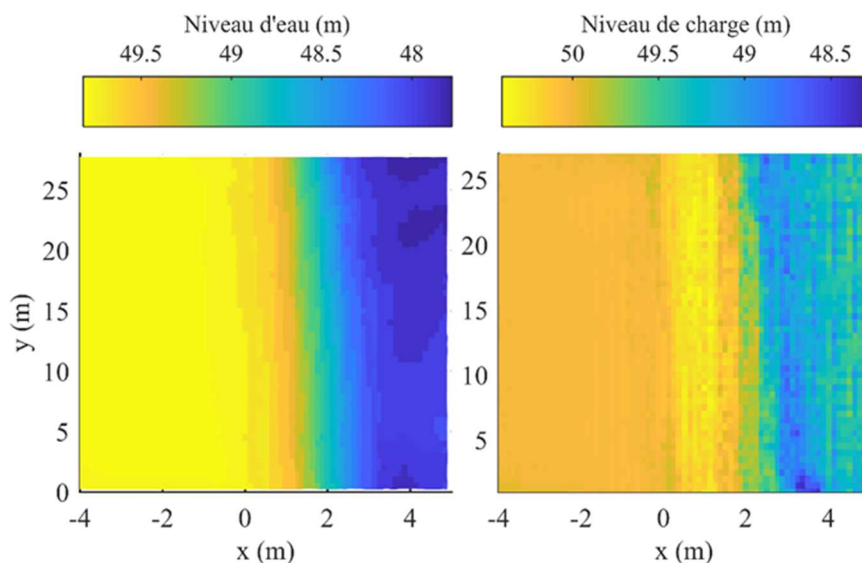


Figure 3-27. Représentation du niveau d'eau (à gauche) et du niveau de charge (à droite) depuis 4 m à l'amont du déversoir jusqu'à 5 m à l'aval pour une simulation avec un débit $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (La crête se situe en $x = 0$)

Nous pouvons dire que ces représentations correspondent à ce que nous attendons de l'évolution du niveau de charge et du niveau d'eau. Les niveaux sont constants à l'amont sur toute la largeur du déversoir. On observe une baisse du niveau d'eau supérieure à la baisse du niveau de charge, l'énergie cinétique étant plus importante à l'aval dû à un écoulement plus rapide.

Néanmoins, notre objectif reste la définition d'une relation hauteur-débit du déversoir, nous allons donc nous intéresser de plus près à la situation de l'amont du déversoir. On va se concentrer sur les valeurs de la nappe d'eau depuis 4 m jusqu'à 1 m à l'amont de la crête. (voir Figure 3-28).

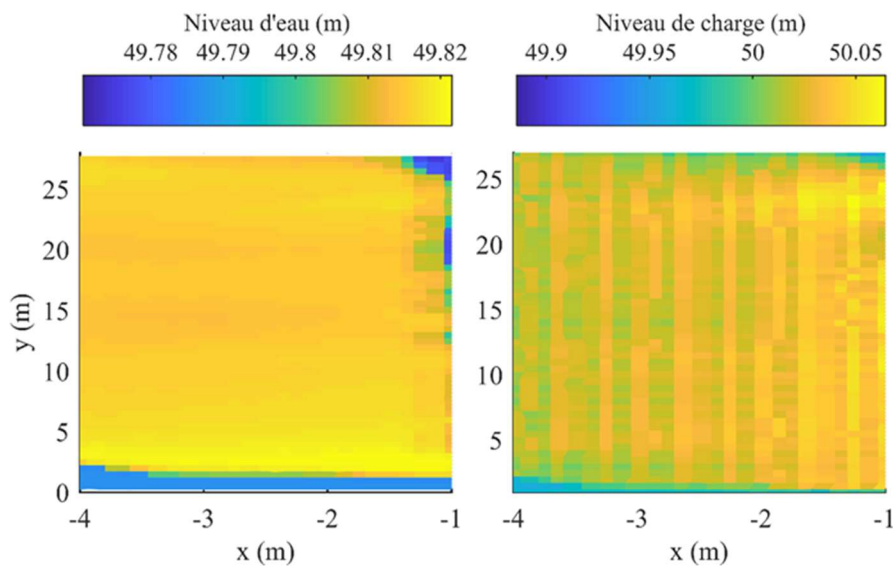


Figure 3-28. Illustrations du niveau d'eau (à gauche) et du niveau de la charge (à droite) à l'amont du déversoir ($Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$)

Cette figure confirme l'observation que nous avons faite précédemment concernant la constance du niveau à l'amont du déversoir. Sur ce zoom de la partie amont, on peut voir que les intervalles des niveaux sont très faibles, moins de 5 cm pour le niveau d'eau et une quinzaine de centimètres pour le niveau de charge. De plus, les couleurs des graphes laissent penser que l'uniformité des niveaux est encore plus grande puisque on observe de grandes dominantes de couleur.

Nous nous sommes également intéressés à la définition de la charge sur le déversoir. En effet, la variable de la charge, H , apparaît constamment dans les théories que nous avons exposé précédemment. Cependant, il apparaît très compliqué de pouvoir définir de manière univoque la charge sur le déversoir étant donné le profil de la crête de celui-ci. Nous avons néanmoins proposé la solution suivante en définissant H sur chaque maille de la zone amont du déversoir telle que $H = Z_H - Z_{\text{crête}}$ avec $Z_{\text{crête}}$, le niveau de la crête pour un Y donné.

Sur la Figure 3-29, on observe les difficultés d'une telle approche. La charge évolue sur la largeur de l'écoulement (selon y) de manière importante (variation de 20%). Néanmoins, une observation intéressante est l'apparente constance de la charge dans la direction de l'écoulement (selon x).

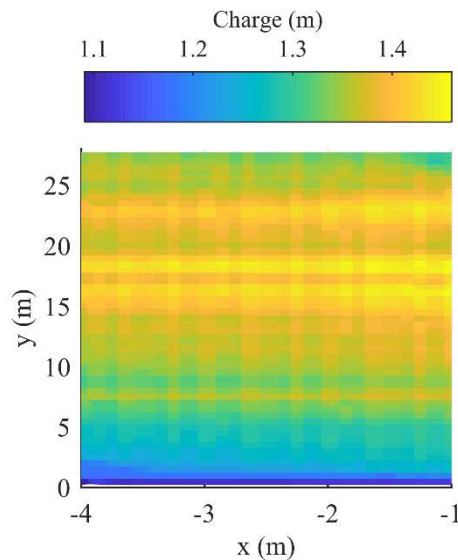


Figure 3-29. Niveau de la charge amont pour $Q = 100\text{m}^3/\text{s}$

Ce que nous constatons des figures précédentes tend à montrer que la représentation de l'évolution du débit en fonction de la charge n'a pas beaucoup de sens. En effet, la définition de la charge peut être très variable. Pour comparer les différentes approches de l'approximation du débit, nous préférons nous référer au niveau d'eau à l'amont du déversoir. Au-delà de l'avantage d'une définition évidente, ce niveau correspond à l'observation que nous pouvons faire sur le terrain.

Le Tableau 3-8 reprend les niveaux d'eau correspondant aux différents débits simulés. Nous avons également ajouté un terme représentant la charge pour se donner un ordre de grandeur de celle-ci. Elle est définie comme la moyenne des charges H de l'espace amont du déversoir tel que nous l'avons présenté plus haut.

Niveau d'eau m	Charge m	Débit m ³ /s
49,09	0,43	15,00
49,26	0,62	30,00
49,43	0,80	45,00
49,57	0,95	60,00
49,69	1,10	75,00
49,83	1,36	100,00
49,97	1,57	125,00
50,11	1,78	150,00

Tableau 3-8. Couples Niveau d'eau – Débit mesurés. Approche 3D.

Approche par tranches

Les simulations à l'aide du logiciel OpenFoam étant prometteuse, nous avons voulu proposer une solution permettant de s'affranchir des difficultés posées par l'approche 3D (principalement les ressources informatiques nécessaires). Notre idée consiste à simplifier le problème 3D en un ou plusieurs problèmes 2D dont nous pourrions assembler les résultats pour reconstruire le débit total s'écoulant sur le déversoir. Le principe est de diviser le déversoir en un certain nombre de tranches que nous pourrions aborder comme des problèmes 2D, espérant de ce fait diminuer les ressources informatiques nécessaires.

Tranches unitaires

Dans un premier temps, nous proposons de diviser le déversoir en 28 tranches de 1 m de large. Nous approximations la géométrie d'une tranche à ses valeurs à la moitié de sa largeur. La Figure 3-30 montre quatre tranches ($y = [23 \text{ m}, 24 \text{ m}]$, $y = [17 \text{ m}, 18 \text{ m}]$, $y = [12 \text{ m}, 12 \text{ m}]$ et $y = [5 \text{ m}, 6 \text{ m}]$) avec une écoulement à l'équilibre pour un débit $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{tranche}$. La Figure 3-31 montre les résultats de simulation de chacune des tranches. C'est ce processus qui est répété pour l'entièreté des tranches du déversoir.

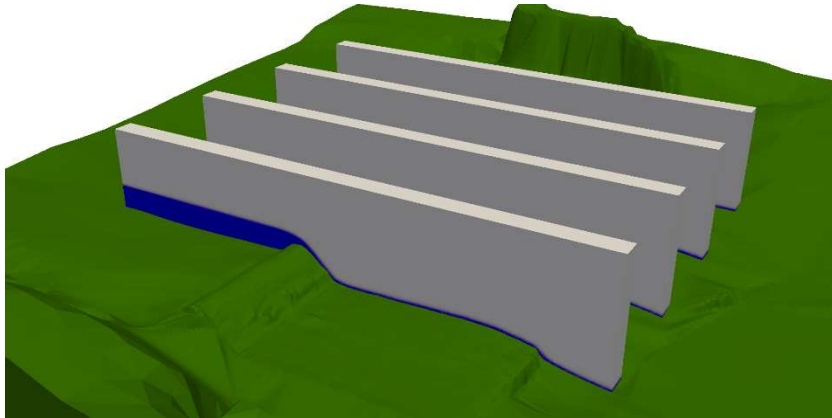


Figure 3-30. Illustrations de différentes tranches du déversoir ($Q=5\text{m}^3/\text{s}/\text{tranche}$)

Les conditions aux frontières sont traitées de manière identique aux problèmes sur les théories de Creager et de l'USBR. Les parois avant et arrière de la boîte sont considérées comme *empty*. Les propriétés liées aux caractéristiques du fluide et du modèle de turbulence restent quant à elles identiques aux autres projets.

Pour une tranche, on effectue un ensemble de simulations pour différents débits ($0,1 - 0,25 - 0,5 - 1 - 2 - 3 - 4 - 6 - 9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{tranche}$). De ces simulations, nous interpolons et extrapolons linéairement une relation entre le niveau d'eau dans la section et le débit pour une variation du niveau d'eau allant de 48,8 m à 50,9 m (voir Figure 3-32). Cette opération est répétée pour les 28 tranches. Pour chaque niveau d'eau les débits de chaque tranche sont ensuite additionnés pour évaluer le débit total qui s'écoule sur le déversoir.

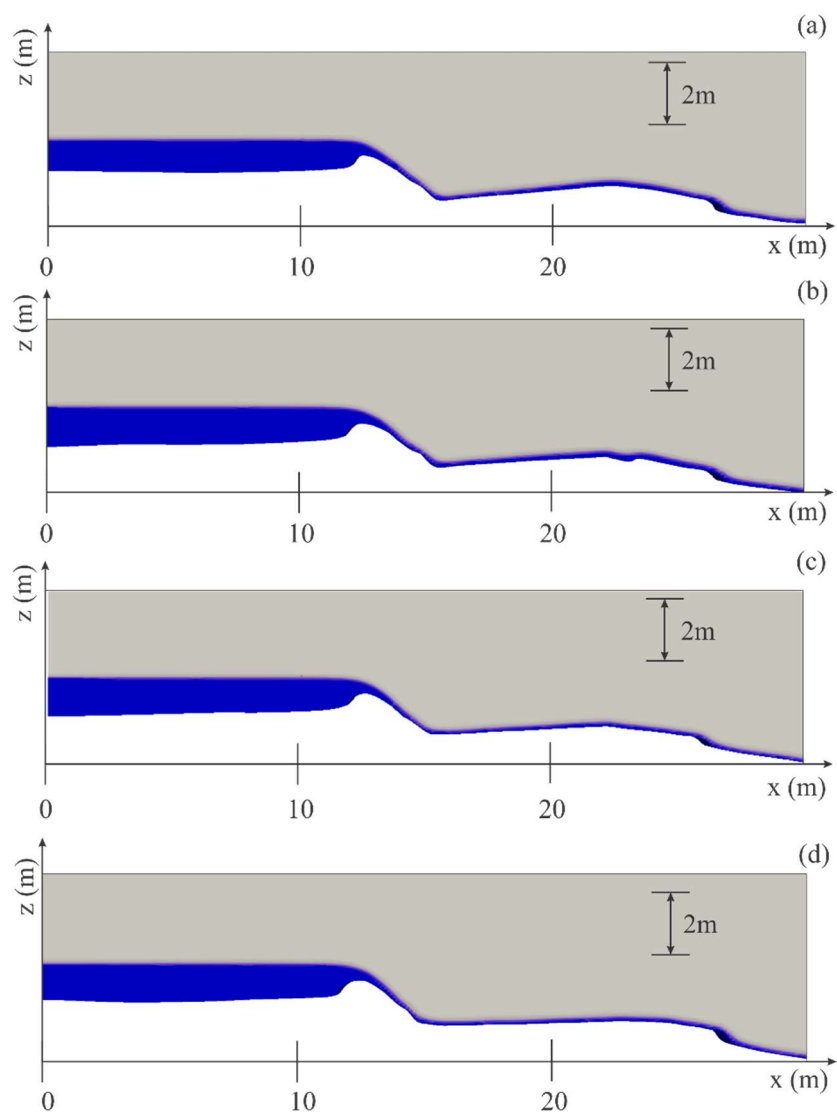


Figure 3-31. Résultats des simulations après équilibres pour les 4 tranches (a) $y = [23\text{m}, 24\text{m}]$ (b) $y = [17\text{m}, 18\text{m}]$ (c) $y = [12\text{m}, 13\text{m}]$ (d) $y = [5\text{m}, 6\text{m}]$

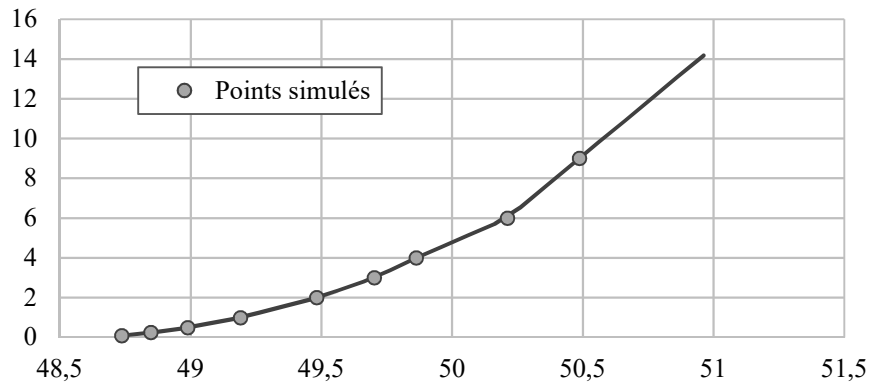


Figure 3-32. Relation hauteur débit pour la tranche $y = [12m, 13m]$

Pour se donner une idée de la charge qui s'exerce sur le déversoir, nous avons redessiné la crête comme illustré à la Figure 3-33. Ensuite pour chaque tranche, nous avons défini la charge H comme la différence entre le niveau de la crête de la tranche et le niveau d'eau 4 m à l'amont de cette tranche augmentée du terme $V^2/2g = Q^2/2g(h + p)$, le niveau d'eau h et la pelle p étant évalués selon l'abscisse $x = -4$ m.

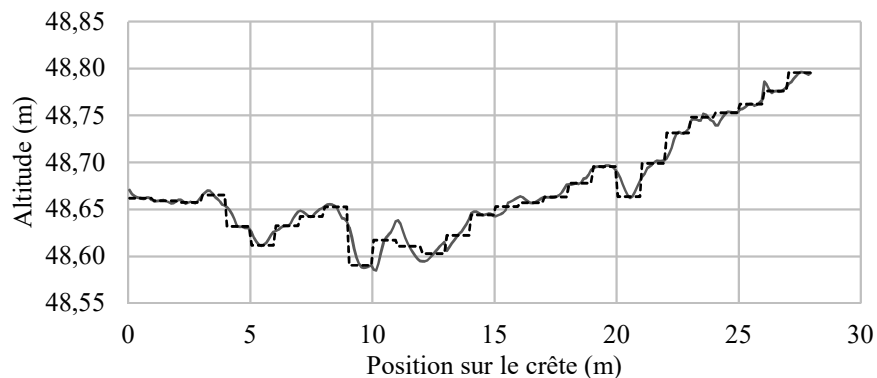


Figure 3-33. Crête dont les tranches ont un niveau constant correspondant au niveau du milieu de celles-ci

Les résultats pour les simulations sur un déversoir découpé en 28 tranches de largeur unitaire sont donnés dans le Tableau 3-9.

Niveau d'eau m	Charge m	Débit m ³ /s
48,76	0,09	1,27
48,86	0,19	4,48
48,96	0,30	8,91
49,06	0,40	14,23
49,16	0,51	20,91
49,26	0,63	28,56
49,36	0,75	37,92
49,46	0,87	47,86
49,56	0,99	58,65
49,66	1,12	71,55
49,76	1,25	85,17
49,86	1,39	100,37
49,96	1,53	116,25
50,06	1,68	133,18
50,16	1,82	150,23
50,26	1,96	167,68
50,36	2,11	186,82
50,46	2,27	206,34
50,56	2,42	225,86
50,66	2,56	245,39
50,76	2,71	264,91
50,86	2,86	284,43
50,96	3,00	303,95

Tableau 3-9. Couples Niveau d'eau – Débit. Approche par tranches unitaires.

Tranches non-unitaires

Dans l'idée de simplifier et de minimiser les ressources informatiques à mobiliser, nous nous sommes interrogés sur la possibilité de réduire le nombre de tranches à simuler. La largeur de celle-ci n'est donc plus unitaire mais dépend du nombre de tranches choisi. La Figure 3-34 illustre les trois configurations proposées (a) 7 tranches de 4 m (b) 4 tranches de 7 m (c) 2 tranches de 14 m. Chacune de ces propositions est une version dégradée de l'approche par tranches unitaires. Les simulations des tranches ad-hoc étant réutilisées et multipliées par un facteur dépendant de la largeur attribuée à la représentation du déversoir par cette tranche. La configuration (a) utilise les simulations des tranches [1 m, 2 m], [5 m, 6 m], [9 m, 10 m], [13 m, 14 m], [17 m, 18 m], [21 m, 22 m] et [25 m, 26 m]. La configuration (b), les tranches [3 m, 4 m], [10 m, 11 m], [17 m, 18 m] et [24 m, 25 m]. La configuration (c), les tranches [7 m, 8 m] et [20 m, 21 m].

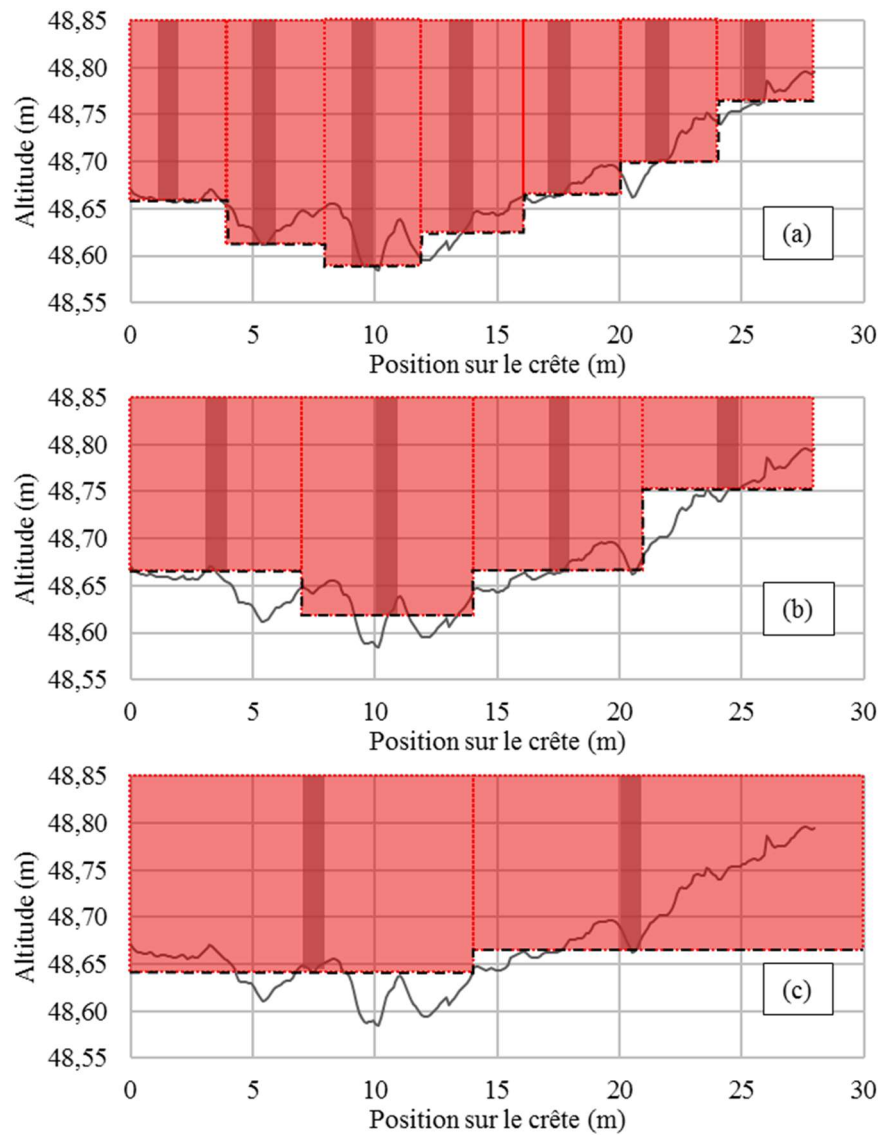


Figure 3-34. Approche par tranches non-unitaires (a) pour 7 tranches de 4m (b) pour 4 tranches de 7m (c) pour 2 tranches de 14m

Le Tableau 3-10 rassemble les résultats de chacune des configurations que nous pouvons comparer aux résultats pour les simulations sur les 28 tranches unitaires. On observe que les résultats sont relativement proches. La Figure 3-35 illustre cette comparaison sur un graphique. Nous pouvons conclure que la

multiplication des tranches ne modifie pas fondamentalement l'évaluation du débit qui s'écoule sur le déversoir pour un niveau amont donné.

Niveau d'eau m	Débit (m ³ /s)			
	28 tranches	7 tranches	4 tranches	2 tranches
48,76	1,27	1,42	1,10	0,98
48,86	4,48	4,75	4,27	4,86
48,96	8,91	9,13	8,59	9,33
49,06	14,23	14,42	13,74	14,72
49,16	20,91	21,14	20,36	21,56
49,26	28,56	28,85	27,75	28,93
49,36	37,92	38,29	36,93	38,33
49,46	47,86	48,35	46,75	48,02
49,56	58,65	59,35	57,04	58,47
49,66	71,55	72,35	69,69	71,47
49,76	85,17	86,20	82,87	84,69
49,86	100,37	101,64	98,26	98,91
49,96	116,25	117,88	114,29	114,02
50,06	133,18	134,69	130,88	132,13
50,16	150,23	151,52	147,47	150,61
50,26	167,68	168,50	164,60	169,09
50,36	186,82	187,85	183,81	187,58
50,46	206,34	208,44	203,03	206,06
50,56	225,86	229,03	222,25	224,54
50,66	245,39	249,62	241,47	243,02
50,76	264,91	270,21	260,69	261,50
50,86	284,43	290,80	279,91	279,99
50,96	303,95	311,39	299,12	298,47

Tableau 3-10. Couples Niveau d'eau – Débit. Approche par tranches.

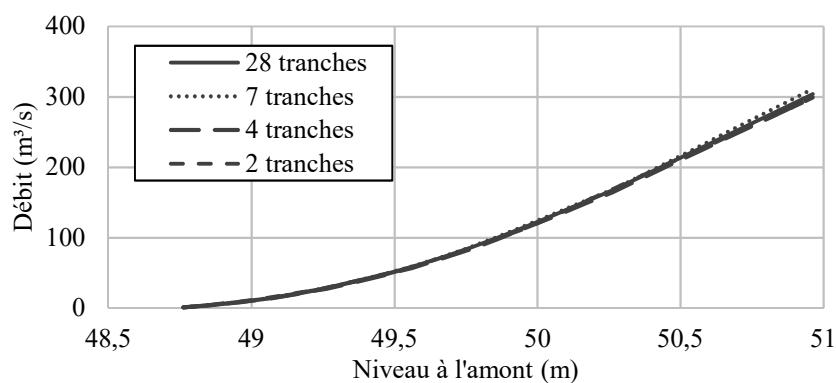


Figure 3-35. Comparaison des différentes approches par tranches.

Cette approche par tranches nous permet d'envisager une réduction très importante des ressources informatiques nécessaires puisque quelques tranches permettent d'obtenir un résultat de bonne qualité.

Approche théorique

Pour continuer notre démarche de simplification de l'évaluation du débit sur le déversoir. La proposition suivante est une approche théorique. Nous proposons de remplacer le déversoir par un déversoir équivalent de la forme de Creager et de l'USBR que nous avons détaillés précédemment. L'avantage d'une telle approche est le caractère extrêmement simple des relations hauteur-débit que nous obtenons. En effet, elles répondent respectivement à l'Eq 3-16 et à l'Eq 3-22. La difficulté de cette approche est de définir la charge nominale de ce déversoir équivalent et le niveau de la crête que nous allons lui attribuer. Le reste découlera des théories que nous avons explicitées.

Pour la définition de la charge nominale du déversoir, nous allons nous intéresser à la géométrie de celui-ci. Nous allons reprendre le découpage en tranches unitaires pour y confronter l'équation de Creager (Eq 3-13) dans la partie qui suit la crête du déversoir.

$$\frac{y}{H_0} = 0,47 \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1,80} \quad \text{Eq 3-13}$$

La première étape consiste à étudier le profil géométrique de la tranche. Il convient tout d'abord d'identifier la crête du profil, autrement dit son niveau maximum. Ce point servira d'origine au repère local (x, y) dans lequel nous construirons le déversoir équivalent de Creager. Etudions ensuite le comportement de la dérivée seconde du profil. A partir du point de la crête, nous conservons tous les points tels que la dérivée seconde soit positive. Quand cette dernière s'inverse, nous arrêtons de conserver les points du profil géométrique de la tranche. Nous obtenons la partie du profil à laquelle nous essayons de faire correspondre un profil de Creager. La variable d'ajustement possible de l'Eq 3-13 étant la charge nominale H_0 , nous la faisons varier en cherchant à minimiser la différence, *diff*, entre le profil de la tranche du déversoir et un profil théorique de Creager. Pour cela, nous minimisons la somme du carré des erreurs :

$$diff = \sum_i (z_{profil} - z_{Creager})^2 \quad \text{Eq 3-23}$$

On obtient ainsi une charge nominale plausible pour chacune des tranches. On peut envisager de répéter cette opération pour un ensemble défini de tranches. Dans le cas des résultats présentés ci-dessous, on a choisi de travailler avec 7 profils issus des tranches unitaires [1 m, 2 m], [5 m, 6 m], [9 m, 10 m], [13 m, 14 m], [17 m, 18 m], [21 m, 22 m] et [25 m, 26 m]. On définit ensuite la charge nominale du déversoir comme étant la moyenne des H_0 de chacune des tranches étudiées. La Figure 3-36 illustre la recherche de la charge nominale telle qu'elle a été réalisée pour ce travail. La charge nominale pour le déversoir équivalent de Creager est 0,93 m. Dans le cadre de ce travail, nous avons fait le choix de travailler avec cette valeur de charge nominale pour confronter nos résultats de simulations avec la théorie USBR.

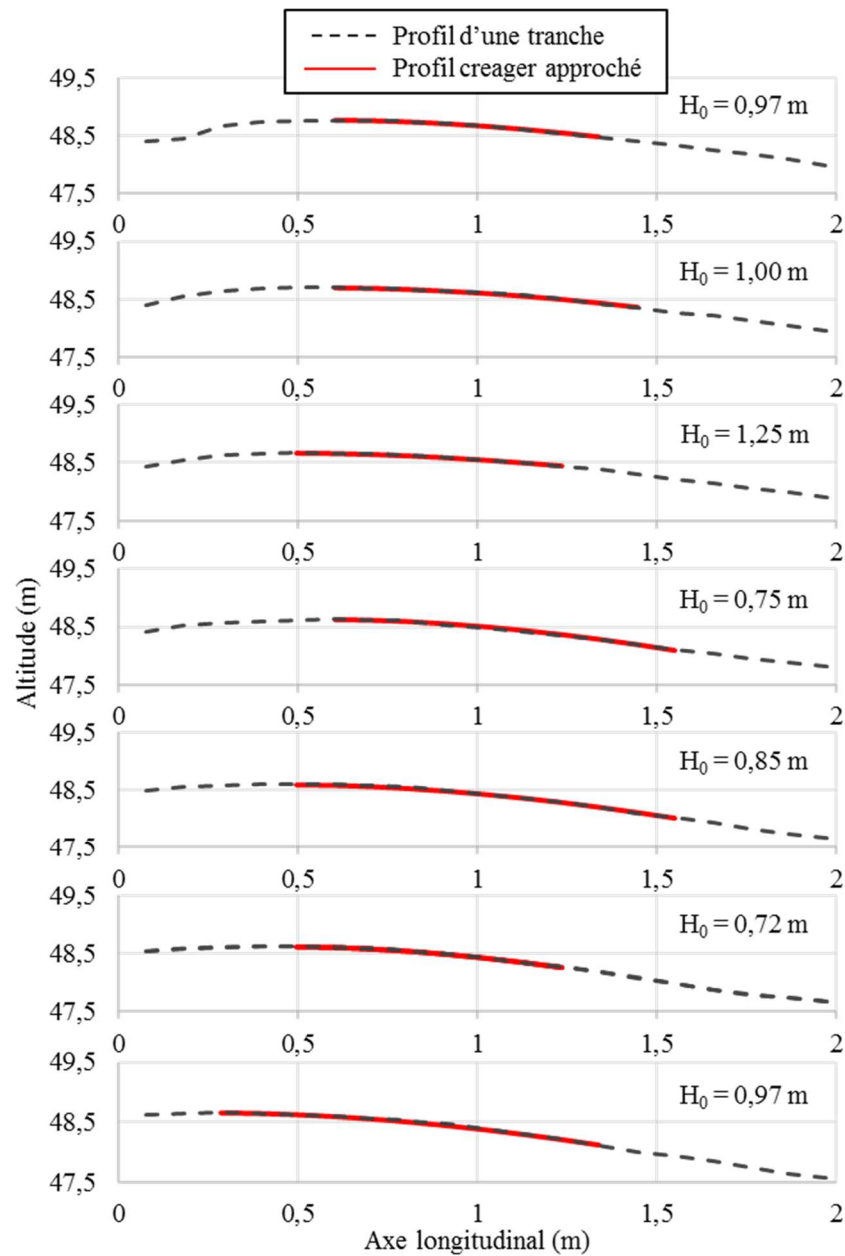


Figure 3-36. Recherche de la charge nominale H_0 du déversoir sur les 7 tranches [1 m, 2 m], [5 m, 6 m], [9 m, 10 m], [13 m, 14 m], [17 m, 18 m], [21 m, 22 m] et [25 m, 26 m].

Concernant la valeur de crête à partir de laquelle nous allons définir le niveau d'eau et la charge qui s'exerce sur le déversoir, nous proposons de prendre le niveau moyen de la crête, soit 48,67 m (voir Figure 3-37).

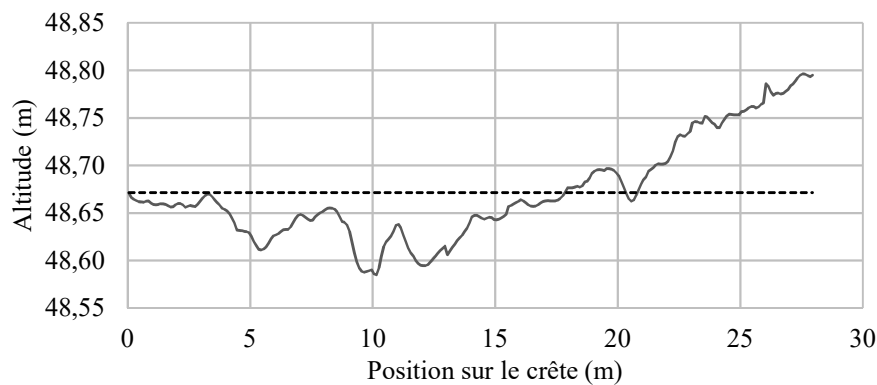


Figure 3-37. Niveau moyen de la crête. $z = 48,67 \text{ m}$

Nous possédons maintenant tous les éléments pour établir une courbe $H - Q$. Néanmoins, afin de pouvoir effectuer des comparaisons, avec les autres approches, nous souhaitons pouvoir définir le niveau de la surface de l'eau. Pour cela, nous avons besoin de connaître le terme $V^2/2g = Q^2/2g(h + p)$. Sachant que $H = h + V^2/2g$, si nous connaissons la pelle, p , nous pouvons trouver h par itération. Pour définir la pelle moyenne, nous proposons d'établir la moyenne du niveau du fond de la rivière sur la largeur de 28 m du déversoir depuis l'abscisse -5 m jusqu'à l'abscisse -1 m. La différence de ce résultat et de la moyenne du niveau de la crête définit la pelle, $p = 0,61 \text{ m}$.

Etablissons les tableaux permettant d'évaluer les relations $H - Q$ et $h - Q$ des déversoirs équivalents de Creager et USBR. Les Tableau 3-11 et Tableau 3-12 résument respectivement les valeurs obtenues pour le déversoir équivalent de Creager et celui de l'USBR.

Niveau d'eau m	h m	H m	$V^2/2g$ m	Débit m ³ /s
48,69	0,02	0,03	0,00	0,13
48,71	0,05	0,05	0,00	0,42
48,73	0,06	0,06	0,00	0,61
48,76	0,10	0,10	0,00	1,24
48,76	0,10	0,10	0,00	1,28
48,76	0,10	0,10	0,00	1,32
48,86	0,20	0,20	0,00	4,21
48,92	0,26	0,26	0,00	6,65
48,96	0,29	0,30	0,01	8,29
49,05	0,39	0,40	0,01	13,40
49,06	0,39	0,40	0,01	13,57
49,14	0,48	0,50	0,02	19,45
49,23	0,57	0,60	0,03	26,37
49,24	0,57	0,61	0,03	26,96
49,32	0,65	0,70	0,05	34,11
49,40	0,74	0,80	0,06	42,64
49,47	0,80	0,89	0,08	50,56
49,48	0,81	0,90	0,09	51,91
49,55	0,89	1,00	0,11	61,89
49,63	0,96	1,10	0,14	72,57
49,63	0,97	1,10	0,14	72,90
49,70	1,03	1,20	0,17	83,92
49,75	1,09	1,28	0,20	93,84
49,76	1,10	1,30	0,20	95,92
49,82	1,16	1,40	0,24	108,56
49,88	1,21	1,50	0,29	121,82
49,91	1,25	1,57	0,32	131,88
49,93	1,26	1,60	0,34	135,68
49,97	1,30	1,70	0,40	150,13
50,00	1,34	1,80	0,46	165,17
50,02	1,35	1,90	0,55	180,78

Tableau 3-11. Résultats pour le déversoir équivalent de Creager.

Niveau d'eau m	h m	H m	μ m	$V^2/2g$ m	Débit m ³ /s
48,69	0,02	0,03	0,348	0,00	0,17
48,71	0,05	0,05	0,351	0,00	0,49
48,73	0,06	0,06	0,354	0,00	0,69
48,76	0,10	0,10	0,358	0,00	1,32
48,76	0,10	0,10	0,360	0,00	1,37
48,76	0,10	0,10	0,360	0,00	1,41
48,86	0,20	0,20	0,374	0,00	4,15
48,92	0,26	0,26	0,382	0,00	6,40
48,96	0,30	0,30	0,386	0,00	7,87
49,05	0,39	0,40	0,396	0,01	12,41
49,06	0,39	0,40	0,397	0,01	12,60
49,15	0,48	0,50	0,406	0,02	17,79
49,24	0,57	0,60	0,414	0,03	23,86
49,25	0,58	0,61	0,415	0,03	24,39
49,33	0,66	0,70	0,422	0,04	30,65
49,41	0,75	0,80	0,429	0,05	38,07
49,49	0,82	0,89	0,434	0,06	44,87
49,50	0,83	0,90	0,435	0,07	46,08
49,58	0,92	1,00	0,442	0,08	54,84
49,66	1,00	1,10	0,448	0,10	64,11
49,66	1,00	1,10	0,448	0,10	64,37
49,74	1,08	1,20	0,454	0,12	73,98
49,80	1,14	1,28	0,458	0,14	82,51
49,82	1,15	1,30	0,459	0,15	84,35
49,89	1,23	1,40	0,464	0,17	95,31
49,96	1,30	1,50	0,469	0,20	106,85
50,01	1,35	1,57	0,473	0,22	115,64
50,03	1,37	1,60	0,474	0,23	118,98
50,10	1,43	1,70	0,479	0,27	131,69
50,16	1,49	1,80	0,484	0,31	144,99
50,22	1,55	1,90	0,489	0,35	158,88
50,27	1,61	2,00	0,494	0,39	173,20
50,32	1,65	2,10	0,499	0,45	188,25
50,36	1,70	2,20	0,504	0,50	203,90
50,39	1,73	2,30	0,509	0,57	220,14
50,41	1,75	2,40	0,514	0,65	236,98

Tableau 3-12. Résultats pour le déversoir équivalent USBR.

Notons qu'à partir d'un certain niveau d'eau, les relations de Creager et USBR ne permettent plus de calculer un débit. En effet, le terme $V^2/2g$ devient trop important et l'approche itérative du calcul du débit Q , de la hauteur d'eau au-dessus de la crête, h et de la charge, H , ne convergent plus. Cette observation

apparaît comme une limite de l'approche théorique qui ne permet pas d'évaluer les débits les plus importants.

Comparaison des approches

Résumons les 4 approches que nous avons tentées pour étudier l'écoulement sur le déversoir. Une *approche terrain*, a priori, la plus pertinente. On y mesure directement les éléments que nous voulons observer, à savoir la hauteur d'eau à l'aval du déversoir et le débit à l'aval de celui-ci. Néanmoins, cette approche s'avère très compliquée à mettre en place. Elle demande un investissement humain et/ou financier important et comporte des limitations dans les gammes de débits pouvant être mesurées (accès difficile voire impossible à la rivière, matériel endommagé par la crue, ...). Une *approche 3D* intéressante par sa représentativité de la réalité mais qui reste limitée à cause des ressources informatiques qu'elle demande. Elle nécessite également une connaissance précise de la topographie et de la bathymétrie autour du déversoir, ce qui peut être une limite importante dans le cas de petites études. Elle permet néanmoins de fournir des données de références pouvant permettre de comparer la pertinence des autres approches. Une *approche par tranches* qu'on peut définir comme un compromis entre une approche 3D et une simplification trop grande du problème. Cette approche par tranches a l'avantage d'utiliser les avantages de la modélisation en permettant de limiter, d'une part les ressources nécessaires et d'autre part, les mesures de terrain puisqu'on peut se contenter d'une connaissance partielle de la géométrie. En fonction des problèmes étudiés, nous avons vu que le calcul peut se faire à partir d'un nombre limité de tranches. Enfin l'*approche théorique* permet de très simplement définir une relation entre le niveau d'eau et le débit mais montre rapidement des limites lorsque les débits deviennent trop importants.

La Figure 3-38 présente la comparaison des différentes approches. On observe que les mesures de terrain sont très limitées. Néanmoins, elles proposent un débit systématiquement inférieur aux débits des autres approches pour un même niveau d'eau. Cette observation peut paraître surprenante étant donné que les autres approches se basent sur un déversoir simplifié ne faisant pas plus de 28 m de large. Une des explications pourrait être que les vannes levantes alimentant le réseau d'irrigation aient été ouvertes lors des mesures de débit. Ensuite, si nous considérons l'approche 3D comme étant l'approche

de référence, on peut diviser nos conclusions en quatre parties distinctes sur le graphe.

Pour les débits de 0 à 50 m³/s : Chacune des approches donnent des résultats similaires. On observe une légère différence pour l'approche USBR.

Pour les débits de 50 à 100 m³/s : Les approches 3D et par tranches restent cohérentes. Les approches théoriques montrent de faibles différences mais peuvent rester pertinentes.

Pour les débits de 100 à 150 m³/s : Les approches 3D et par tranches restent cohérentes. L'approche théorique USBR continue à se comporter de manière intéressante avec des résultats cohérents également. L'approche théorique de Creager, en revanche, commence à montrer les limites de son utilisation. Les différences avec les autres approches deviennent très importantes.

Pour les débits supérieurs à 150 m³/s : Nous n'avons plus de points relatifs à l'approche 3D. Mais néanmoins, on peut observer que l'approche USBR ne présente plus de comportement qui semble cohérent. La seule approche qui propose une relation intéressante est l'approche par tranches.

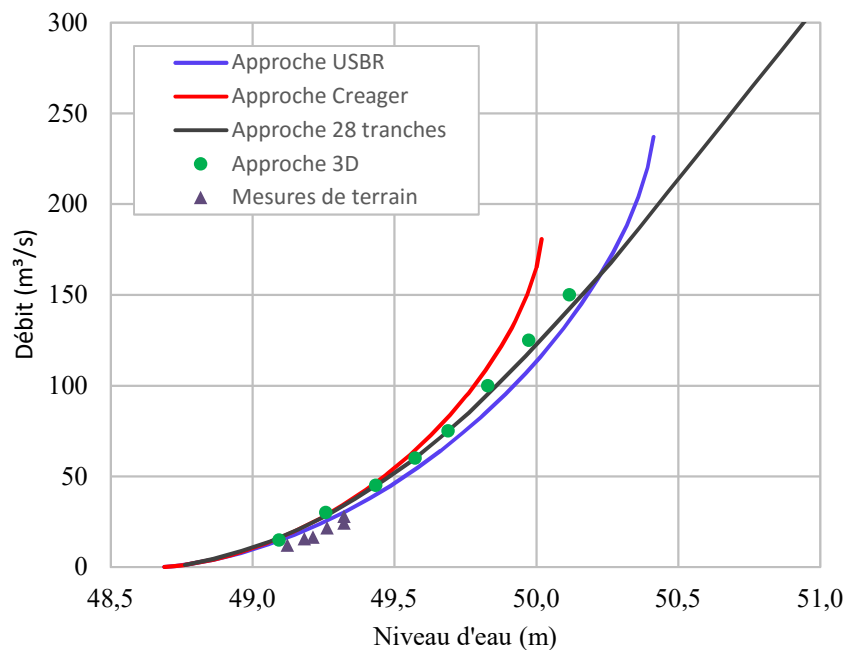


Figure 3-38. Comparaison des approches

Finalement, on observe que chacune des approches permet de proposer une certaine idée du débit qui s'écoule sur le déversoir à partir du niveau d'eau à l'amont de celui-ci. Néanmoins, chacune de ses approches est à mettre en lien avec certaines limites ou hypothèses dans lesquelles elles s'inscrivent. Leur utilité dépend de l'application qu'on souhaite en faire. Dans le cadre de ce travail, l'objectif final étant de représenter un événement météorologique exceptionnel, il est nécessaire d'adopter une approche nous permettant de représenter des débits très importants. Nous conserverons donc l'approche par tranches unitaires pour la suite de ce travail.

Notons pour terminer que comme nous l'avons vu lors de la discussion autour de la théorie du déversoir USBR, les conditions aval peuvent avoir une influence importante sur l'écoulement qui s'opère sur le déversoir. Dans le cas du déversoir de Dory, l'aval du radier se situe à un niveau largement inférieur à la crête de celui-ci (voir Figure 3-39). Les conditions d'écoulement à l'aval ayant une influence sur le débit s'écoulant sur le déversoir impliquent une profondeur d'eau à l'aval très grande. En se référant à l'abaque de l'USBR, un débit de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ serait modifié pour une profondeur d'eau à l'aval ($x > 20 \text{ m}$) supérieure à $3,5 \text{ m}$. De telles conditions aval semblent n'avoir que peu de chances de se produire. Néanmoins, il convient de rester attentif à cet aspect lors de l'analyse de résultats de simulation d'un écoulement dans la rivière.

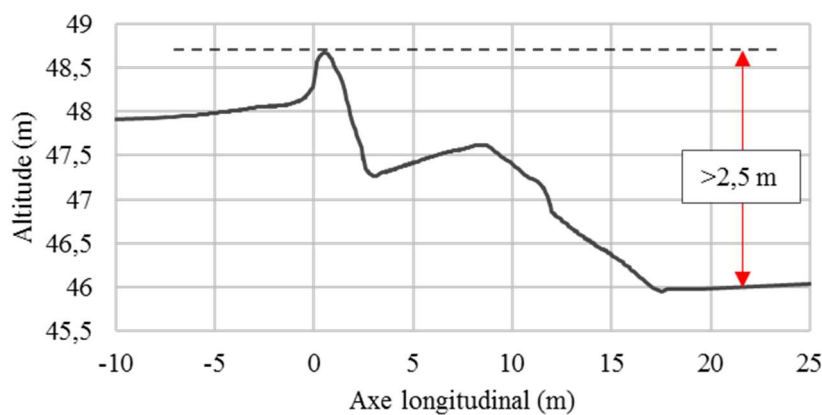


Figure 3-39. Position du radier aval

3.4 Conclusion

A la fin de ce chapitre, nous avons rempli l'objectif principal qui était d'utiliser le déversoir pour proposer une condition de débit amont à notre modèle hydraulique de la rivière Cavaillon. Pour répondre aux questions que pose l'état de détérioration du déversoir, nous avons choisi de combiner 4 approches pour proposer une relation hauteur-débit crédible. Les mesures de terrain permettent d'avoir quelques points de la courbe mais avec un inconvénient majeur. Les résultats ne couvrent que de faibles débits, la procédure de terrain imposant de rentrer dans l'écoulement rendant la mesure impossible pour des écoulements plus importants. Les approches théoriques ont l'avantage de la rapidité mais montrent des limites également pour des débits plus importants. Les simulations numériques, notamment 3D, constituent une solution élégante mais qui recèlent également certains obstacles, le plus important étant les ressources informatiques nécessaires pour les réaliser. Pour contourner le problème, nous proposons une approche numérique sur base de tranches 2D verticales du déversoir.

Dans un premier temps, nous avons mis à l'épreuve le logiciel OpenFoam sur deux déversoirs traditionnels [Creager, 1929 ; USBR, 1987]. Les résultats des simulations montrent des différences avec les théoriques attendus inférieures à 6%. De plus, les résultats des simulations dans des situations s'éloignant des hypothèses théoriques de base (pelle finie, déversoir noyé) sont également convaincants. Cet ensemble de résultats permet d'envisager l'utilisation d'OpenFoam comme outil de simulation fiable pour un écoulement sur un déversoir.

Nous avons ensuite détaillé les différentes approches utilisées pour le déversoir de Dory. Un résultat intéressant est que les approches théoriques, Creager ou USBR (résumé dans le Tableau 3-13), montrent des comportements très cohérents pour de faibles à moyens débits. C'est une excellente nouvelle, puisque ces approches ne nécessitent que des mesures géométriques du déversoir, pouvant être très facilement et rapidement obtenues dans un contexte comme celui de la rivière Cavaillon. Cependant, les observations ne sont plus les mêmes pour des débits plus importants. L'étude d'événements extraordinaires requiert donc une approche différente.

	Creager	USBR
Charge nominale	0,93	0,93
Pelle	0,61	0,61
Coefficient de débit nominal	0,492	0,437
Débit maximum cohérent	+/- 100 m ³ /s	+/- 160 m ³ /s

Tableau 3-13. Résumé des valeurs importantes pour les approches théoriques Creager et USBR du déversoir de Dory

Les approches numériques, 2D par tranches et 3D, coïncident remarquablement entre elles. Néanmoins, l'approche 2D montre plusieurs avantages qui nous mènent à la retenir comme approche de référence dans le cas du travail menée sur la rivière Cavaillon : (1) elle nécessite moins de ressources informatiques que l'approche 3D ; (2) elle permet de limiter les mesures de géométries du déversoir à quelques tranches ; et (3) le calcul semble pouvoir se faire sur un nombre limité de tranches. Les simulations peuvent ainsi être réalisées en 2D sur un nombre de tranches défini (dans le cas du Cavaillon, nous en avons choisi 28). Les niveaux à l'amont obtenus à l'aide des modélisations OpenFoam sur chaque tranche sont ensuite agrégés sur une référence commune pour pouvoir établir une relation hauteur-débit définitive (Figure 3-40). Ce résultat est utilisé dans le chapitre 4 pour établir le débit d'entrée de deux simulations d'écoulement dans la rivière Cavaillon.

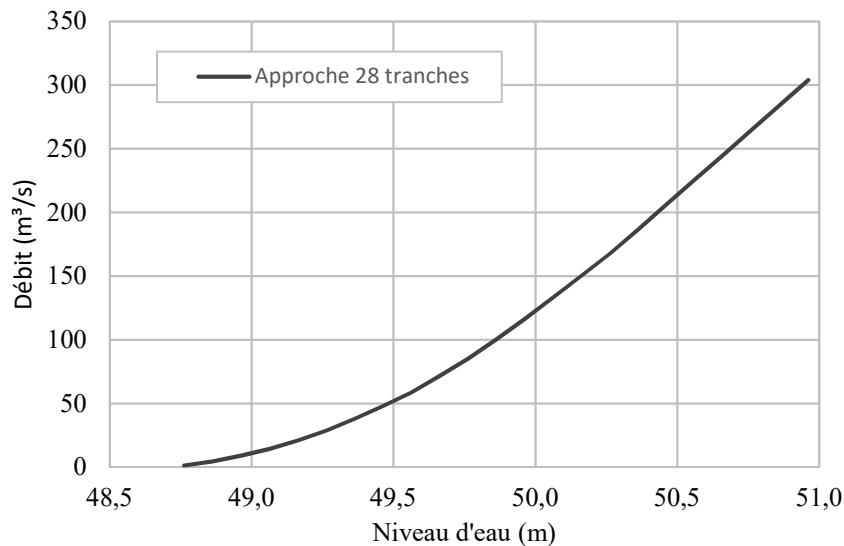


Figure 3-40. Relation hauteur-débit proposée

Ainsi, malgré l'état de détérioration avancé du déversoir et la disponibilité très réduites de mesures sur le terrain, il a été possible de développer une méthodologie de simulations numériques assez rapides à mettre en œuvre qui permet de proposer une relation hauteur-débit fiable.

Chapitre 4. Passage de Matthew sur le Cavaillon

4.1 Introduction

Au départ de ce projet, une des difficultés majeures était l'absence quasi-totale de données concernant des événements pluvieux et des épisodes d'inondations. Hormis la mémoire collective locale, il n'existait que peu d'information sur les potentielles inondations que peut provoquer le Cavaillon. De plus, cela faisait quelques années que la région du Sud d'Haïti faisait face à un climat particulièrement sec n'apportant que très peu d'eau dans les rivières. Les habitants avaient donc tendance à parler de sécheresse plutôt que d'inondation. Or nous avons vu que de nombreuses études sont liées à des événements particuliers d'écoulement [Komi et al., 2017 ; Petaccia et al., 2012 ; Franzini, 2016 ; Domeneghetti et al., 2014 ; Nicholas and Mitchell, 2002 ; Karim et al., 2011] ou des observations régulières [Logah et al., 2017].

Les saisons des pluies de 2016 vont changer la donne, en particulier avec le passage de l'ouragan Matthew en octobre 2016. En mai-juin 2016, la météo a déjà apporté quelques épisodes pluvieux à partir desquels nous avons pu enregistrer un ensemble de données cohérent et qui permettra de calibrer d'éventuelles simulations de la rivière pour un régime moyen ($\sim 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Ensuite, en octobre 2016, en pleine seconde saison des pluies, c'est le passage de l'ouragan Matthew qui a marqué de son empreinte la zone d'étude de ce travail. La trajectoire de l'œil de l'ouragan est passée à quelques dizaines de kilomètres du Cavaillon, apportant des pluies extraordinaires sur la zone et provoquant un très grand nombre de dégâts.

Dans ce chapitre, nous présenterons l'ouragan Matthew, l'étendue des inondations qu'il a provoquées ainsi que l'impact qu'il a eu sur le déversoir de Dory. Nous appliquerons la technique Drone-SfM pour caractériser les changements morphologiques observés sur les 8 km de la zone d'étude, illustrant ainsi les performances de la méthodologie développée dans les chapitres précédents. Ensuite, nous essayerons de dégager une information pertinente des enregistrements de niveau d'eau et de pluie que nous avons pu avoir durant les saisons des pluies de 2016 et lors du passage de l'ouragan Matthew. Enfin, nous terminerons ce chapitre par un premier modèle de simulation de la rivière pour deux cas d'écoulement, un régime moyen lié aux données de mai 2016 et une crue extraordinaire faisant suite au passage de Matthew.

4.2 L'ouragan Matthew

Issu d'une onde tropicale qui s'est formée sur la côte africaine le 22 septembre 2016, Matthew est devenu rapidement une tempête tropicale et puis un ouragan en arrivant dans la mer des Caraïbes. La Figure 4-1 montre le trajet qu'a suivi l'ouragan dans la période où il a touché Haïti. Les effets de l'ouragan ont commencé à se ressentir en Haïti dès le 3 octobre durant la journée. Matthew est lui passé dans la matinée du 4 octobre et ses effets ont continué jusqu'au soir du 5 octobre. La classification des ouragans peut se faire via l'échelle de Saffir-Simpson qui définit 5 catégories dépendantes de l'intensité. On peut observer que lorsqu'il a touché le sud-ouest haïtien, Matthew était classé catégorie 4. Pour cette catégorie, on enregistre des vents de 211 à 251 km/h et des ondes de tempêtes de 4 à 5,5 m. Matthew est donc considéré comme un ouragan important, il était le plus fort mesuré depuis Felix en 2007. Son passage sur la péninsule haïtienne s'est soldé par un grand nombre de victimes et d'énormes dégâts matériels.¹⁵

¹⁵ Selon les autorités locales, entre 500 et 1000 morts étaient à déplorer. En outre, dans le département du Sud, qui compte 700000 habitants, 80% des habitations ont été endommagées et 11000 personnes se sont retrouvées sans abri. Le gouvernement haïtien, relayé par l'ONU, avançait le chiffre de 350000 sinistrés après le passage de Matthew.

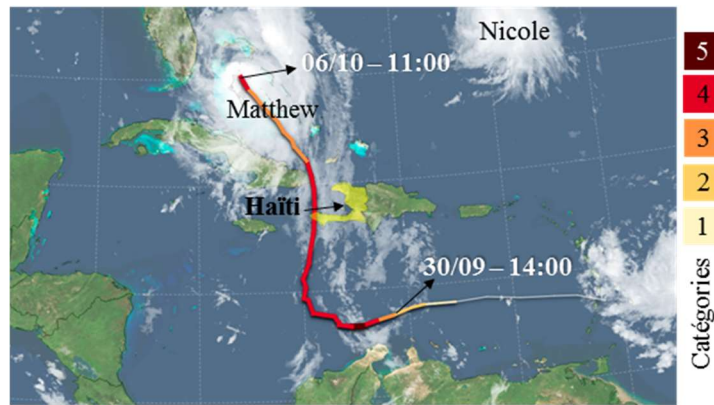


Figure 4-1. Parcours de l'Ouragan Matthew entre le 30/09 et le 06/10
(librement adapté depuis <http://eoimages.gsfc.nasa.gov>)

En plus des vents très violents, Matthew a été accompagné de précipitations abondantes. La Figure 4-2 montre une représentation des pluies cumulées à partir de mesures par satellite collectées par la NASA. Pour donner un point de comparaison, les précipitations annuelles moyennes sur la ville de Cavaillon¹⁶ sont de 1772 mm. Les pluies enregistrées durant l'ouragan représentent des quantités très importantes d'eau qui ont été à l'origine de nombreux dégâts, notamment sur la rivière Cavaillon.

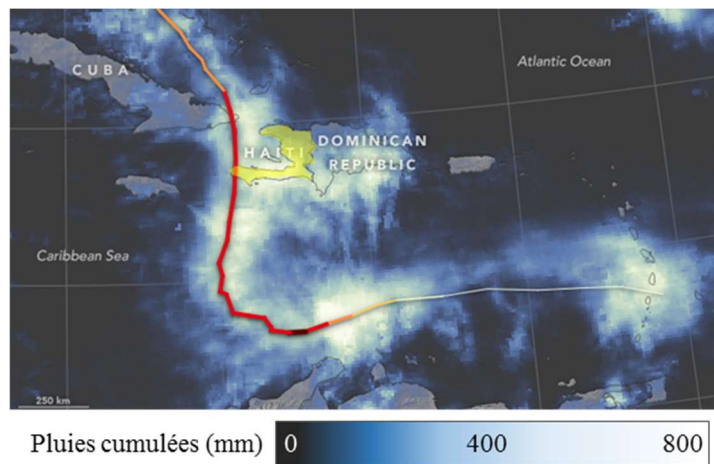


Figure 4-2. Pluies cumulées sur la péninsule haïtienne entre le 28/09 et le 07/10.
(librement adapté depuis <http://eoimages.gsfc.nasa.gov>)

¹⁶ <https://fr.climate-data.org>

La Figure 4-3 illustre quelques conséquences du passage de l'ouragan Matthew sur la zone étudiée. Sur l'illustration (a), on peut observer la modification d'une berge ainsi qu'un arbre déraciné dans la rivière. La partie (b) montre la grande quantité de sédiments que l'ouragan Matthew a ramenée vers la rivière et a déposée sur les berges. Sur les deux autres illustrations, on peut observer l'impact sur le marché de la ville de Cavaillon (c) et les conséquences sur les cultures du périmètre irrigué autour de la rivière Cavaillon (d).

L'étude d'un tel phénomène météorologique et la capacité à le reproduire ou à en anticiper les conséquences par des simulations numériques semblent des éléments qui pourraient à l'avenir permettre d'accroître la résistance des populations au passage de l'ouragan. Le contraste entre les conséquences en Haïti et dans les pays voisins qui ont mieux résisté car mieux préparés est important et encourage à réaliser des actions pour permettre aux populations locales de se prémunir plus efficacement de tels phénomènes météorologiques.



Figure 4-3. Quelques illustrations des conséquences de l'ouragan Matthew sur la zone d'étude (Photos prises le 08/10/2016).

4.3 L'étendue de la zone inondée

Dans les semaines qui ont suivi le passage de l'ouragan Matthew, deux étudiants de l'université d'Etat d'Haïti ont effectué une étude systématique de l'étendue de la zone inondée. Deux approches ont été confrontées pour évaluer l'étendue de l'inondation. La première a été de recueillir des témoignages de riverains au sujet de la limite d'inondation. La seconde a consisté à identifier la localisation de laisses de crues le long de la rivière. La confrontation de ces deux approches permet de garantir une certaine qualité de la couverture inondée ainsi définie. Sur la Figure 4-4, on peut observer que ces deux approches convergent presque parfaitement sur la zone étudiée dans ce travail. En revanche, comme nous l'avons abordé brièvement à la fin du chapitre photogrammétrie, on observe sur la partie (b) de la figure que la couverture de la zone que nous avons effectuée avec le drone est insuffisante pour un événement de l'ampleur de celui de l'ouragan Matthew. A plusieurs reprises, la zone inondée dépasse la zone survolée.

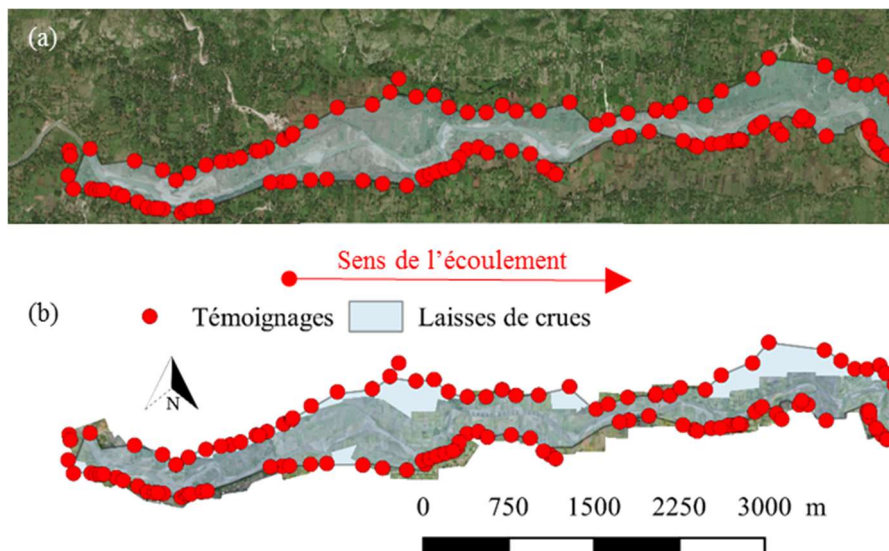


Figure 4-4. Illustration de la zone inondée suite au passage de l'ouragan Matthew (a) à partir d'images satellitaires (b) confrontée à la zone couverte par le survol du drone précédemment présenté

Afin de conforter la validité de cette représentation de la zone inondée, nous pouvons observer celle-ci de plus près. Pour cela nous allons illustrer 3

sections prises au hasard le long de la zone étudiée (aux alentours du PK1.350 – Figure 4-5, du PK4.400 – Figure 4-6 et du PK6.650 – Figure 4-7). A l'aide de ces figures, on peut faire plusieurs observations :

- La ligne délimitant la représentation de la zone inondée coïncide avec une forme de ligne de niveau observée par l'évolution des couleurs sur la carte.
- Les coupes permettent de visualiser les limites de la zone d'inondation sur le relief. Cette visualisation en coupe permet d'évaluer si la limite de la zone inondée correspond à une forme de relief cohérente. De plus les altitudes de ces points présentent des valeurs relativement similaires, respectivement sur chaque coupe, ce qui donne une idée fiable du niveau d'eau atteint.
- Notons enfin que les coupes PK4.400 et PK6.650 montrent la formation de plusieurs chenaux. Il est probable que l'écoulement se soit divisé le long du cours de la rivière à divers endroits créant ainsi des chenaux parallèles. Cet élément n'est pas anodin si nous souhaitons représenter la crue par des simulations. Les modèles 1D se révéleront probablement insuffisants pour représenter ce genre de phénomène.

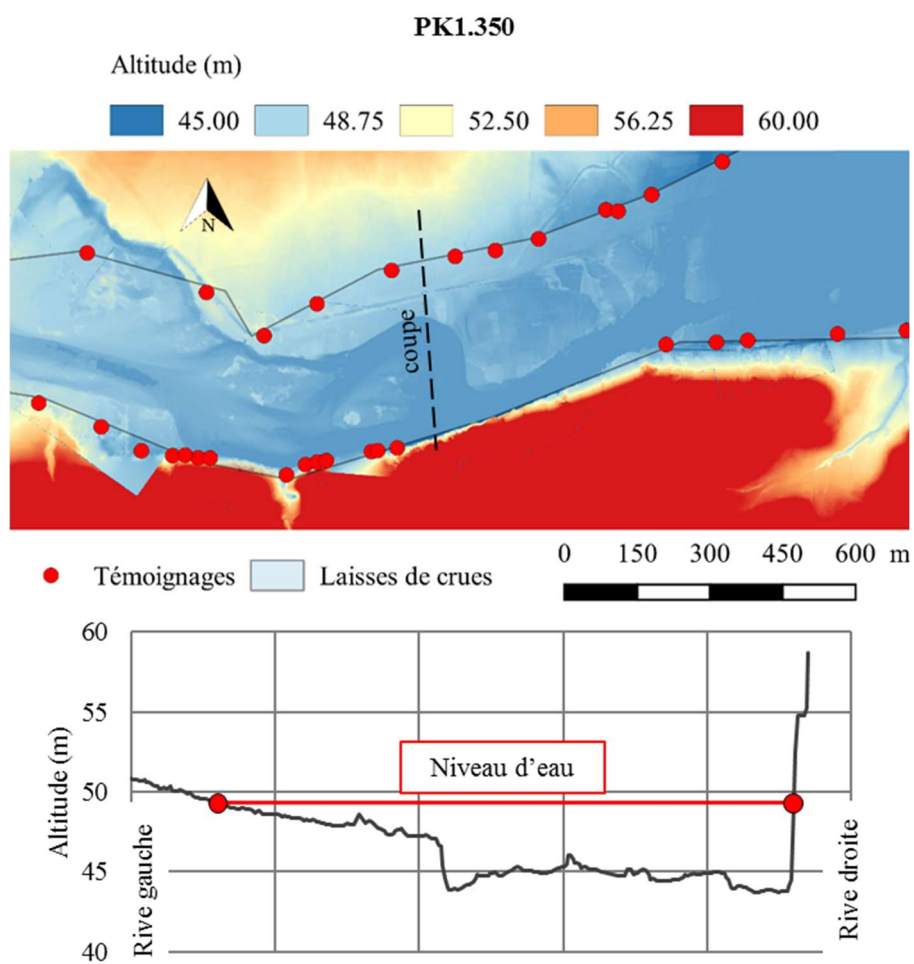


Figure 4-5. Illustration de la zone inondée aux alentours du point kilométrique PK1.350

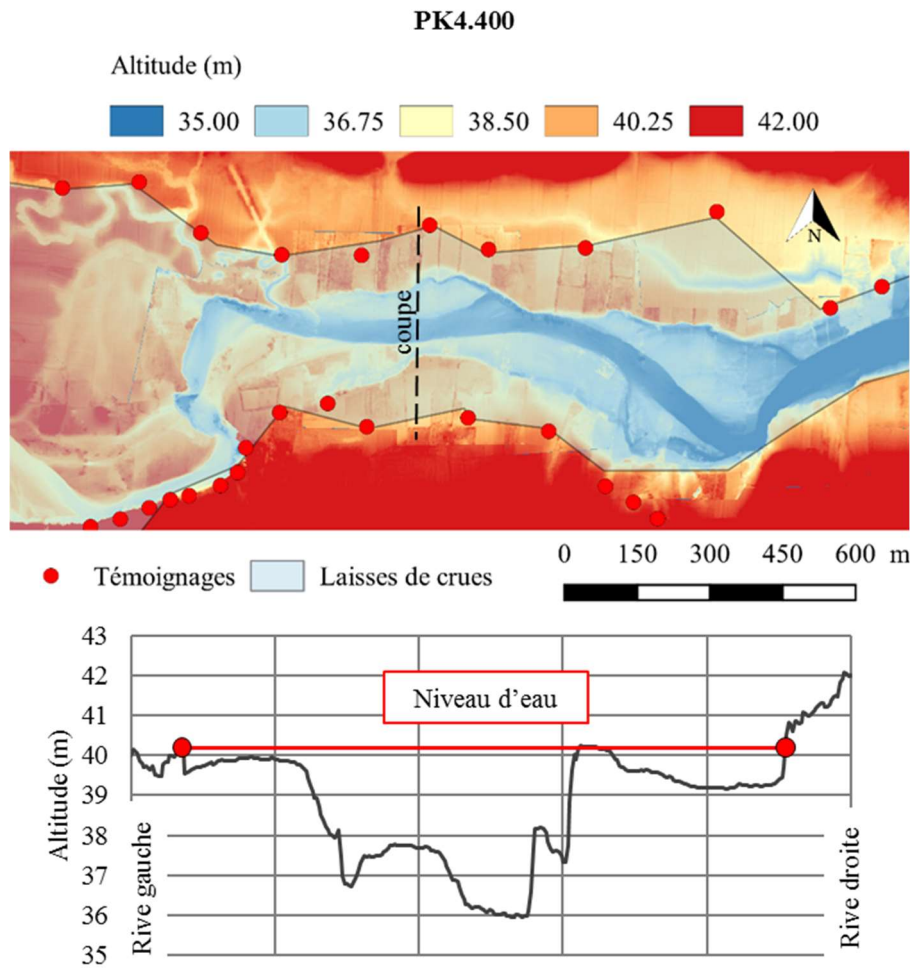


Figure 4-6. Illustration de la zone inondée aux alentours du point kilométrique PK4.400

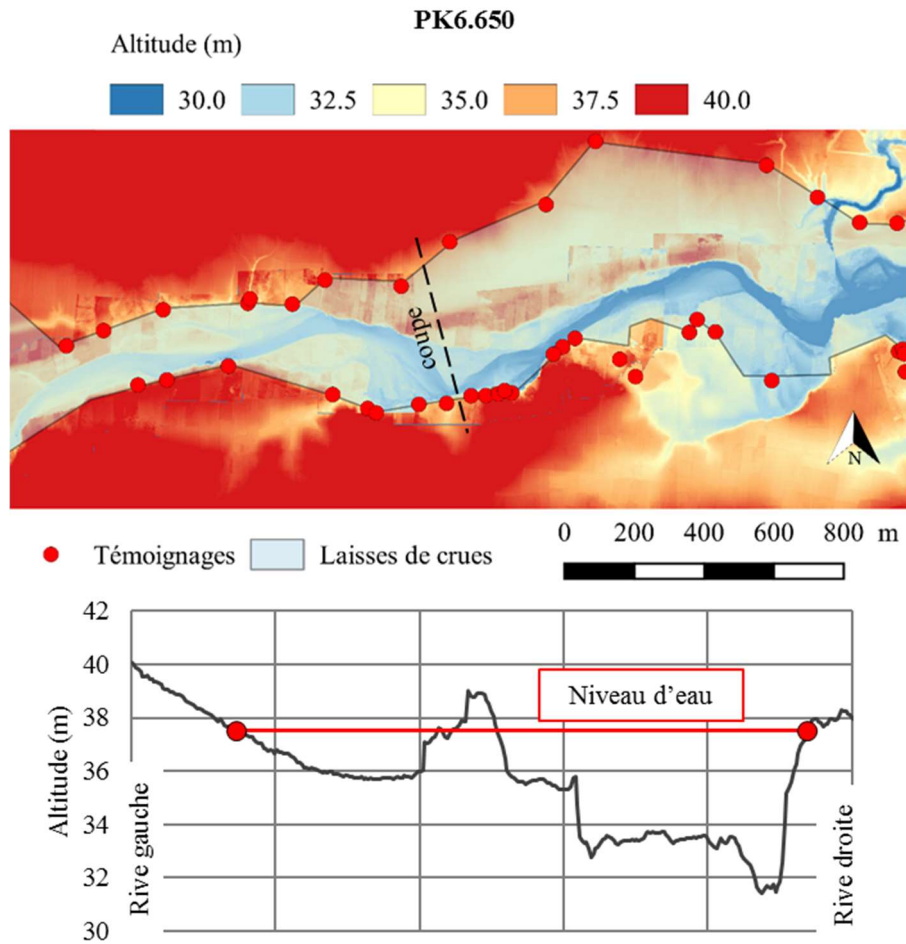


Figure 4-7. Illustration de la zone inondée aux alentours du point kilométrique PK6.650

Finalement, cette représentation de l'étendue de la zone inondée semble correspondre à ce que nous pouvons imaginer de ce qui s'est réellement passé. Elle peut donc servir à comparer les résultats éventuels que nous pourrions obtenir à l'aide de simulations numériques.

4.4 Passage de l'ouragan sur le déversoir de Dory

L'ouragan Matthew, comme nous l'avons vu, a causé de nombreux dégâts. Son passage sur le déversoir de Dory est à cet effet remarquable. En effet, le déversoir a été complètement submergé et même contourné puisqu'un chenal s'est formé par érosion sur la rive droite du déversoir. Sur les photos suivantes, on peut voir des débris de végétation jusqu'aux garde-corps servant à protéger les personnes d'une chute de hauteur. Ces garde-corps sont situés plus de 2,5 m au dessus de la crête du déversoir. La montée des eaux est donc tout à fait exceptionnelle pour avoir atteint ce niveau.



Figure 4-8. Illustrations du passage de Matthew sur le déversoir de Dory

Sur la Figure 4-8, on peut observer (a) le contournement que l'écoulement a creusé à la droite du barrage (b) les débris qui se sont accrochés sur la structure supportant la vanne segment (c) le niveau de l'eau s'écoulant sur le barrage à la date de photo – 08/10/2016 (d) les débris accrochés aux garde-corps de la structure des vannes levantes permettant l'irrigation.

L'impact de Matthew sur le déversoir de Dory a évidemment des conséquences directes sur la vie des populations environnantes. Le

creusement d'un contournement empêche le fonctionnement normal du déversoir qui ne permet plus de maintenir un niveau suffisant pour alimenter les canaux d'irrigation. Il était donc primordial pour les habitants de très vite rétablir la possibilité de l'utiliser. Concernant notre travail, ce n'est évidemment pas non plus une bonne nouvelle. Notre volonté était de nous servir du déversoir pour établir une condition de débit pour l'écoulement que nous étudions. A partir du moment où le chenal s'est créé, la courbe hauteur-débit du déversoir ne peut plus être utilisée. Il est donc intéressant de voir comment ce chenal s'est formé.

4.4.1 Formation d'un chenal sur la rive droite du déversoir

Sur la Figure 4-9, à partir de deux orthophotoplans constitués sur base de deux survols datant respectivement de mai 2016 et de mai 2017, on peut observer la formation du chenal sur la rive droite de la rivière.



Figure 4-9. Vue aérienne du déversoir de Dory (a) en mai 2016 (b) en mai 2017

Pour pousser l'observation un peu plus loin, nous allons regarder plus en détails les différences entre la topographie de mai 2016 et celle de mai 2017. Sur les différentes images de la Figure 4-10, on observe un filtre superposé à l'orthophotoplan de mai 2016. Ce filtre est construit sur base des différences des modèles numériques de terrain relatifs aux deux topographies. A partir de ce modèle numérique de terrain des différences, il est possible de distinguer les zones qui ont subi un fort changement morphologique. Il est néanmoins nécessaire de s'affranchir des plus petites différences, dues aux imprécisions de la méthode de construction de ces modèles ainsi qu'à des modifications autres que celles provoquées par l'ouragan Matthew. De cette manière, nous allons raffiner la différence pour délimiter la partie du terrain qui a été modifiée pour amener à la création d'un chenal. En (a), (b) et (c), la zone rouge représente respectivement la partie du modèle numérique de terrain des différences où celles-ci sont supérieures à 0,25 m, 0,5 m et 1 m. On observe clairement une limite se dessiner, représentée par la partie hachurée de l'image (d) qui constitue le chenal actuel. L'image (e) reprend la délimitation ainsi obtenue sur l'orthophotoplan de mai 2017.

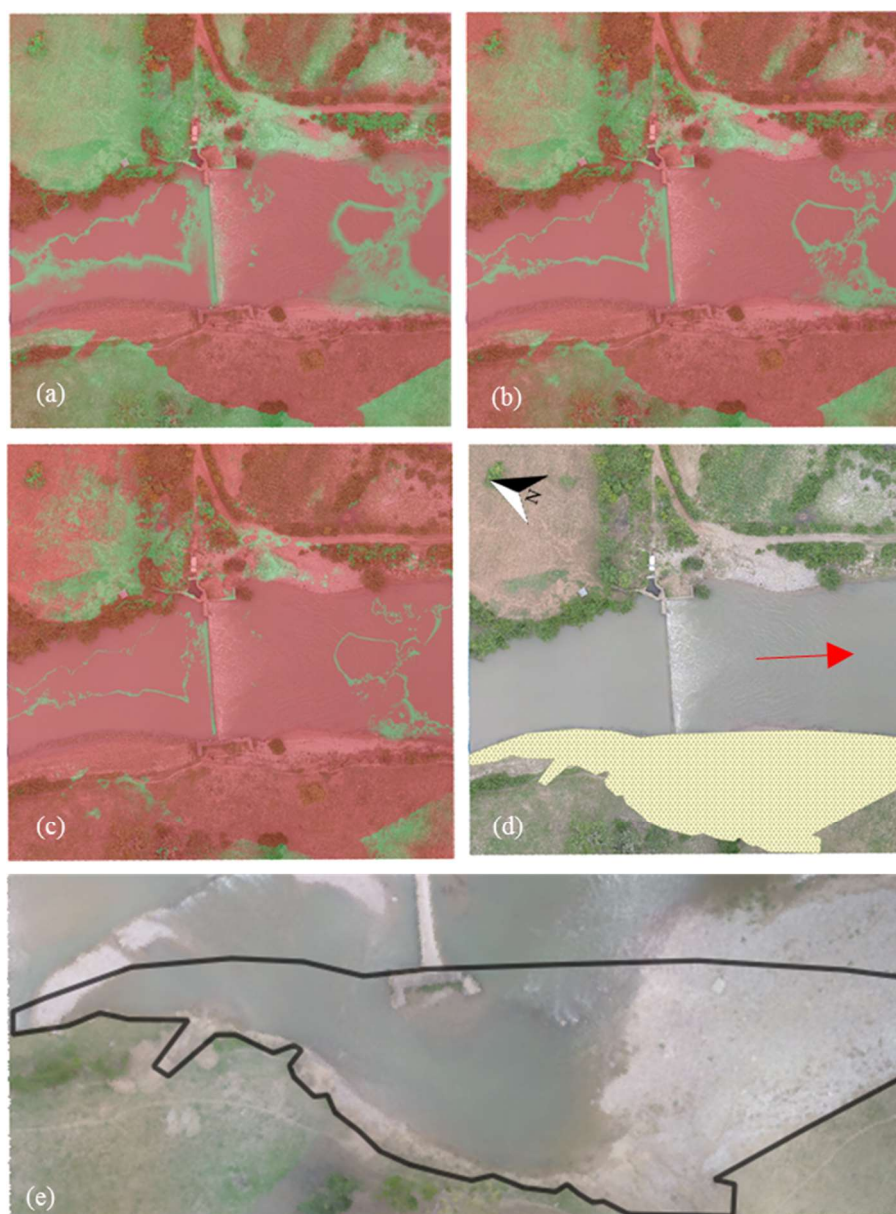


Figure 4-10. Délimitation du chenal formée en rive droite à partir des différences des MNT de mai 2016 et 2017 (a) en transparence rouge, les zones où la différence est supérieure à 1 m (b) supérieure à 0,5 m (c) supérieure 0,25 m (d) zone hachurée correspondant à la zone du chenal (e) zone délimitée sur l'orthophotoplan de mai 2017

Nous pouvons également observer l'évolution de la topographie à travers les différences de niveau entre les deux modèles numériques que nous avons comme référence (voir Figure 4-11). Les zones correspondant à l'écoulement sont, comme attendu, des zones où les différences sont fortement marquées, tout comme la zone du nouveau chenal contournant. Ces observations nous permettent d'évaluer l'ordre de grandeur de la profondeur du chenal qui s'est créé, aux environs de 3-4m.

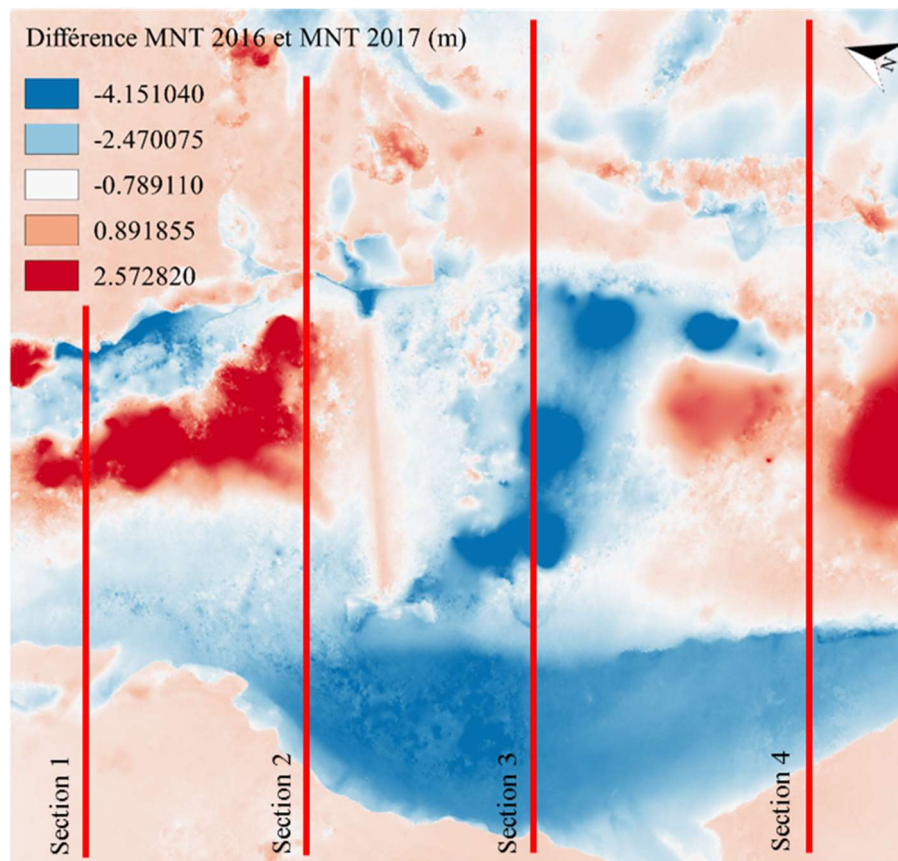


Figure 4-11. Carte des différences de niveau entre les modèles numériques de terrain générés en mai 2016 et mai 2017. Emplacement des sections développées aux Figure 4-12 et Figure 4-13

Nous pouvons également comparer quelques sections transversales prises le long de la rivière aux alentours du déversoir. Les Figure 4-12 et Figure 4-13 illustrent quatre sections particulières où nous pouvons observer sous un autre angle les différences de niveau entre mai 2016 et mai 2017. On notera l'ordre de grandeur du chenal créé en rive droite, qui atteint une largeur de 20 m. Les parties grisées des graphes correspondent à l'espace occupée par l'écoulement lors du survol de 2016. Ces zones présentent donc de grandes variations de niveau mais qui sont principalement dûes aux limites de la méthode Drone-SfM sur les surfaces réfléchissantes. Les niveaux représentés ne sont donc pas ceux de la bathymétrie mais un point aléatoire de la colonne d'eau comme cela est expliqué dans le chapitre photogrammétrie. Des comparaisons dans ces zones ne mèneraient à rien de probant. Néanmoins, l'observation de ces différentes figures nous montrent bien la formation du chenal contournant en rive droite.

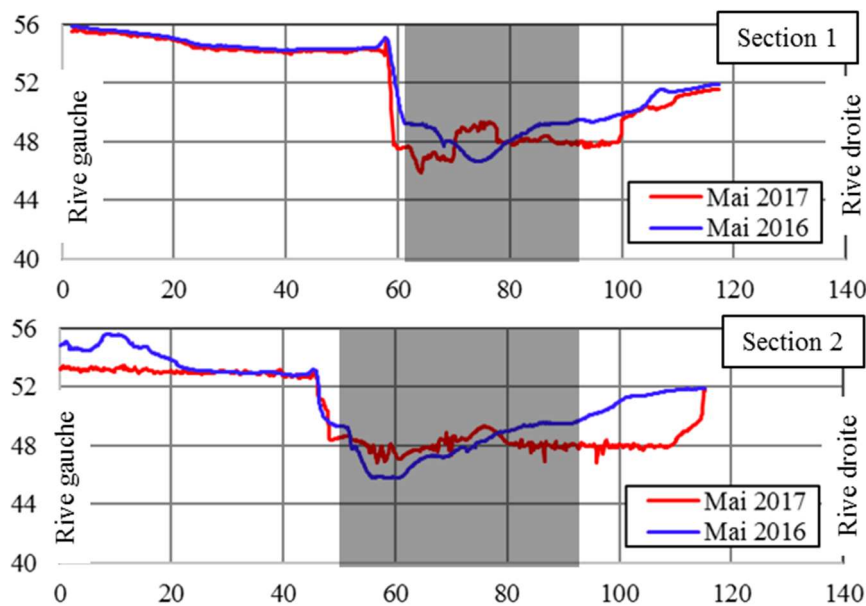


Figure 4-12. Sections 1 et 2 extraites des modèles numériques de terrain de mai 2016 et mai 2017

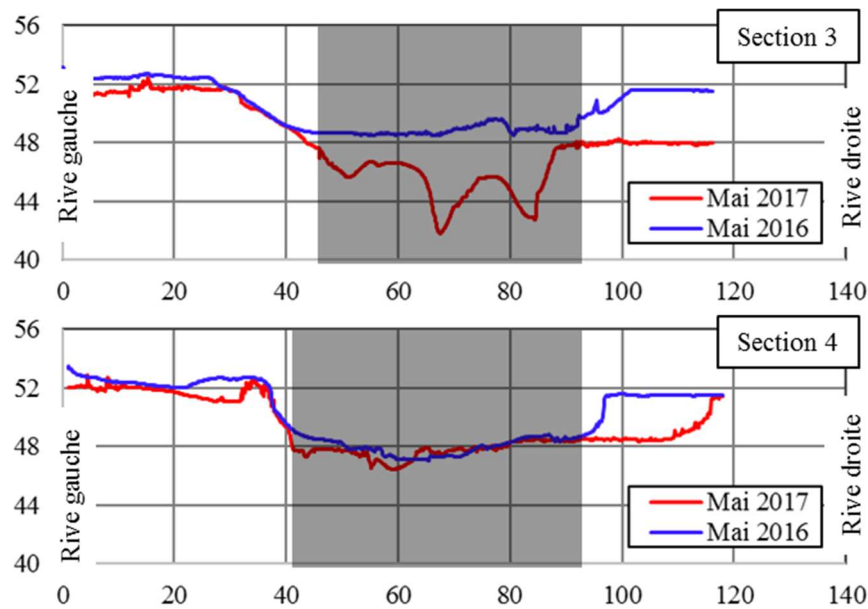


Figure 4-13. Sections 3 et 4 extraites des modèles numériques de terrain de mai 2016 et mai 2017

4.5 Modifications morphologiques de la rivière

On peut suspecter que le déversoir de Dory n'est pas le seul endroit du tronçon de 8 km que nous étudions qui a subi des changements de morphologie. Les photos qui illustrent l'impact du passage de l'ouragan montrent que certaines berges ont été fortement modifiées. Concernant le tronçon de 8 km sur lequel nous nous concentrons pour ce travail, nous avons relevé, outre Dory, différents autres sites où, en parcourant la rivière, il nous semble que le cours de celle-ci a été modifié. Nous allons dans cette section caractériser ces modifications morphologiques.

4.5.1 Méthodologie

Pour pouvoir évaluer l'évolution du tracé de la rivière dans les périmètres que nous avons définis, nous allons comparer les modèles numériques de terrain obtenus à partir des vols effectués en mai 2016 et de nouveaux vols effectués en mai 2017. La méthodologie pour obtenir les deux modèles numériques de

terrain est rigoureusement identique. Elle correspond à ce que nous avons détaillé dans le chapitre traitant de la photogrammétrie.

Le référencement des modèles, basé sur des points de repères au sol est possible grâce à des bases installées durant le travail de mai 2016 à intervalles réguliers le long de la rivière. Une réinstallation de la station de base servant au récepteur GNSS est dès lors possible dans n'importe quelle zone de la rivière et permet de se repositionner dans le repère propre au projet. Des points d'appui au sol peuvent ensuite être dispersés sur la zone à survoler pour répéter la procédure nécessaire au travail de photogrammétrie.

Une fois le nouveau modèle numérique de terrain obtenu, il est dès lors possible de le comparer au précédent. La différence des deux modèles permet de discriminer les endroits où la différence entre les deux modèles est importante. Une inspection visuelle des orthophotoplans permet ensuite de discriminer les changements morphologiques d'éventuels autres facteurs entraînant une différence des modèles numériques de terrain.

En effet, comme nous l'avons vu dans un chapitre précédent, les sources d'erreurs dans la construction des modèles numériques de terrain peuvent être multiples. La comparaison de type avant/après de deux modèles peut donc sembler aléatoire. Les erreurs peuvent se combiner pour finalement ne plus présenter de réelles différences mais plutôt des interprétations des photos aériennes divergentes. S'il est vrai qu'il faudra toujours garder un regard critique sur les résultats, et notamment sur leur caractère quantitatif (profondeur du creusement de la berge par exemple), combiner l'étude systématique des différences observées avec les orthophotoplans avant/après permet de caractériser de manière intéressante les changements morphologiques de la rivière.

Les Figure 4-14 et Figure 4-15 présentent les situations où nous observons une différence entre les deux modèles numériques de terrain. Chacune de ces situations permet d'identifier une origine particulière à la différence observée.

La Figure 4-14 montre deux situations pour lesquelles la différence illustrée par la soustraction des modèles numériques de terrain ne devrait pas apparaître. En effet, lorsque nous observons les orthophotoplans avant/après, on peut en déduire deux choses. Pour (a), on observe sur les orthophotoplans avant/après que nous sommes en présence d'une zone boisée, qui n'a pas fondamentalement changé de 2016 à 2017. Par contre, la perspective de vue

sur les orthophotoplans est très différente entre les deux années. Cette différence est très probablement due au fait que les parties considérées se trouvent en bordure de panneau. Or nous avons vu que c'est dans ces zones que la précision de nos modèles est la moins bonne. Cette situation apparaît donc comme non pertinente dans notre recherche des changements morphologiques de la rivière. Pour (b), la différence des modèles numériques de terrain montre un changement important. Néanmoins, ce dernier est concentré sur la zone de l'écoulement. Or nous avons vu que la méthode photogrammétrique n'est pas efficace pour restituer la surface de l'eau. Les différences observées dans cette situation relèvent donc certainement d'interprétations divergentes de la surface de l'eau par la méthode photogrammétrique plutôt que d'une réelle modification du lit de la rivière. Nous écarterons donc également ces situations de notre étude des changements morphologiques. Ces deux situations que nous venons de détailler représentent donc des différences artificielles inhérentes aux limites de la méthode photogrammétrique. Néanmoins, nous voyons qu'il est facilement possible de discriminer ces situations avec une observation adéquate des orthophotoplans avant/après.

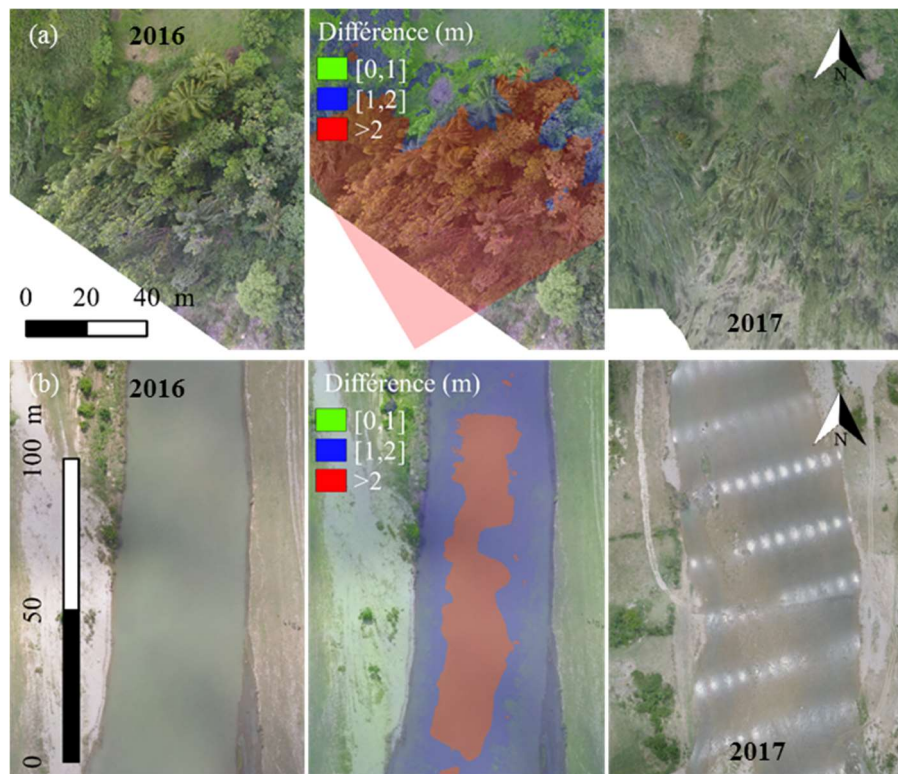


Figure 4-14. Différence de topographie due à la méthode photogrammétrique (a) zone de recouvrement de panneau MNT (b) surface d'eau exclusivement

La Figure 4-15 présente deux situations qui montrent une différence justifiée entre les modèles numériques de terrain de 2016 et 2017. Cette différence se matérialise par un élément de terrain. Pour la partie (a), on peut observer que l'état du champ qui montre une différence d'altitude est modifié entre 2016 et 2017. En 2016, le champ était recouvert d'une culture, probablement relativement haute alors qu'en 2017, le sol est nu. Et nous observons bien que sur les alentours du champ, et singulièrement les chemins qui l'entourent, la différence est moins ou pas marquée. Néanmoins, même si nous observons une modification réelle du terrain, il ne s'agit pas encore d'un changement morphologique du lit de la rivière. C'est finalement ce que nous observons pour la partie (b) de la Figure 4-15. La différence des modèles numériques de terrain est due au creusement d'une berge. L'inspection visuelle des orthophotoplans avant/après permet de s'en rendre compte.

Il semble également évident qu'il est préférable de concentrer les recherches sur les berges de la rivière. Néanmoins, comme les rivières haïtiennes sont très souvent alimentées par des ravines qui n'apparaissent que lors d'évènements pluvieux importants, nous aurons une attention particulière aux différences que nous observons en dehors de la zone d'écoulement de la rivière.

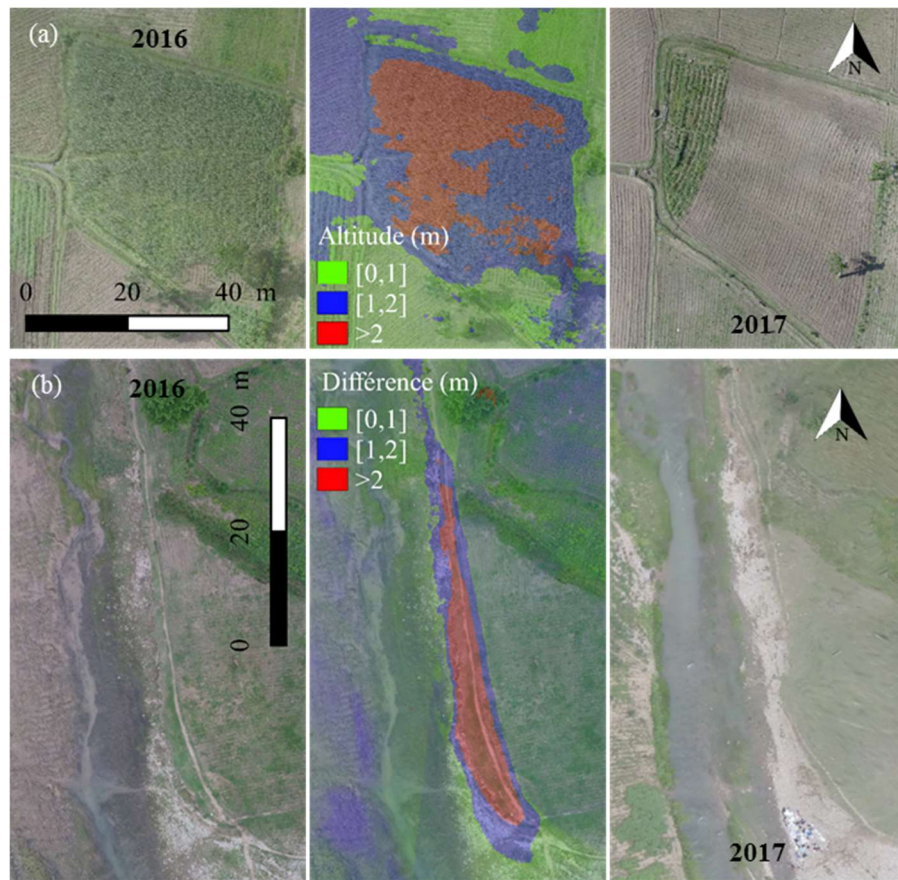


Figure 4-15. Différence de topographie due au terrain (a) une culture différente (b) une modification de la berge

Finalement, la méthodologie que nous adoptons permet d'observer les zones où un changement morphologique s'est opéré entre mai 2016 et mai 2017. Pour les zones qui ont pu être à nouveau survolées après le passage de l'ouragan Matthew, nous allons de manière systématique faire l'inventaire des éléments de changements de morphologie de la rivière que nous avons pu observer en cherchant à les caractériser le mieux possible.

4.5.2 L'influence de Matthew sur la morphologie de notre tronçon de rivière

Trois zones ont pu être resurvolées en mai 2017 pour le tronçon que nous étudions dans ce travail. L'emplacement de ces zones est illustré par la Figure 4-16. En appliquant la méthodologie que nous avons détaillée plus haut, nous avons recensé 9 situations de réels changements morphologiques que nous allons caractériser zone par zone.

Notons que nous discuterons également dans cette section des autres informations que peuvent nous apporter ce second survol de la rivière, principalement en termes d'évolution de la couverture du sol, et notamment les sédiments charriés rendant les terres impropres à l'exploitation agricole.

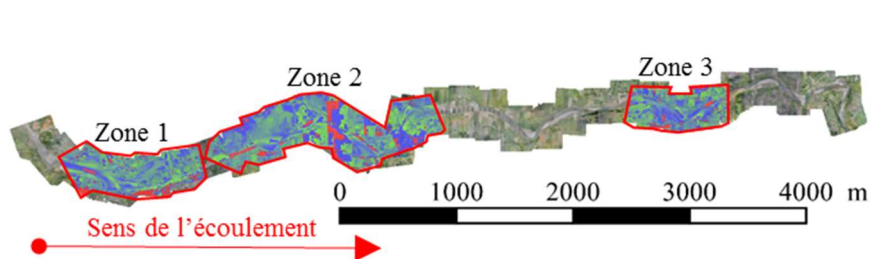


Figure 4-16. Emplacement des zones de changements morphologiques

La première zone – Figure 4-17 – couvre une portion de rivière allant du point kilométrique PK0.481 au PK1.661. On peut voir en transparence sur les orthophotoplans un modèle des différences entre les topographies établies à partir des vols de mai 2016 et ceux de mai 2017. À partir de ce MNT des différences, on a recensé 2 changements morphologiques pour la zone 1.

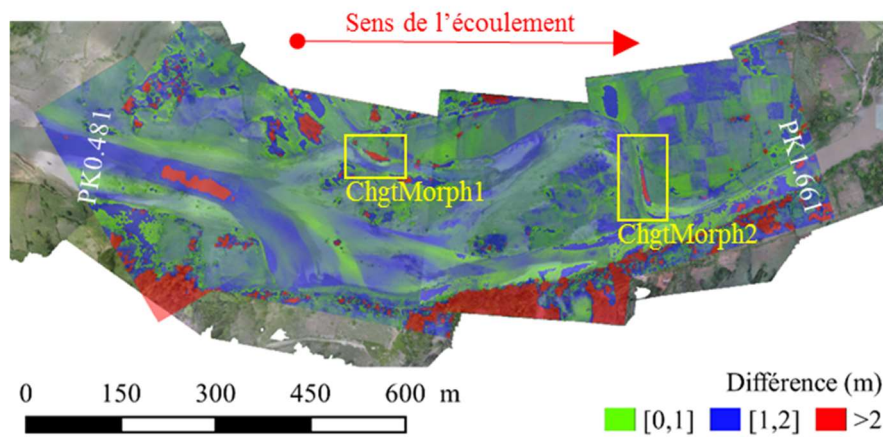


Figure 4-17. Implantation des changements morphologiques relevés sur la rivière

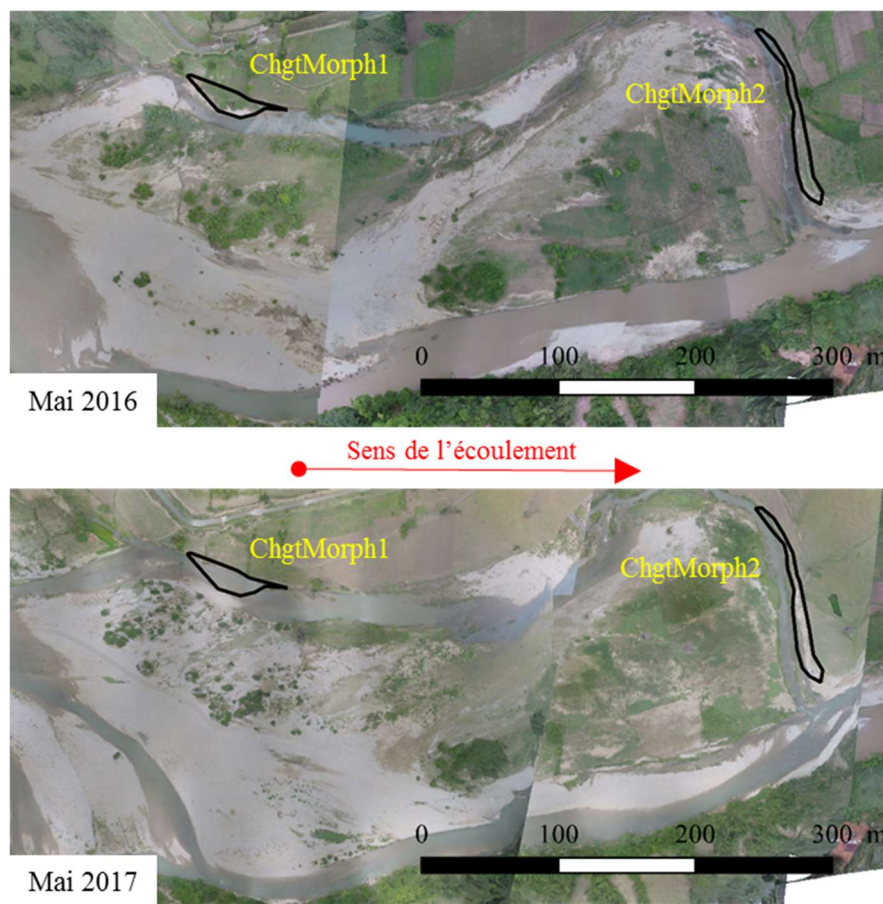


Figure 4-18. Comparaison de la situation entre mai 2016 et mai 2017

Changement morphologique 1

Situé à hauteur du PK0.900, ce premier changement morphologique est une érosion de berge. La surface érodée est de 400 m² sur une hauteur de plus de 3 m. Sur la coupe, on observe clairement le recul de la berge. Le tracé de celle-ci a été rectifié pour s'aligner sur un large méandre dont l'extrados est situé au nord de la rivière. Notons enfin que cette modification de berge a amputé de 30% environ le champ qui le borde. Cela n'est donc pas sans impact sur les populations environnantes.

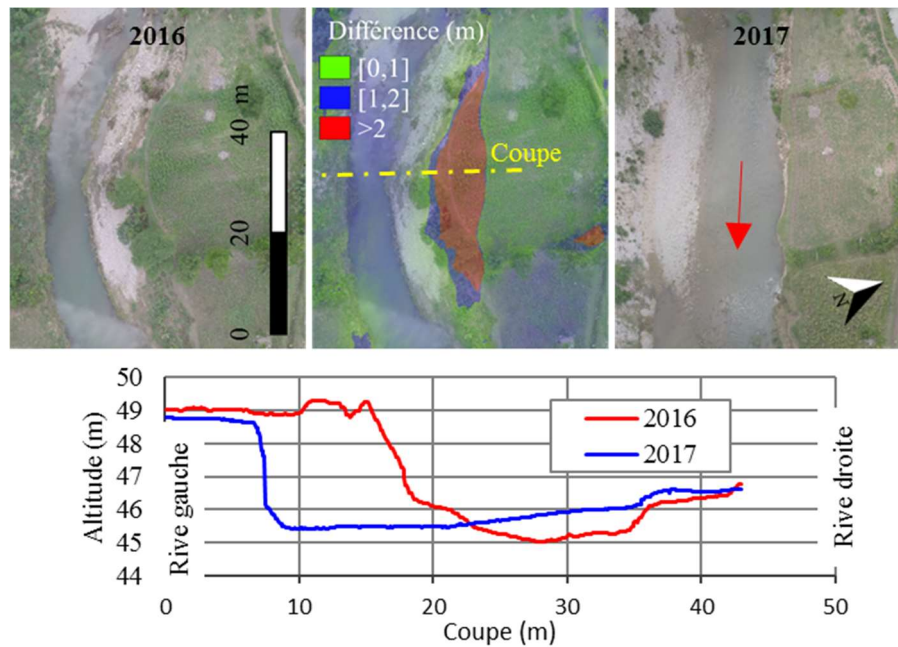


Figure 4-19. Changement morphologique 1

Changement morphologique 2

Situé à hauteur du PK1.480, le second changement morphologique est une érosion de berge due à la concentration de l'écoulement dans le chenal principal. La berge observée ici se trouve à l'angle d'un rétrécissement du chenal. La superficie de la zone érodée est de 550 m² sur une hauteur de plus de 3 m. Sur la coupe, on observe un recul de la berge avec un profil très similaire entre 2016 et 2017. Une nouvelle fois, la surface érodée était auparavant un espace agricole.

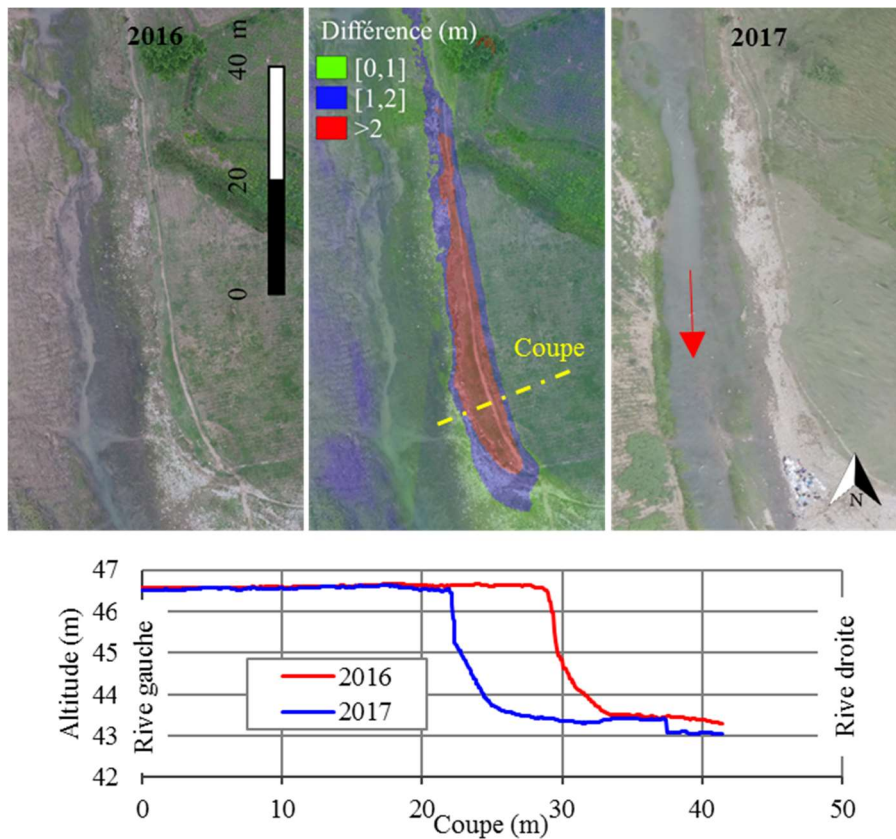


Figure 4-20. Changement morphologique 2

La seconde zone resurvolée – Figure 4-21 – couvre une portion de rivière allant du point kilométrique du PK1.863 au PK4.179. On peut voir en transparence sur les orthophotoplans un modèle des différences entre les topographies établies à partir des vols de mai 2016 et ceux de mai 2017. A partir de ce MNT des différences, on a rescencé 4 changements morphologiques pour la zone 2.

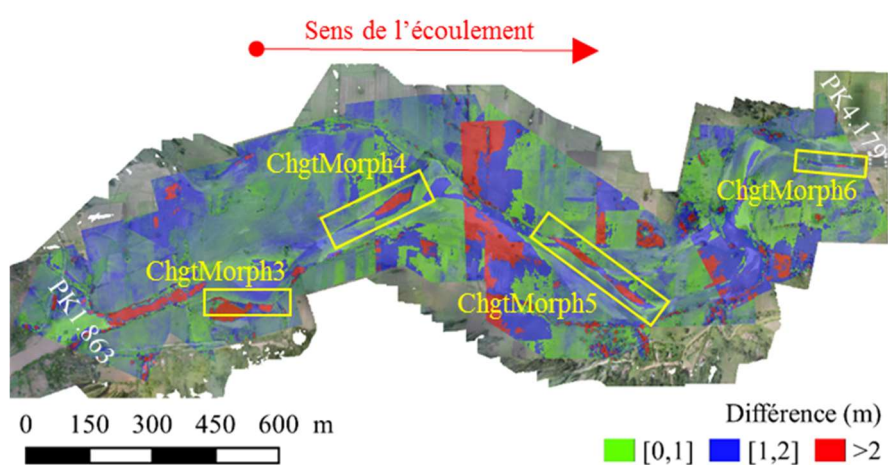


Figure 4-21. Implantation des changements morphologiques de la zone 2

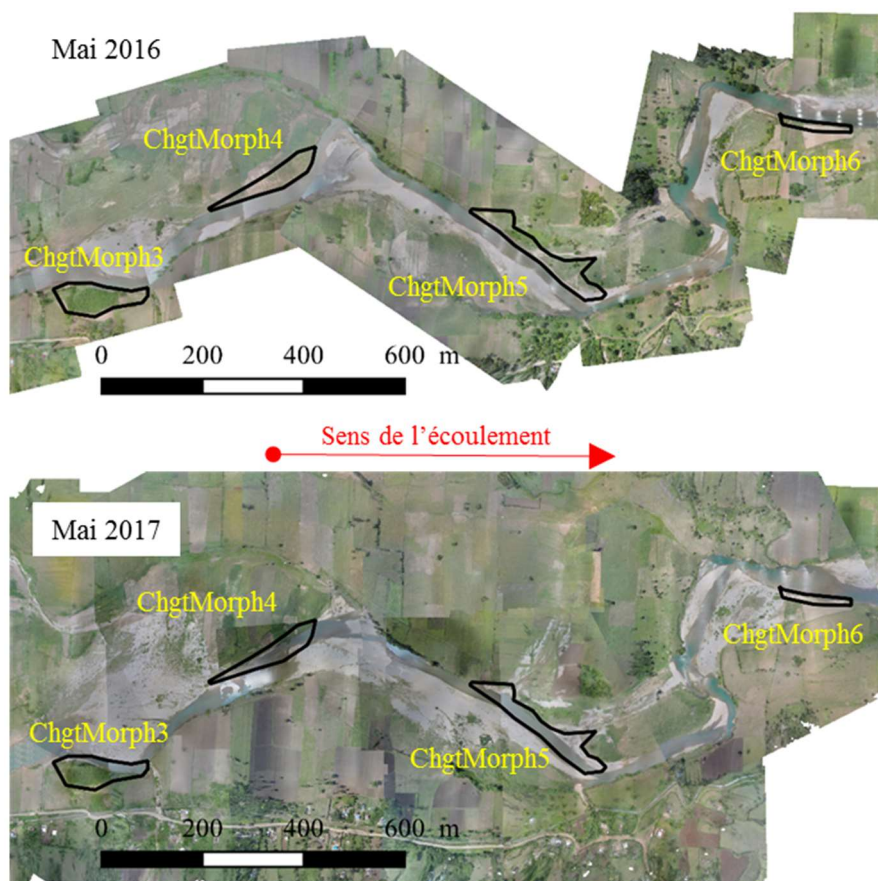


Figure 4-22. Comparaison de la situation entre mai 2016 et mai 2017

Changement morphologique 3

Situé à hauteur du PK2.270, ce troisième changement morphologique est une érosion de berge importante. La surface érodée est de 2000 m² sur une hauteur variant entre 2 et 3 m. Sur les coupes, on observe que le recul de la berge est plus important au point le plus à l'extérieur du méandre. Ce dernier creuse la berge et le tracé s'accroît vers le sud de la rivière.

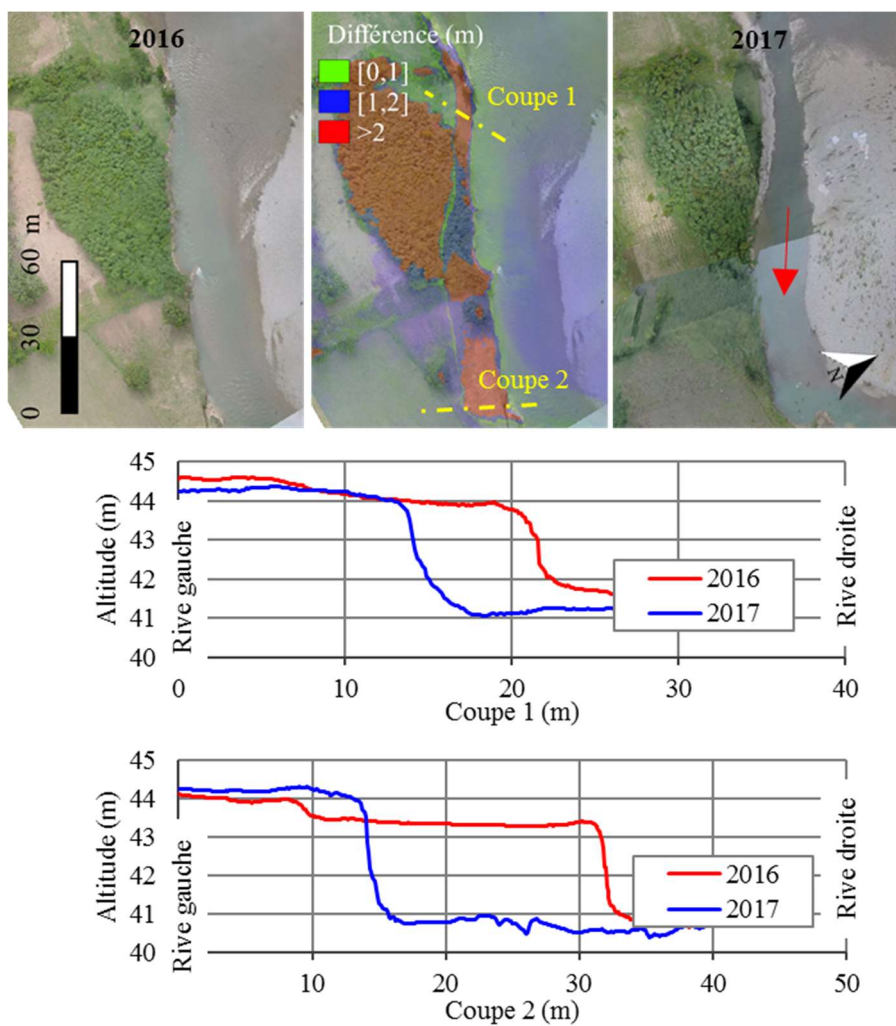


Figure 4-23. Changement morphologique 3

Changement morphologique 4

Situé à hauteur du PK2.700, ce quatrième changement morphologique est une érosion de berge importante due à la présence d'un méandre directement en aval (voir Figure 4-22). La surface érodée est de 5600 m² sur une hauteur oscillant entre 1 et 2 m. Sur la coupe, on observe que le terrain présentait déjà une certaine pente en 2016 et que le passage de l'ouragan Matthew a eu pour effet de creuser un peu plus le terrain et de rendre la berge plus abrupte. Le méandre creuse son extrados, ce qui a notamment pour effet, de déplacer le thalweg de la rivière pour l'emmener vers la rive nord. De plus, le chenal principal d'écoulement a tendance à s'écarter vers l'extérieur du méandre.

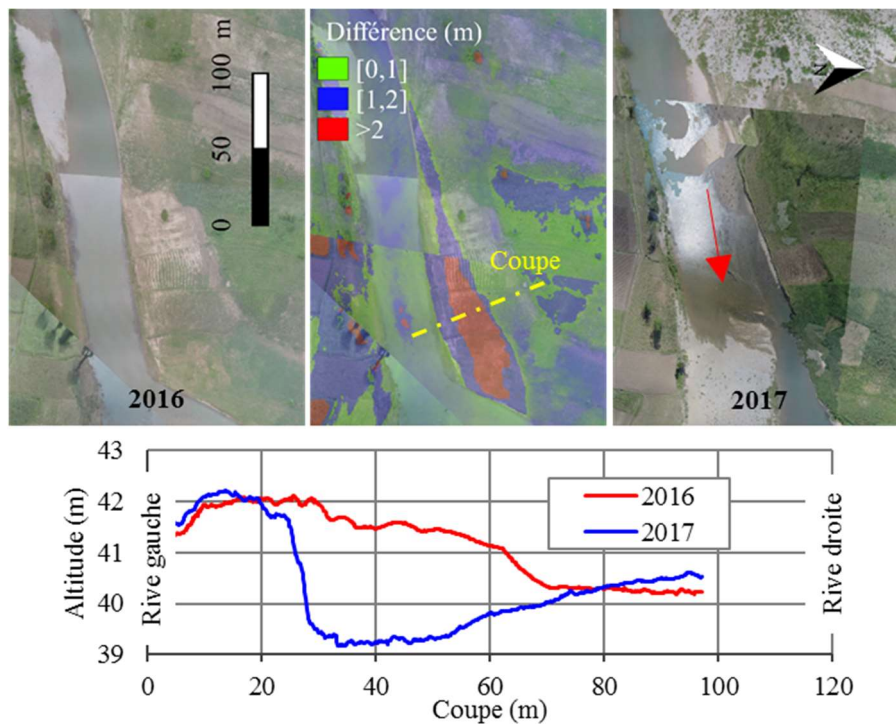


Figure 4-24. Changement morphologique 4

Changement morphologique 5

Situé à hauteur du PK3.100, ce cinquième changement morphologique est une érosion de berge sur plus de 300 m due à la probable submersion de la berge. En effet, à cet endroit, on observe au sol, de nombreux sédiments charriés au-delà du creusement du méandre. L'écoulement a coupé le méandre et érodé la berge située à l'intrados de la première moitié du méandre. La surface érodée est de 7000 m² sur une hauteur oscillant entre 2 et 3 m.

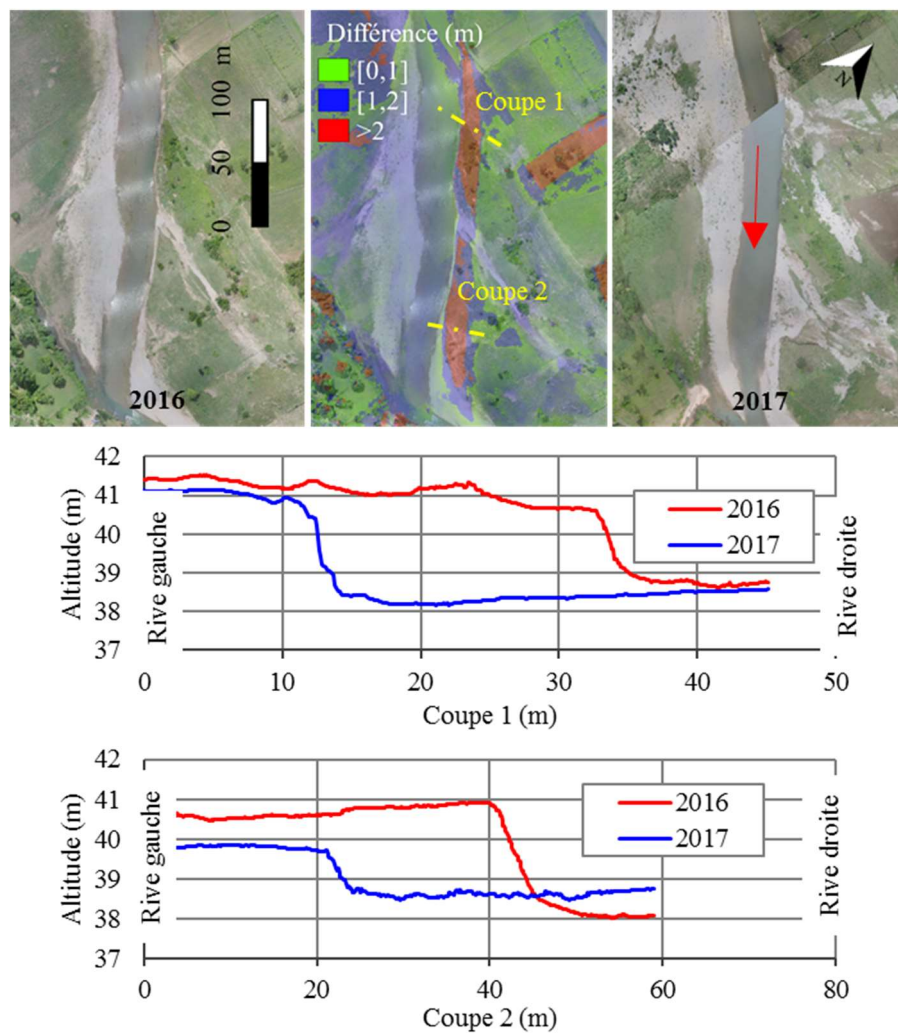


Figure 4-25. Changement morphologique 5

Changement morphologique 6

Situé à hauteur du PK4.250, le sixième changement morphologique est un petit creusement de berge dans l'extrados d'un très large méandre. Cependant, sur la Figure 4-22, on peut observer que ce changement de morphologie s'opère à la sortie d'une courbe en s. Le dépôt de sédiments chariés à l'intérieur de cette courbe montre que l'écoulement a sans doute coupé le tracé du lit mineur et submergé la berge par la droite également. La superficie de l'érosion est de 1100 m² sur une hauteur d'un peu plus de 2 m. Notons que cette fois-ci encore, ce changement de morphologie empiète sur des zones anciennement dédiées à l'agriculture.

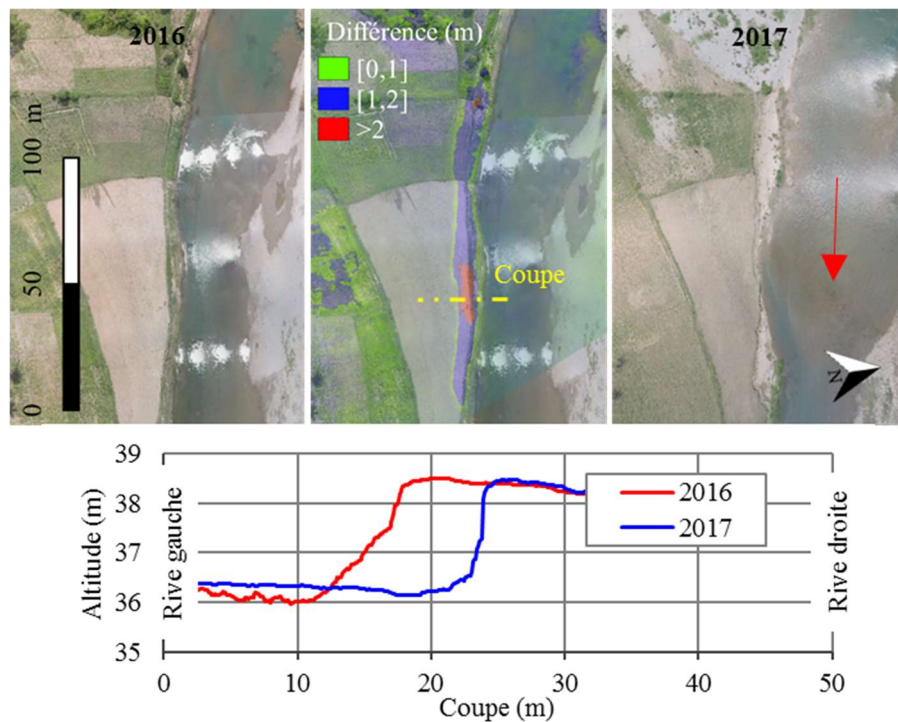


Figure 4-26. Changement morphologique 6

La troisième zone resurvolée – Figure 4-27 – couvre une portion de rivière allant du point kilométrique du PK6.140 au PK7.266. On peut voir en transparence sur les orthophotoplans un modèle des différences entre les topographies établies à partir des vols de mai 2016 et ceux de mai 2017. À partir de ce MNT des différences, on a recensé 3 changements morphologiques pour la zone 3.

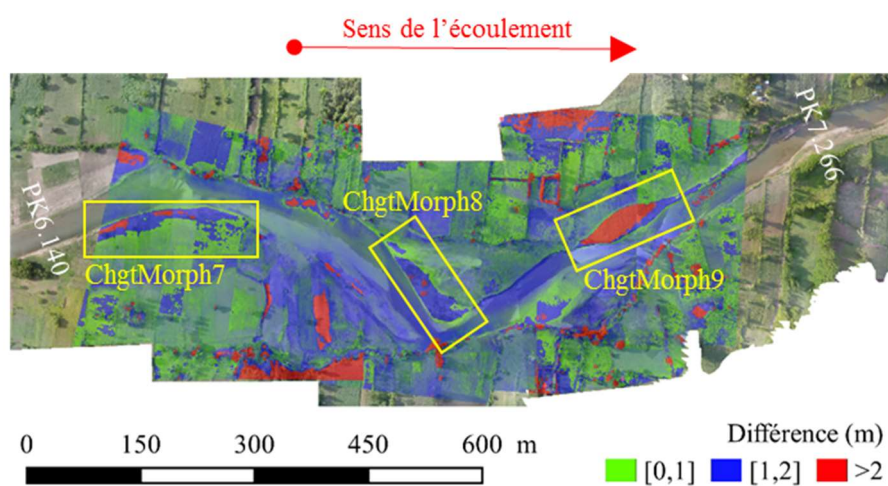


Figure 4-27. Implantation des changements morphologiques de la zone 3

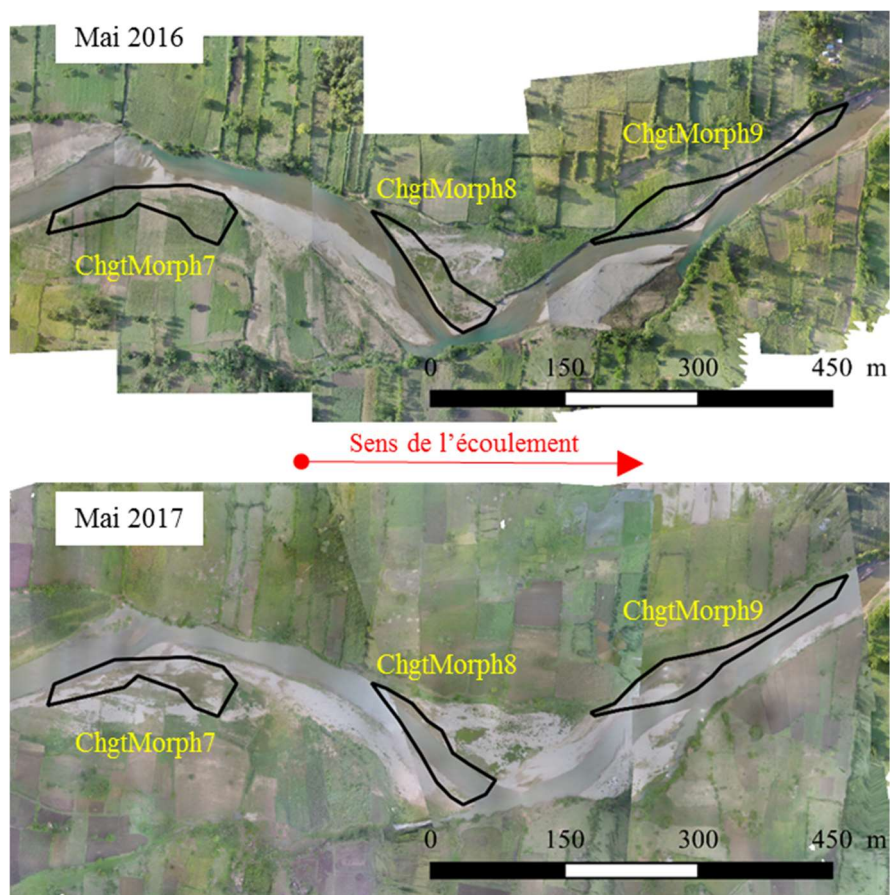


Figure 4-28. Comparaison de la situation entre mai 2016 et mai 2017

Changement morphologique 7

Situé à hauteur du PK6.200, le septième changement morphologique est la première manifestation d'une coupure de méandre importante qui se produit dans la rivière à haut débit. La zone érodée, si on la limite à la partie qui présente une différence topographique importante, est de 4800 m² mais on peut observer sur l'orthophotoplan de 2017 que l'étendue des sédiments charriés et déposés dans la zone est plus large. La coupe de la berge montre également que c'est surtout la partie supérieure de la berge qui a été emportée, laissant une pente de talus plus progressive que la pente très raide initiale. La Figure 4-28 qui illustre la zone 3 dans son entièreté, montre comment ce septième changement morphologique s'inscrit dans la coupure générale du méandre entre PK6.140 et PK7.022. Nous y reviendrons ultérieurement.

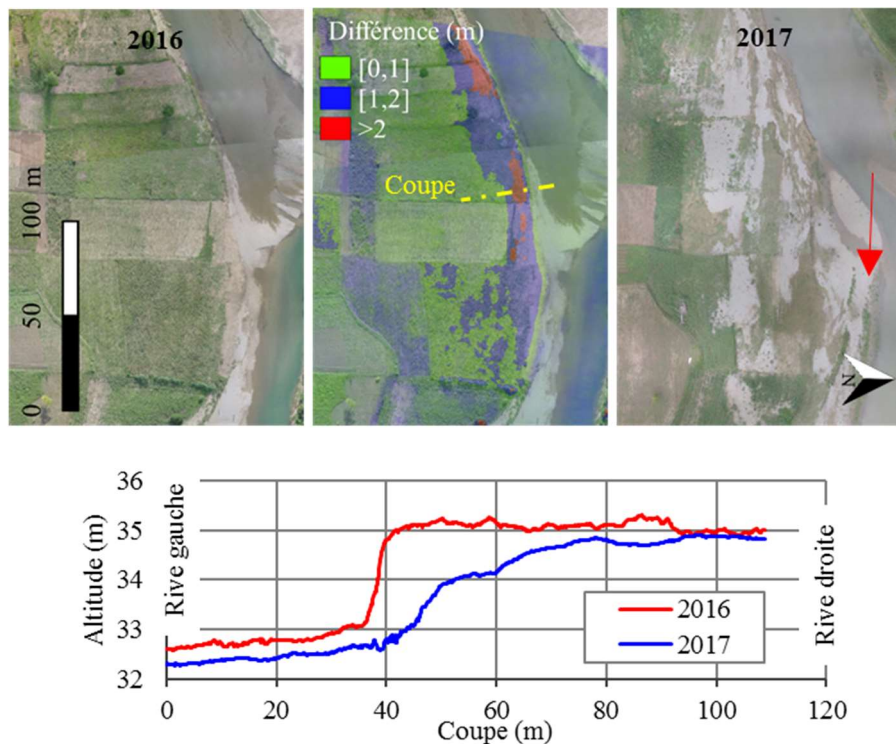


Figure 4-29. Changement morphologique 7

Changement morphologique 8

Situé à hauteur du PK6.600, le huitième changement morphologique est notamment formé par la submersion de la berge lorsque l'écoulement coupe le méandre qui suit. La zone érodée est de 3300 m² et on observe que l'intrados du méandre s'est fortement adouci en 2017 (voir également le plan large sur la Figure 4-28). La coupe de la berge montre un fort recul de la berge sur une profondeur qui reste limitée.

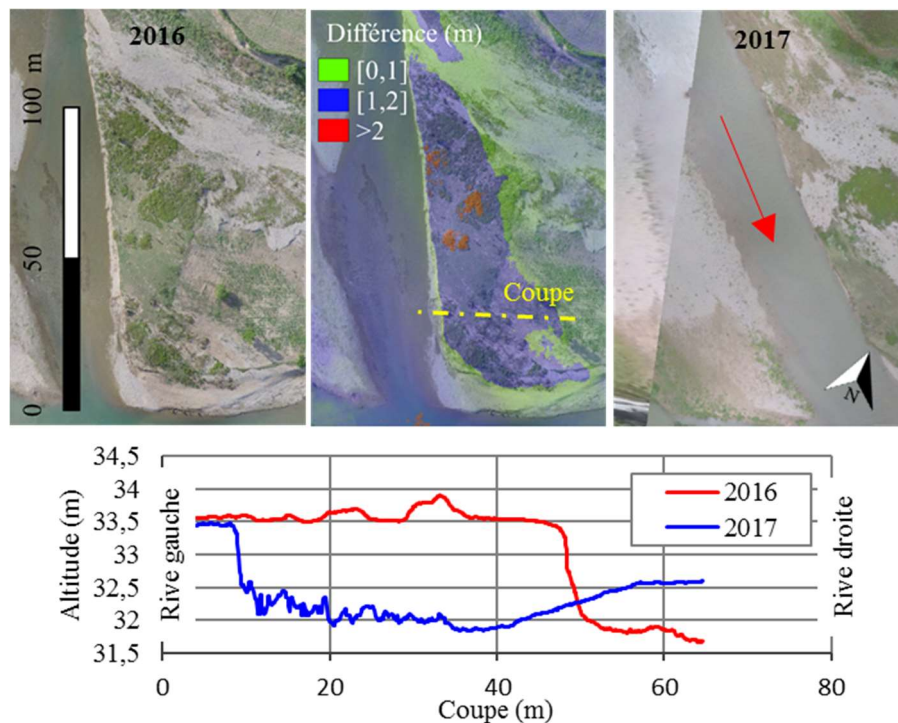


Figure 4-30. Changement morphologique 8

Changement morphologique 9

Situé à hauteur du PK7.000, le neuvième changement morphologique se situe à la sortie de la coupure générale du méandre englobant également les changements morphologiques 7 et 8 (voir Figure 4-28). On observe un recul de la berge important sur une hauteur de presque 3 m. La largeur de la rivière à cet endroit est augmentée de plus de 50%. Notons que la zone érodée sur une superficie de 5500 m² est entièrement une ancienne zone agricole.

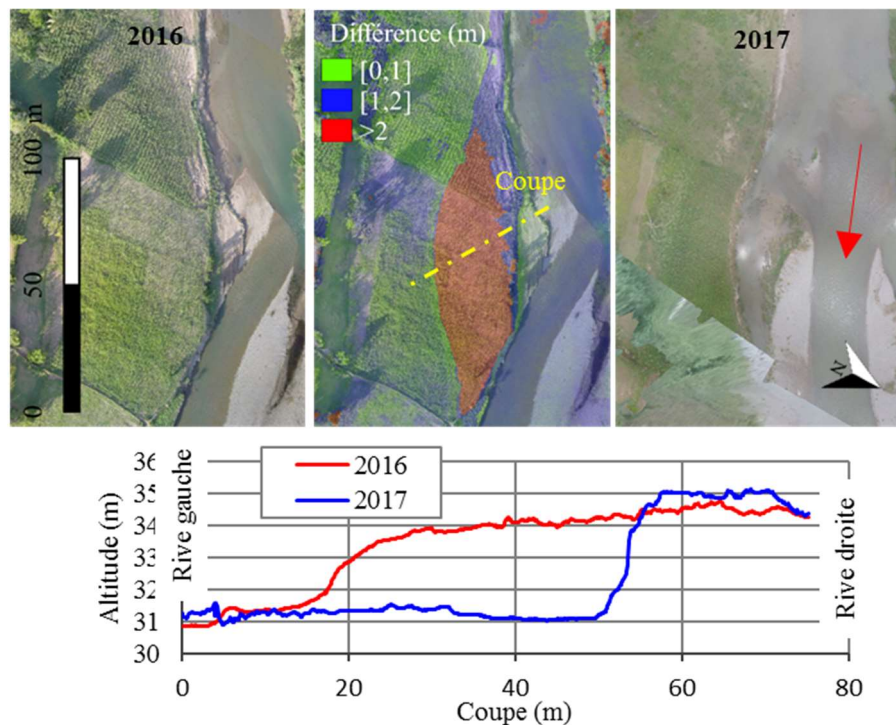


Figure 4-31. Changement morphologique 9

4.5.3 D'autres types d'observations

Notons que disposer d'images aériennes de la rivière avant et après un événement tel que l'ouragan Matthew permet également d'autres types d'observations. Nous allons ici nous intéresser à l'évolution du méandre entre PK6.140 et PK7.022.

Dans un premier temps, intéressons-nous à l'espace qu'occupait l'eau lors des deux survols de mai 2016 et de mai 2017. Lors des deux survols, les conditions

étaient similaires : un débit de la rivière faible et un écoulement qui restait cantonné au lit mineur. Sur la Figure 4-32, on peut observer l'évolution de l'espace occupé par l'écoulement et finalement le déplacement du méandre. Un évènement comme Matthew a donc eu pour effet de modifier l'emplacement et la courbure du méandre.

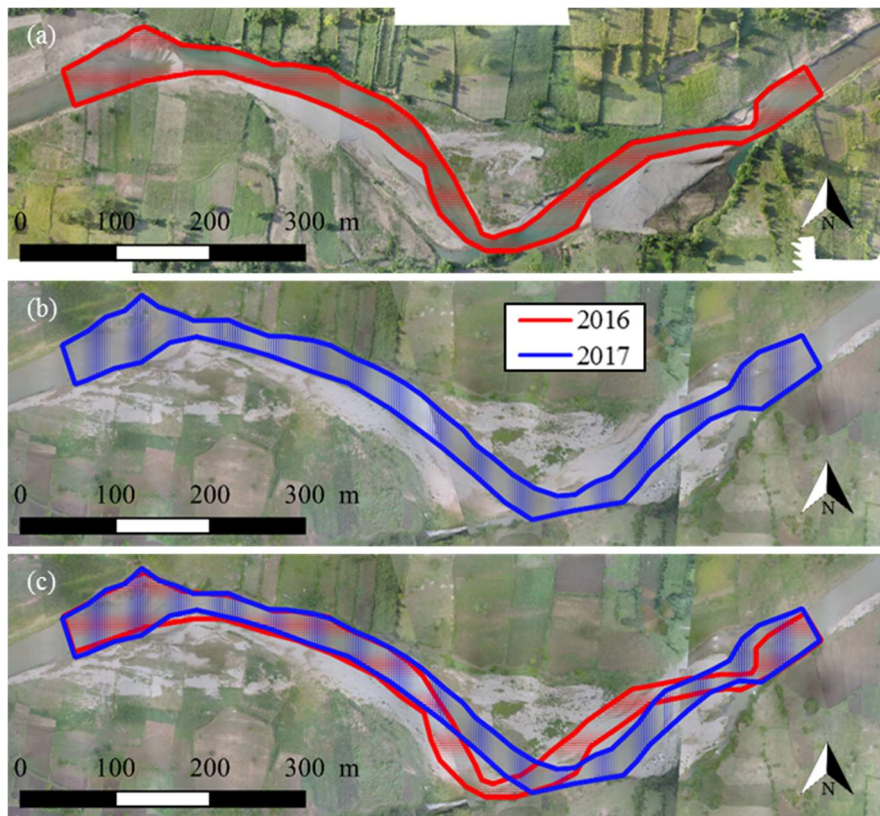


Figure 4-32. Evolution du lit à bas débit (a) chenal 2016 sur fond d'orthophotoplan de 2016 (b) chenal 2017 sur fond d'orthophotoplan de 2017 (c) chenal 2016 et 2017 sur fond d'orthophotoplan de 2017

Pour la figure suivante, nous regardons toujours la même zone, mais nous nous intéressons cette fois à ce qu'on pourrait appeler le lit moyen. Autrement dit, l'espace qu'occupe la majeure partie du débit lorsque l'écoulement est de forte intensité. Pour estimer cet espace, nous utilisons comme limites les berges apparentes et les différences de couverture du sol. Lorsque le sol est couvert de sédiments charriés, nous estimons qu'il appartient à la zone du lit moyen. De la même manière, une différence d'altitude brusque, même éloignée de la

rivière constitue une berge du lit moyen et donc une limite. Sur la Figure 4-33, on peut observer l'évolution de cette zone entre 2016 et 2017. Notons d'abord que pour les deux périodes, on peut imaginer que pour un débit important, il y a un by-pass du méandre. Néanmoins, on observe un élargissement important à l'entrée de la zone en 2017 ainsi qu'à la sortie. L'écoulement a donc tendance à étendre la zone qu'il occupe. Cela n'est évidemment pas sans conséquence pour les populations puisque les terrains gagnés par le lit moyen sont principalement des terrains agricoles qu'il devient impossible de réexploiter une fois la crue terminée.

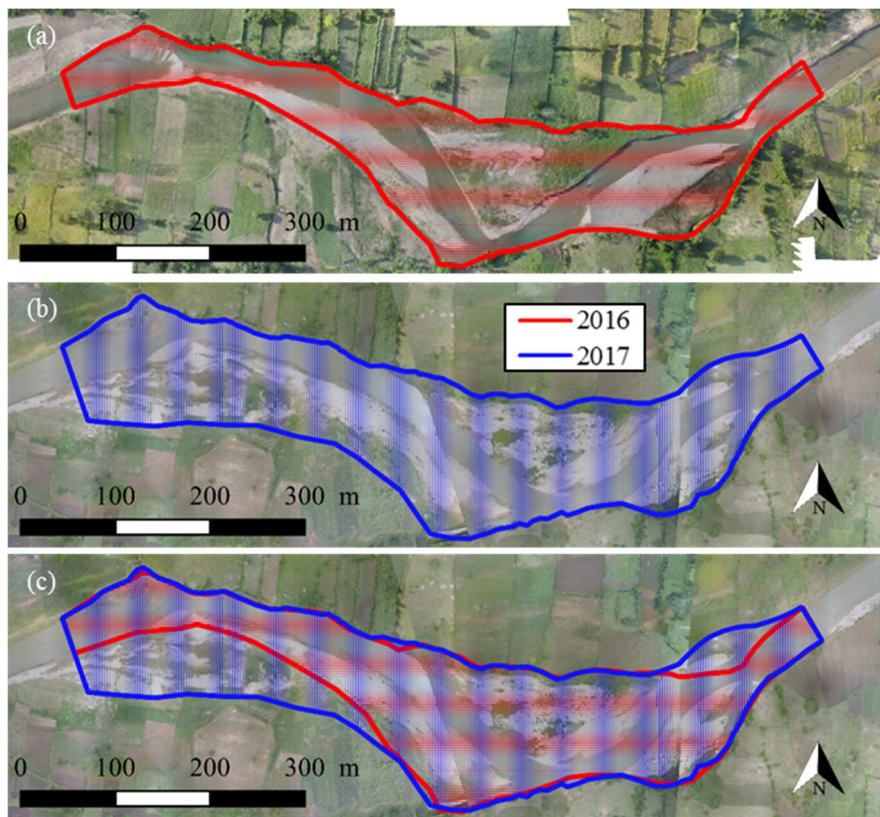


Figure 4-33. Evolution du lit à haut débit (a) chenal 2016 sur fond d'orthophotoplan de 2016 (b) chenal 2017 sur fond d'orthophotoplan de 2017 (c) chenal 2016 et 2017 sur fond d'orthophotoplan de 2017

4.6 Quelques données hydrauliques

Nous avons pu définir un ensemble important de données sur la rivière. Concernant l'ouragan Matthew, nous avons pu montrer certaines des conséquences que l'évènement a provoquées sur la rivière Cavaillon et ses abords. Nous allons maintenant nous intéresser aux données hydrauliques que nous possédons. Nous l'avons décrit dans l'introduction, la rivière Cavaillon a fait l'objet d'une certaine instrumentation, parfois durant des périodes limitées. Dans cette section, nous proposons d'essayer de composer un ensemble cohérent de données hydrauliques qui permettront de réaliser des simulations d'écoulement sur la rivière.

Le relevé des données mesurées n'étant pas assuré de manière continue sur la durée du projet, nous concentrerons notre analyse sur deux périodes bien définies. La première est un évènement pluvieux quelconque dont les mesures s'étalent du 25 mai 2016 au 6 juin 2016 pour lequel nous possédons de bonnes données de mesures de niveau à trois endroits sur la zone étudiée. Le second est l'ouragan Matthew pour lequel nous avons pu consolider un certain ensemble de mesures.

4.6.1 Les mesures disponibles

Concernant le déversoir de Dory, comme nous l'avons déjà évoqué dans le chapitre traitant du déversoir, il s'agit d'une station limnimétrique installée quelques dizaines de mètres à l'amont du déversoir (voir Figure 4-34(b)). Cette sonde de pression de type *OTT PLS* (voir Figure 4-34(a)) possède une cellule de mesure à membrane céramique capacitive. Le module électronique enregistre les valeurs de pression et de température et obtient, par la compensation des effets de température, de la densité relative de l'eau et de l'attraction terrestre spécifique au niveau du site en question, des niveaux d'eau reproductibles et précis. La sonde est reliée à un enregistreur de type *OTT DuoSens*. La résolution des mesures permet l'enregistrement du niveau d'eau toutes les 6 minutes. La sonde est placée dans un tube en acier percé à différents endroits pour laisser entrer l'eau. Le tube en acier lui-même est fixé à des piquets, également en acier, enfoncés dans le lit de la rivière. Un câble enterré relie la sonde à l'enregistreur. En plus de la station de Dory, deux sondes permettant de mesurer le niveau d'eau ont été installées mi-mai 2016 à *Clonard* et *Gros-Marin*. Il s'agit de deux sondes de pression de type *OTT*

Orpheus Mini (voir Figure 4-34(c)), équipées également de cellule de mesure à membrane céramique capacitive ainsi que d'une sonde de température. La sonde est également munie d'un enregistreur intégré qui permet l'enregistrement d'un grand nombre de données. La résolution temporelle de la mesure est d'un enregistrement du niveau d'eau toutes les 10 minutes.



Figure 4-34. Instrumentation de Clonard et de Gros-Marin

La Figure 4-35 présente l'implantation géographique de ces sondes sur le tronçon de rivière étudié. Leur disposition permet d'établir un jeu de données minimum permettant d'éventuelles simulations hydrauliques. La sonde Dory permet de mesurer le niveau d'eau à l'amont du déversoir, ce qui permet d'évaluer le débit qui s'écoule sur celui-ci à partir des résultats du chapitre précédent. Ensuite la sonde Gros-Marin est située à l'aval du tronçon étudié. Elle permet de définir une condition aval au modèle. La sonde Clonard, enfin, placée au centre du tronçon permet d'obtenir un point de comparaison entre d'éventuelles simulations et une mesure réelle.

Lieu	Longitude <i>m</i>	Latitude <i>m</i>	Altitude <i>m</i>	Type de sonde
Dory	634107,57	2029407,36	49,55	OTT PLS
Clonard	637158,86	2029218,38	37,85	OTT Orpheus Mini
Gros-Marin	640565,69	2029737,24	29,48	OTT Orpheus Mini

Tableau 4-1. Tableau des coordonnées des sondes

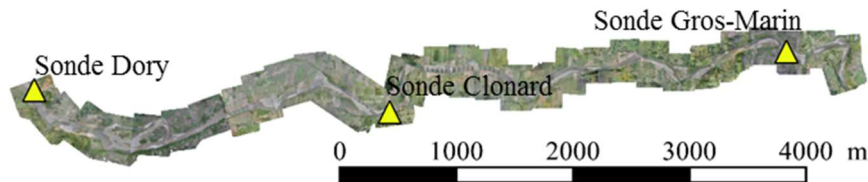


Figure 4-35. Emplacement des sondes sur le tronçon

4.6.2 L'évènement de mai 2016

Pour la période s'étalant du 25 mai 2016 au 06 juin 2016, nous possédons une suite fiable de mesures de hauteurs d'eau pour les trois sondes qui ont été placées sur la rivière. Ces mesures nous permettent de disposer d'un jeu de données complet pour effectuer une simulation de l'écoulement puisque le niveau d'eau mesuré à Dory peut être transformé en débit via la relation hauteur-débit du déversoir (nous utiliserons ici l'approche par tranches). Les Figure 4-36, Figure 4-37 et Figure 4-38 représentent respectivement les mesures à Dory, à Gros-Marin et à Clonard.

Concernant les mesures à Dory, on observe une légère variation du niveau d'eau à l'amont du déversoir (+ 0,5 m), ce qui entraîne une variation du débit depuis 20 m³/s jusqu'à 40 m³/s. Ces débits ne représentent pas des valeurs extrêmes mais plutôt une image d'un débit classique de la rivière. L'objectif de rassembler des données pour un tel évènement est de pouvoir calibrer une éventuelle simulation pour vérifier que celle-ci peut effectivement reproduire le comportement observé. Une simulation de l'écoulement dans la rivière pour des débits communs permet aussi d'établir quelles zones sont quasi-systématiquement sous eau et quelles autres restent à sec.

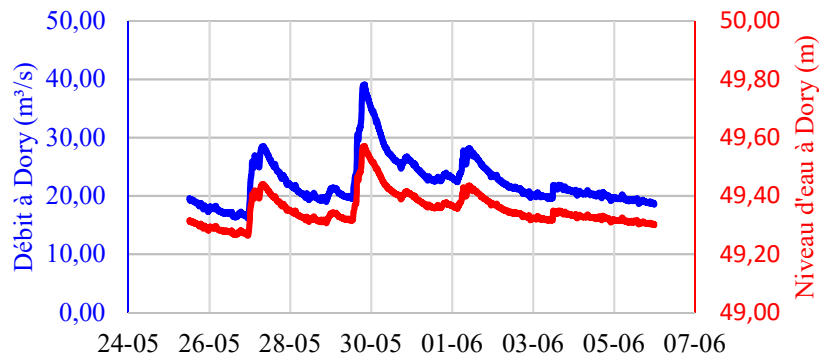


Figure 4-36. Evolution du niveau d'eau et du débit à Dory

La Figure 4-37 permet d'avoir la variation du niveau de l'eau à l'aval du tronçon étudié. Ce niveau est utilisé pour donner une condition limite aval à un éventuel modèle. On peut observer que l'évolution du niveau suit un profil similaire à l'évolution du niveau à Dory. On reviendra sur cette observation plus tard.

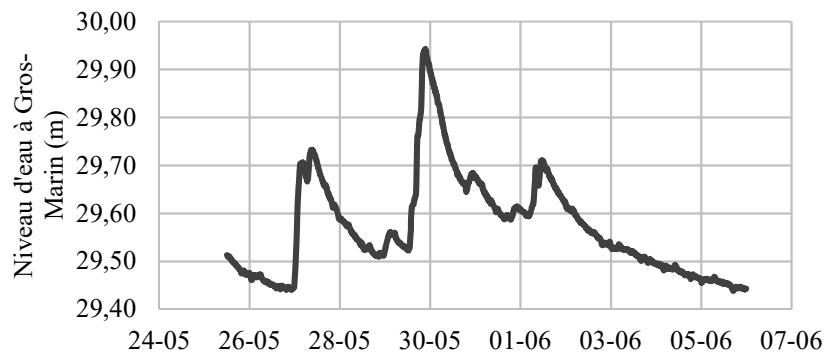


Figure 4-37. Evolution du niveau d'eau à Gros-Marín

Enfin, la Figure 4-38 montre l'évolution du niveau à Clonard. Cette information n'est pas nécessaire pour réaliser la simulation, néanmoins, elle peut s'avérer utile pour donner un point de comparaison entre l'écoulement mesuré et l'écoulement simulé. Cette mesure peut également servir pour d'éventuelles calibrations nécessaires pour réaliser une simulation.

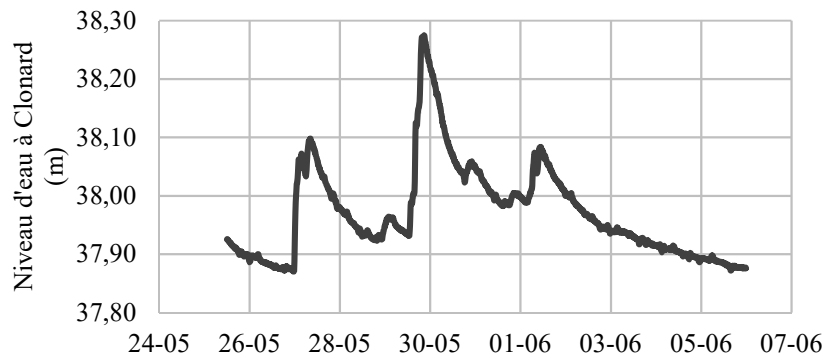


Figure 4-38. Evolution du niveau d'eau à Clonard

L'évolution des niveaux d'eau à différents endroits de la rivière présente un profil similaire. Néanmoins, on observe un décalage dans le temps de ses profils, ce qui permet d'évaluer le temps de parcours d'une onde dans l'écoulement depuis Dory jusqu'à la sortie du tronçon de 8 km. Sur la Figure 4-39, on peut observer l'évolution des pics de niveau pour la période concernée. Le niveau d'eau a été adimensionnalisé pour pouvoir être comparé, en divisant les valeurs enregistrées par une sonde par le maximum enregistré par cette même sonde. On peut y évaluer le décalage entre les différents points de mesures du niveau (environ 40 minutes entre chaque sonde de mesure).

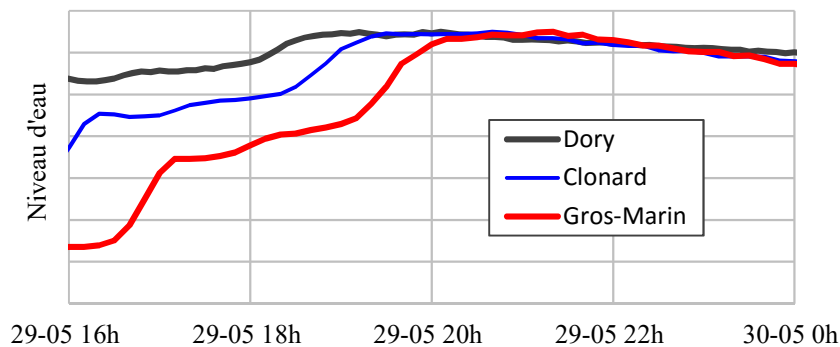


Figure 4-39. Comparaison des pics de niveau d'eau à Dory, Clonard et Gros-Marine

4.6.3 L'évènement de septembre 2016

Nous avons présenté l'ouragan Matthew ainsi que l'influence que son passage a eue sur la rivière Cavaillon. Nous allons ici essayer de rassembler les informations que les instruments de mesure ont pu enregistrer de son passage.

Malheureusement, les deux sondes de Clonard et Gros-Marín n'ont pas résisté à l'ouragan. Elles ont été emportées par l'écoulement et les données n'ont pas pu être sauvées. Pour ce qui est de la sonde de Dory, elle n'a pas non plus résisté à l'ouragan, mais l'enregistrement des données se faisant indépendamment de la prise de mesure, les mesures effectuées avant que la sonde ne soit emportée ont pu être conservées.

Rappelons également que la rivière a creusé un by-pass au déversoir modifiant donc profondément le profil de la hauteur d'eau (voir 4.4). A partir de ces divers éléments, nous allons donc dans cette section essayer d'établir un scénario probable de l'évolution du niveau d'eau à Dory pendant l'évènement et proposer en conséquence une évolution du débit dans la rivière.

La montée du niveau jusqu'au pic de crue

Dans un premier temps, intéressons-nous à ce que la sonde de pression a enregistré à l'amont de Dory avant d'être emportée par l'écoulement. La Figure 4-40 représente l'évolution du niveau d'eau et de la pluie à Dory pendant la période où l'ouragan a eu une influence dans la zone. On observe que le niveau est assez constant pendant une longue période avant de grimper de manière très forte pendant plusieurs heures pour atteindre un maximum de 52,43 m. Ensuite, on observe une diminution brusque du niveau d'eau enregistré par la sonde pour enfin ne plus avoir de données à partir du 4 octobre à 10h54. Sur le même graphe, on indique l'évolution de la pluie pour la même période. Le pluviographe étant installé à un endroit qui n'a pas été affecté par l'écoulement dans la rivière, on peut continuer à observer les enregistrements après l'arrachement de la sonde de niveau d'eau. A première vue, le pic d'intensité, tant au niveau de la pluie que du niveau d'eau semble avoir été enregistré. Nous allons donc nous intéresser plus en détail à ce pic et à la période qui le suit.

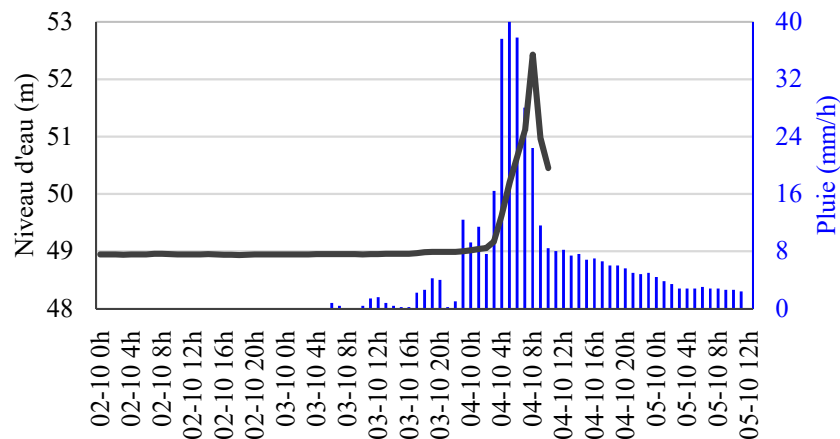


Figure 4-40. Evolution du niveau d'eau et de la pluie à Dory

En zoomant sur la période qui semble contenir le pic de niveau d'eau, on observe que son évolution n'est pas aussi claire que pouvait le laisser supposer la figure précédente (voir Figure 4-41). En effet, on observe bien la montée relativement rapide du niveau d'eau mais entre 8h et 9h, on observe un comportement des mesures tout à fait anormal. A 9h06, le niveau mesuré est de 52,13 m. A 9h12, le niveau tombe à 50,25 m pour remonter à 52,43 m à 9h24 et ensuite retomber à 50,47 m à 9h30. On observe ensuite, pendant une heure, une montée du niveau d'une pente équivalente à ce qui est observé avant. Enfin, à partir de 10h30, les valeurs observées replongent et l'enregistrement s'arrête définitivement à 10h54. Tout cela laisse supposer que la crue de la rivière a dans un premier temps fait détacher le support de la sonde de ses fondations dans le lit de la rivière pour trouver une position d'équilibre précaire dans laquelle les mesures ont continué à être enregistrées pendant une heure avant que la sonde ne soit arrachée et emportée.

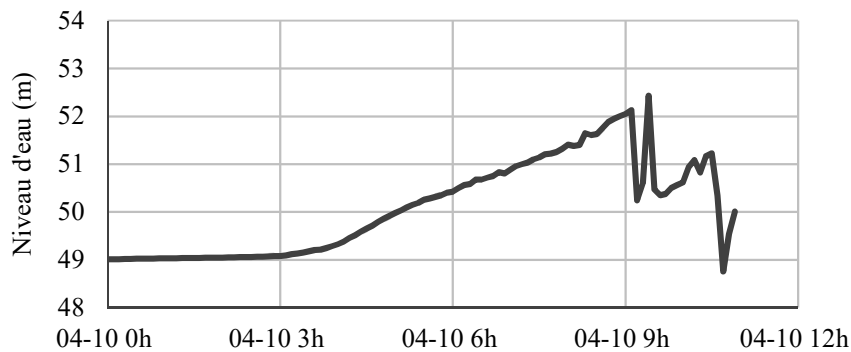


Figure 4-41. Evolution du niveau d'eau à Dory

Afin d'exploiter les mesures, nous proposons de modifier le profil de celle-ci en extrapolant légèrement les valeurs observées. Jusqu'à 9h06, les mesures sont considérées comme fiables (surligné en pointillé vert sur la Figure 4-42). Ensuite, on extrapole de manière linéaire le niveau d'eau (en pointillé rouge sur la Figure 4-42) jusqu'à 10h30, heure à laquelle la sonde enregistre une nouvelle baisse brusque du niveau d'eau avant l'arrachement de la sonde. Cette extrapolation nous semble justifiée sur ce laps de temps puisque, même s'il y a un déplacement de la sonde qui ne permet plus de valider les mesures, on observe néanmoins un comportement des valeurs qui paraît plausible (surligné en pointillé bleu sur la Figure 4-42). L'hypothèse d'une augmentation continue du niveau d'eau similaire aux observations antérieures semble plausible. Après 10h30, plus aucune hypothèse n'est faite étant donné que plus aucune donnée n'est enregistrée.

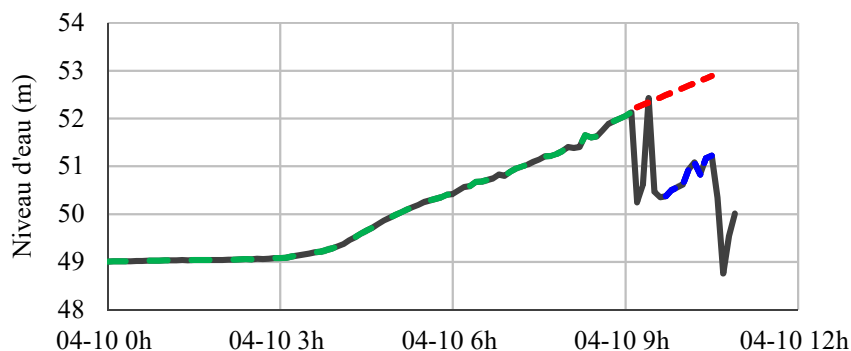


Figure 4-42. Extrapolation du niveau à Dory avant le pic de crue

Notons que si la Figure 4-42 nous permet de donner une première approximation de la montée de la crue à Dory, rappelons-nous que le déversoir a fait l'objet d'un by-pass. Nous pouvons affirmer avec certitude que l'écoulement de la rivière à hauteur du déversoir a, à un certain moment, dépassé le niveau des berges. Les laisses de crues sur les garde-corps de la structure du déversoir en attestent (voir Figure 4-8). Nous allons donc nous intéresser à ce que le niveau d'eau représente comme envahissement du terrain pour essayer de compléter les hypothèses que nous avons sur l'évolution du niveau d'eau à Dory pendant l'ouragan Matthew.

Les figures suivantes illustrent la profondeur d'eau comme la différence entre un niveau constant et le modèle numérique de terrain de mai 2016 sur fond d'orthophotoplan. Bien que le plan d'eau n'adopte pas cette surface plane, cette représentation permet de distinguer l'influence d'un niveau d'eau donné sur l'étendue de l'emprise de la rivière.

Pour un niveau de 50 m (voir Figure 4-43), on observe que l'écoulement est confiné au sein du lit de la rivière. La profondeur dans la rivière dépasse 1 m à beaucoup d'endroit mais les berges ne sont pas submergées. Sur la partie agrandie, on observe également que la partie droite de la structure du barrage n'est pas sous eau.

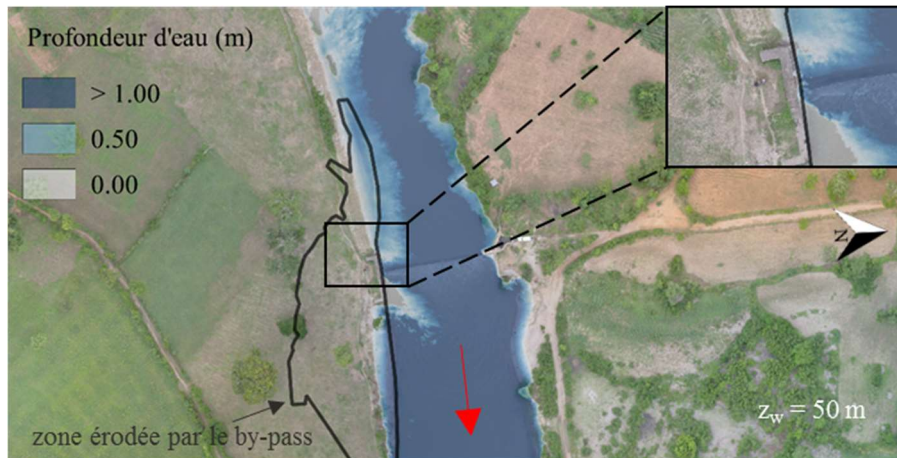


Figure 4-43. Profondeur d'eau pour un niveau de la surface à 50 m

Pour un niveau de 51,2 m (Figure 4-44), on observe que la structure du déversoir commence à être contournée. Ce niveau d'eau est donc une étape dans l'évolution de ce qui s'est passé à Dory durant le passage de l'ouragan.

Néanmoins, l'évolution du niveau que les mesures laissent entrevoir ne présente aucun élément particulier pour le niveau de 51,2 m.

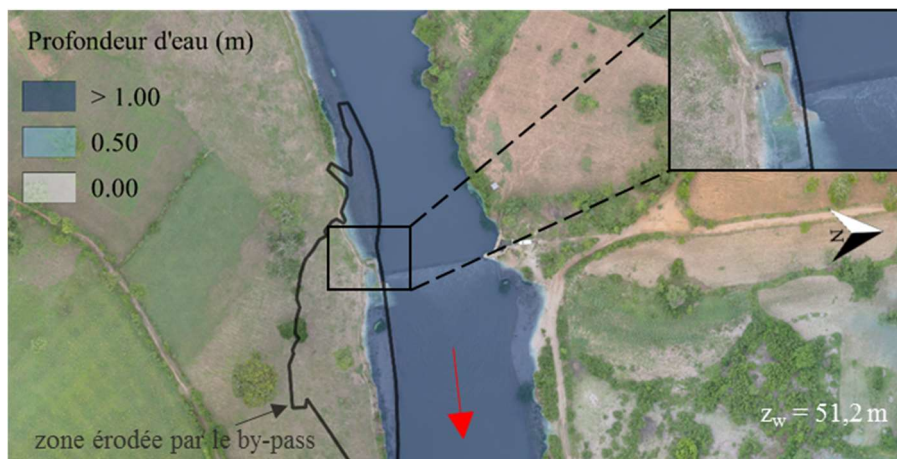


Figure 4-44. Profondeur d'eau pour un niveau de la surface à 51,2 m

La Figure 4-45 représente la profondeur d'eau pour un niveau plan de 52,13 m, soit la dernière mesure fiable que nous avons du niveau pendant l'ouragan. Lorsque l'eau est à ce niveau, la berge droite est complètement submergée. On observe également une forme triangulaire, adoptée également par le by-pass, de la partie inondée qui s'étend au-delà de la zone érodée à droite du déversoir.

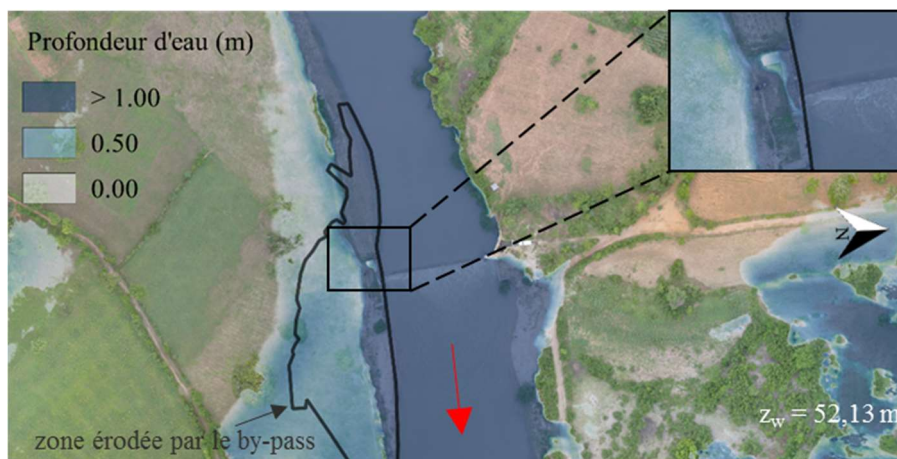


Figure 4-45. Profondeur d'eau pour un niveau de la surface à 52,13 m

Le Figure 4-46 représente la profondeur d'eau pour un niveau plan de 52,89 m, soit la dernière valeur de l'extrapolation que nous proposons du pic de crue. On observe que l'étendue de la surface d'eau s'accroît fortement, même si la zone où l'écoulement est concentré (profondeur >1 m) reste proche de la rivière et comprend l'espace creusé par le by-pass. On a ajouté à la figure l'emplacement des laisses de crues relevés sur la zone. Nous savions déjà que l'ouragan avait laissé des traces sur le haut de la partie gauche de la structure du déversoir. On peut remarquer que cette partie est bien submergée par la nappe d'eau. De plus, on voit que les deux laisses de crues observées sur la Figure 4-46 en rive droite nous confortent dans l'hypothèse que le niveau de 52,89 m est une valeur de pic de crue plausible.

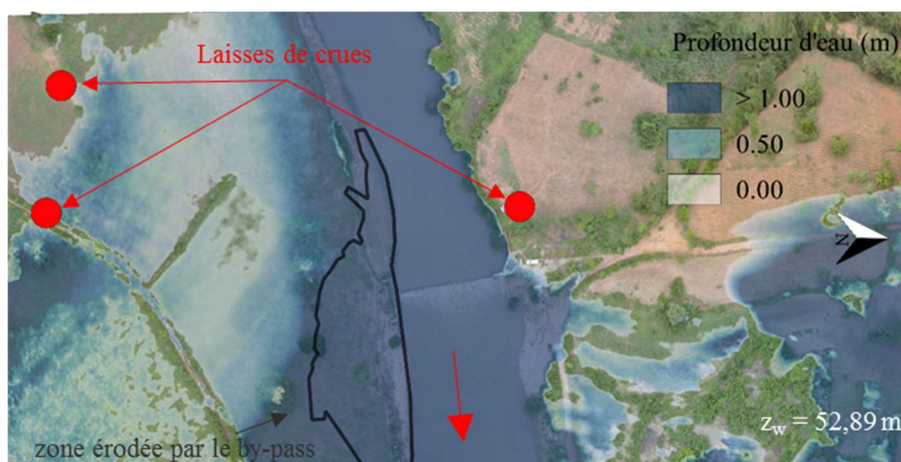


Figure 4-46. Profondeur d'eau pour un niveau de la surface à 52,89 m

La concordance des différentes approches utilisées pour estimer l'évolution du niveau d'eau à Dory nous conforte dans notre proposition d'extrapolation de la mesure de la Figure 4-42 pour définir la montée du niveau de l'eau à Dory. Le pic de crue se situe donc le 4 octobre à 10h30 pour un niveau d'eau de 52,89 m.

La baisse du niveau d'eau depuis le pic de crue

Puisque la sonde s'est fait emporter par la crue, nous ne disposons d'aucune donnée concernant le retour du niveau d'eau à des valeurs plus habituelles. Pour établir une hypothèse qui nous permettra de proposer une évolution complète du niveau d'eau à l'amont de Dory pendant le passage de l'ouragan

Matthew, nous allons considérer que la décrue est indépendante de l'averse et dépend principalement du bassin versant. Nous allons chercher à déterminer la courbe de décrue d'événements antérieurs pour ensuite chercher à proposer un profil pour la décrue après le passage de Matthew. Nous avons, parmi les données enregistrées par la sonde, deux autres décrues conséquentes, les 6 mai 2016 et 7 mai 2016. La Figure 4-47 présente l'évolution du niveau d'eau à Dory ainsi que les pluies enregistrées sur le déversoir pendant la période du 5 mai – 18h au 9 mai – 12h. On peut observer deux montées du niveau d'eau suivi de deux décrues. Nous allons isoler ces deux décrues pour les analyser séparément et essayer de déterminer un profil commun à ces deux décrues que nous pourrions appliquer à la montée du niveau lors du passage de l'ouragan Matthew. La Figure 4-48 illustre les deux courbes de décrues (surlignées en pointillés rouge et bleu).

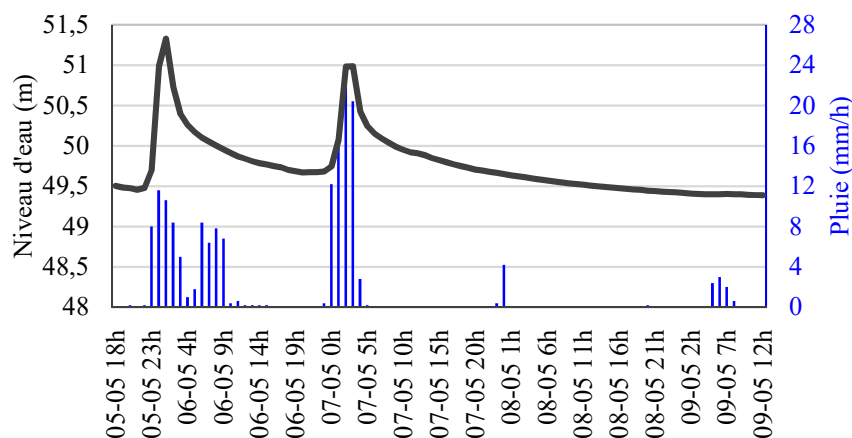


Figure 4-47. Evolution du niveau et de la pluie à Dory du 05 mai au 09 mai

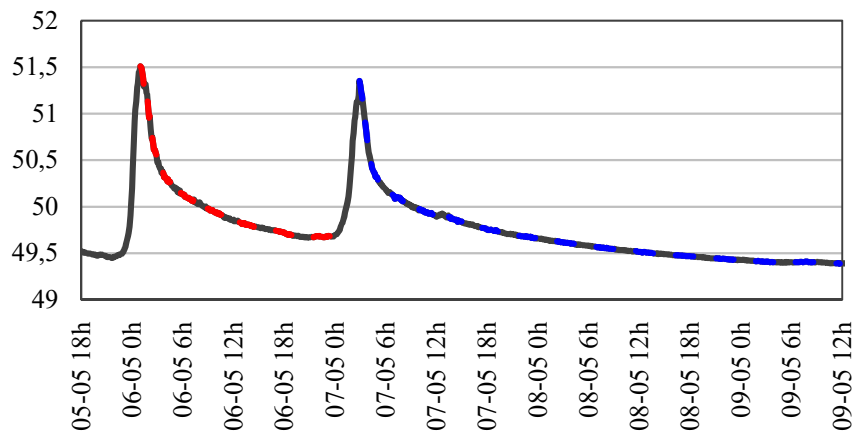


Figure 4-48. Courbe de décrues

Pour déterminer la courbe de décrue, on peut faire l'hypothèse que le débit sera toujours proportionnel au débit précédent à un facteur près lié au temps qui sépare les deux débits. Si on considère que la décrue est uniquement dépendante du bassin versant, et non de la pluie, ce facteur est une constante que nous pourrions réutiliser pour établir le profil de n'importe quelle décrue. Cette relation peut s'exprimer de la manière suivante [Réménérias, 1965] :

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha_r t} \quad \text{Eq 4-1}$$

Avec Q_t , le débit au temps t (m^3/s)
 Q_0 , le débit au temps 0 (m^3/s)
 t , le temps depuis le débit Q_0 (s)
 α_r , le coefficient de décrue

De plus, nous savons que lorsque le ruissellement de surface est terminé, la rivière continue à être alimentée par un écoulement hypodermique et ensuite un écoulement souterrain. On peut leur appliquer le même type de relation que l'Eq 4-1. On définit alors α_h et α_s , les coefficients de tarissement hypodermique et souterrain, ainsi que Q_h et Q_s comme étant les débits à des temps pris comme origine pour respectivement, les courbes de tarissement hypodermique et souterrain.

Dans le cas qui nous occupe, nous proposons d'appliquer cette même méthode à l'évolution du niveau d'eau. De cette manière, nous allons essayer de proposer un profil du niveau d'eau lors de la décrue. Respectivement, nous proposons d'utiliser $\alpha_r = 0,00019$, $\alpha_h = 0,000012$ et $\alpha_s = 0,000003$ pour

les courbes de décrue, de tarissement hypodermique et de tarissement souterrain. Sur la Figure 4-49, nous illustrons l'évolution de ces courbes en fonction du temps. La courbe pleine est dessinée selon l'axe des ordonnées de gauche qui est un axe normal. La courbe en pointillé est basée sur la même équation mais dessinée selon l'axe des ordonnées de droite qui est un axe logarithmique.

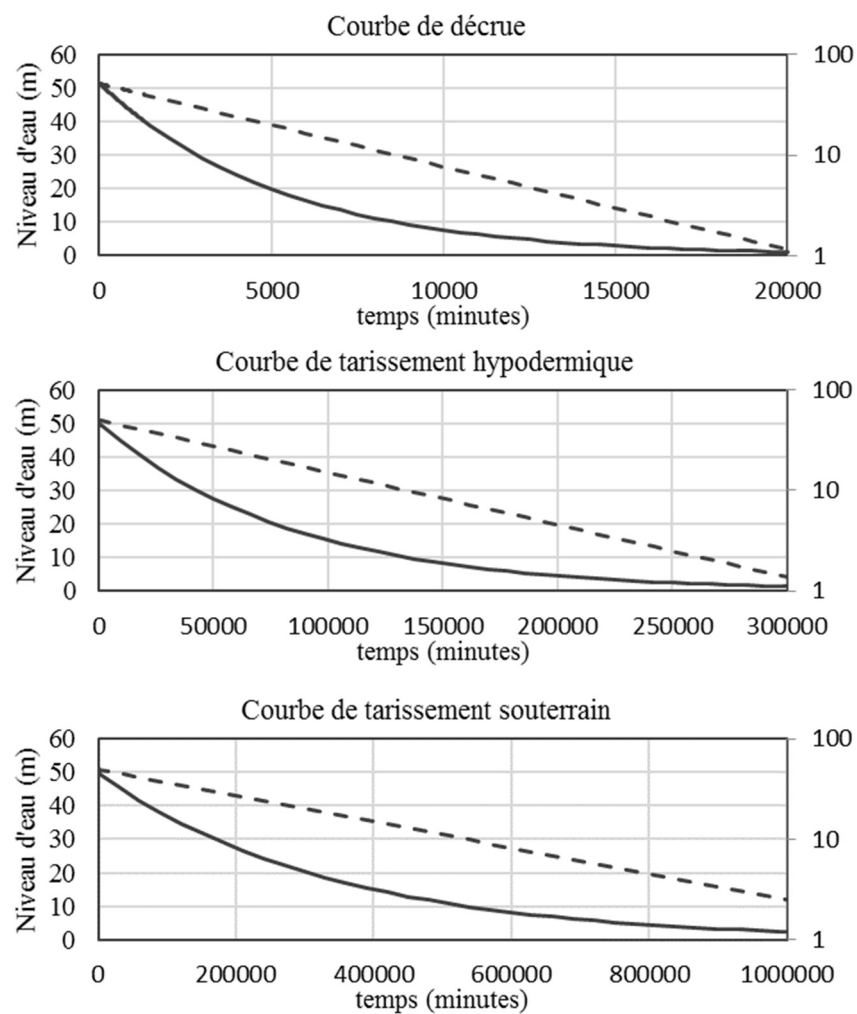


Figure 4-49. Illustration des courbes de décrue et des courbes de tarissement pour les coefficients proposés (en ligne pleine, ordonnée normale – en ligne pointillé, ordonnée logarithmique)

Etant donné l'échelle de temps qui nous occupe, un peu plus de 1200 minutes, la loi logarithmique ne s'observe pas graphiquement, quelle que soit la représentation. Pour plus de lisibilité du niveau d'eau, nous avons choisi de représenter l'axe des ordonnées de manière classique sur la Figure 4-50. On peut y observer l'évolution des étapes de la décrue et ensuite des tarissements (les lignes en pointillés).

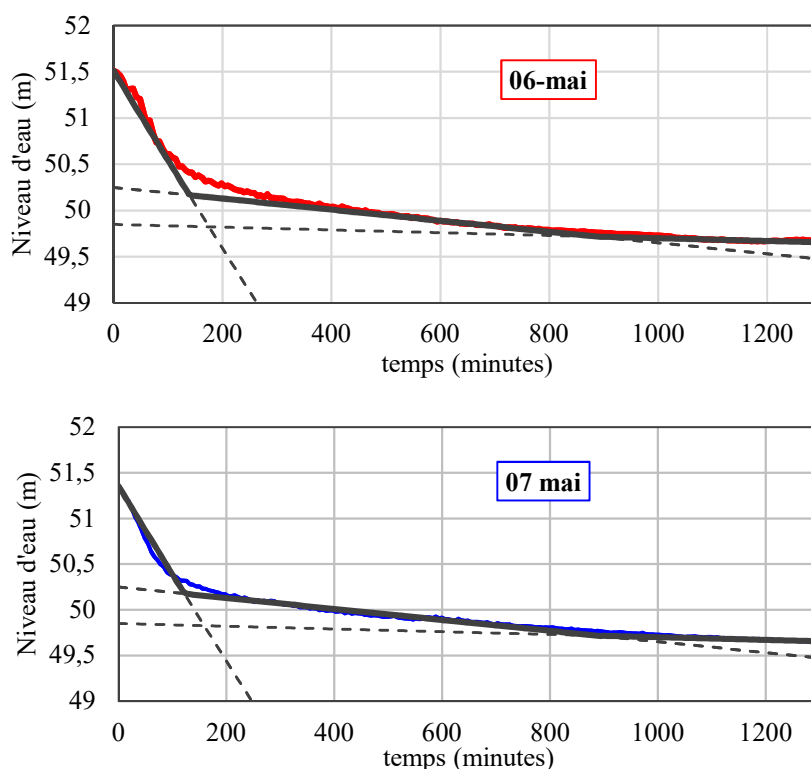


Figure 4-50. Illustration de la recherche des coefficients de décrue et de tarissement pour les événements du 6 mai et du 7 mai

La proposition des coefficients semble convenir aux deux décrues pour lesquelles nous disposons de données. Il reste à définir les temps pour lesquels le ruissellement et l'écoulement hypodermique se terminent. Nous avons estimé le temps de fin du ruissellement, $t_r = 136$ minutes, et le temps de fin de l'écoulement hypodermique $t_s = 900$ minutes sur base des courbes du 6 mai et du 7 mai.

Les équations de la courbe de décrue, de la courbe de tarissement hypodermique et de la courbe de tarissement souterrain prennent respectivement les formes suivantes :

$$Si(t < t_r) \quad z_t = z_0 e^{-0.00019 t} \quad \text{Eq 4-2}$$

$$Si(t_r < t < t_s) \quad z_t = z_h e^{-0.000012 (t-t_r)} \quad \text{Eq 4-3}$$

$$Si(t > t_s) \quad z_t = z_s e^{-0.000003 (t-t_s)} \quad \text{Eq 4-4}$$

Avec z_t , le niveau d'eau au temps t (m)
 z_0 , le niveau d'eau au pic de crue (m)
 z_r , le niveau d'eau à la jonction entre la courbe de décrue et la courbe de tarissement hypodermique (m)
 z_s , le niveau d'eau à la jonction entre la courbe de tarissement hypodermique et la courbe de tarissement souterrain (m)
 t , le temps en minutes depuis le pic de crue (minutes)
 t_r , le temps à la jonction entre la courbe de décrue et la courbe de tarissement hypodermique (minutes)
 t_s , le temps à la jonction entre la courbe de tarissement hypodermique et la courbe de tarissement souterrain (minutes)

Si on admet que 52,89 m est le pic de niveau pour la crue provoqué par l'ouragan Matthew, il ne reste plus qu'à appliquer les Eq 4-2, Eq 4-3 et Eq 4-4 à partir de cette valeur. Le résultat est présenté à la Figure 4-51.

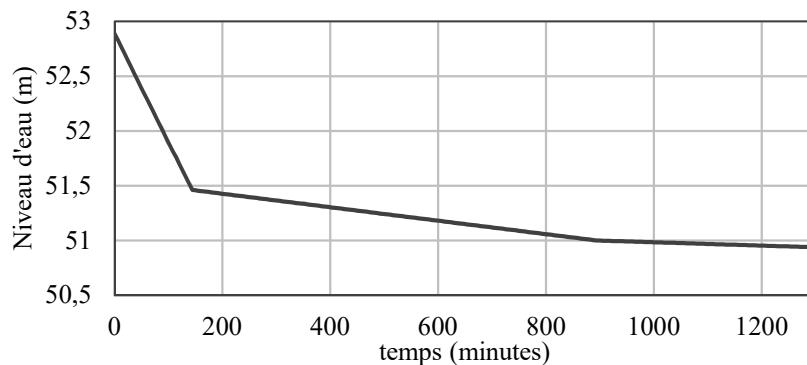


Figure 4-51. Courbe de décrue approximée après le passage de Matthew

Construction de l'hydrogramme à Dory pendant le passage de Matthew

A la fin, ce que nous cherchons à définir est un hydrogramme de la crue provoquée par le passage de l'ouragan Matthew. A partir des données de la Figure 4-51 et du travail sur le déversoir présenté au chapitre précédent, nous pouvons proposer un hydrogramme illustré à la Figure 4-52.

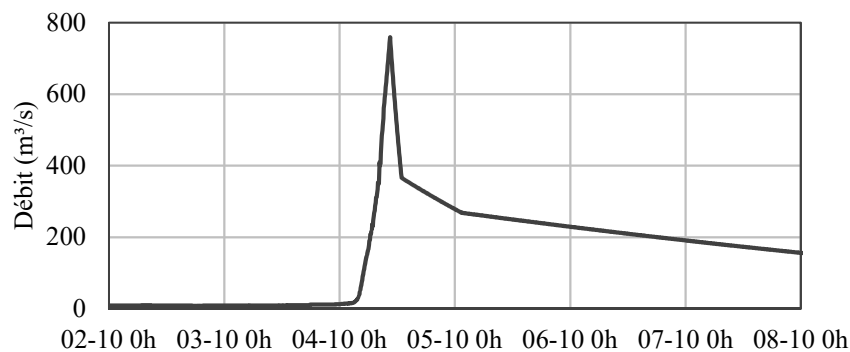


Figure 4-52. Hydrogramme proposé lors du passage de Matthew

4.7 Un premier modèle de la rivière Cavaillon

Rappelons-nous que l'ambition de ce travail était de développer une méthodologie permettant la modélisation de la rivière Cavaillon. A la fin de ce chapitre, toutes les conditions nécessaires à réaliser de simulations sont réunies. Dans la suite de cette conclusion, nous allons proposer une illustration de simulations possibles à l'aide des données présentées dans ce document. Cette section est à envisager comme une première approche de la modélisation de la rivière dans l'éventualité d'une suite à donner aux travaux présentés dans ce texte. Le modèle que nous allons utiliser est un code dédié développé au sein de l'équipe d'hydraulique fluviale du pôle Génie Civil de l'Université catholique de Louvain sur base des travaux de Sandra Soares-Frazão (Soares-Frazão, 2002).

Modèle mathématique

En deux dimensions, sous une forme vectorielle conservative, les équations qui régissent le modèle d'un écoulement de surface s'écrivent (Abbott, 1979) :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S} \quad \text{Eq 4-5}$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix} \quad \text{Eq 4-6}$$

$$\mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + gh^2/2 \\ uvh \end{pmatrix} \quad \text{Eq 4-7}$$

$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + gh^2/2 \end{pmatrix} \quad \text{Eq 4-8}$$

$$\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix} \quad \text{Eq 4-9}$$

Avec h , la hauteur d'eau (m)
 t , le temps (s)
 x et y , les deux directions de l'espace à deux dimensions (m)
 u et v , les composantes de la vitesse selon x et y (m²/s)
 g , l'accélération de la pesanteur (m/s²)
 S_{0x} et S_{0y} , les pentes de fond selon x et y (/)
 S_{fx} et S_{fy} , les pentes de charge selon x et y (/)

Ce système d'équations est ensuite résolu à l'aide de la méthode des volumes finis en deux dimensions pour des maillages non-structurés. Pour plus de détails sur le fonctionnement de ce modèle et la résolution de ces équations, le lecteur pourra se référer aux auteurs indiqués plus haut.

Création du maillage

Le maillage, triangulaire, a été réalisé à l'aide du plug-in GMSH dans le logiciel libre QGIS. GMSH est un générateur de maillage 3D libre¹⁷. Le domaine de simulation a été choisi suffisamment grand pour éviter que les inondations ne s'étendent au-delà de ses limites. On observe sur la Figure 4-54 que la zone inondée définie à partir des laisses de crue de Matthew est largement incluse au domaine de simulation. De plus, le raffinement du maillage est différent entre le lit moyen et les plaines d'inondation. Sur la Figure 4-53, on peut observer que la taille d'une maille triangulaire sur les

¹⁷ Pour plus d'informations, le lecteur peut consulter le site gmsh.info

plaines d'inondation est 15 fois moins raffinée que la taille d'une maille dans le lit moyen. Ce dernier est défini comme l'étendue au sein duquel sera concentrée la majorité de l'écoulement, même en situation de débordement.

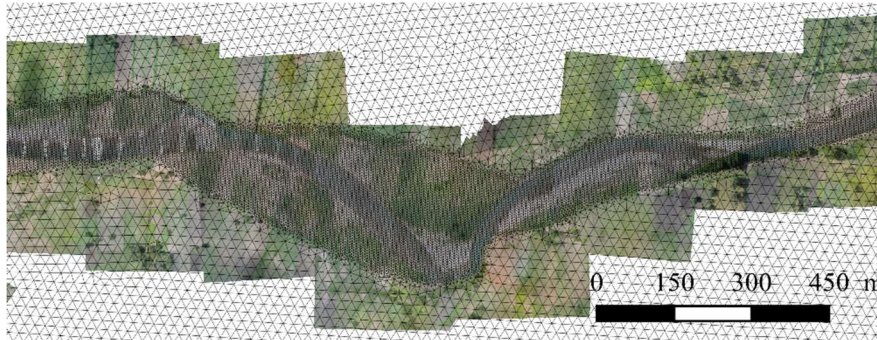


Figure 4-53. Maillage du domaine et focus sur les limites amont et aval

A priori, l'entièreté des limites du domaine (ligne rouge sur la Figure 4-54) est régie par une condition transmissive. Le modèle calcule les échanges entre les cellules aux limites comme s'il existait des cellules équivalentes de l'autre côté de la limite. Nous avons agrandi la zone du déversoir de Cavaillon et la zone où le lit mineur quitte le domaine de simulation. Les limites du domaine, qui traversent ces deux zones (surlignées en bleu sur la figure), font l'objet d'un traitement particulier. A l'amont, nous introduisons un hydrogramme. A l'aval, deux situations différentes ont été simulées. Pour l'épisode de mai 2016, nous avons pu imposer un limnigraphe, conformément aux données que nous avons pu réunir. Pour l'épisode de Matthew, nous avons conservé une condition transmissive.

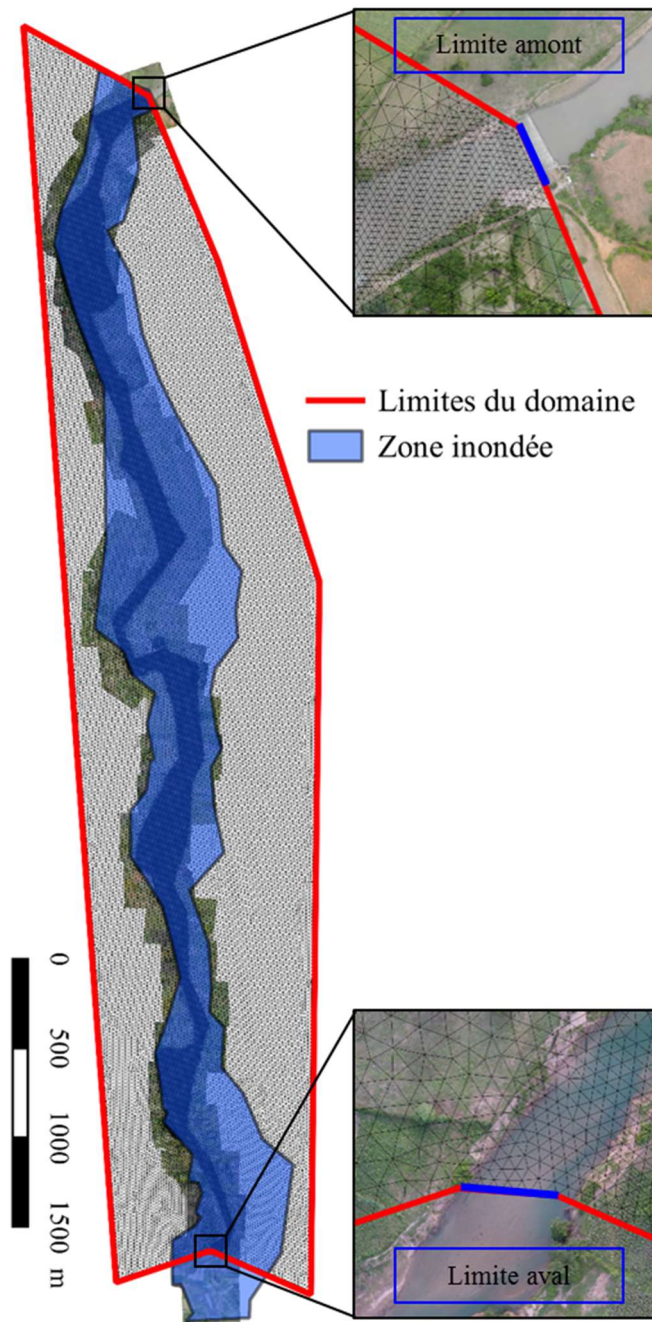


Figure 4-54. Maillage du domaine et focus sur les limites amont et aval

A chaque nœud du maillage est ensuite attribuée une valeur d'altitude pour recréer la topographie du domaine de simulation. Ce dernier étant plus étendu que la zone couverte de la reconstruction de la topographie par la méthode Drone-SfM, nous avons combiné le modèle numérique de terrain présenté au chapitre 2 avec un modèle numérique de terrain d'une résolution de 1,5 m x 1,5 m que nous avons obtenu auprès de l'administration haïtienne en mai 2017. Ce dernier modèle a été construit à partir d'un relevé LiDAR aéroporté réalisé antérieurement au début de nos travaux. Aucun épisode de crue majeur n'ayant été enregistré entre le moment de ce relevé et le moment de notre survol de la rivière par drone, on peut penser que les données combinées donnent une bonne approximation de la topographie du terrain.

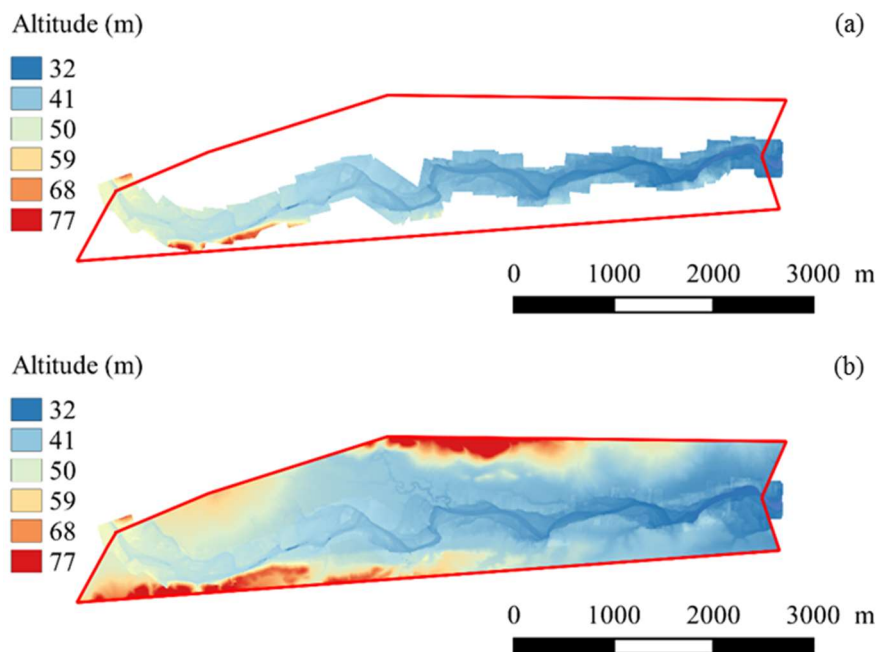


Figure 4-55. MNT du domaine de simulation (a) MNT créé à partir de la méthode Drone-SfM (b) Elargissement à l'aide du MNT fourni par l'administration haïtienne

Les données de simulation

Les données de simulation sont directement reprises de ce que nous avons présenté dans les chapitres précédents. Pour l'épisode de mai 2016, la Figure 4-36 permet de définir l'hydrogramme d'entrée et la Figure 4-37 le

limnigramme de la condition aval. Pour l'évènement de Matthew, la Figure 4-52 nous permet de déterminer l'hydrogramme d'entrée. Le coefficient de Manning est constant pour tout la zone étudiée et équivalent à $0,034 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

Initialement, le modèle est vide, aucun niveau d'eau n'est imposé au départ de la simulation. La première donnée est donc répétée un temps suffisamment long pour remplir le modèle avec un comportement stable avant de commencer la simulation de l'évènement à proprement parler.

Les résultats

Les résultats des simulations sont proposés aux Figure 4-56 et Figure 4-57. Ces illustrations présentent l'enveloppe des épisodes d'écoulement, c'est-à-dire les maximums des hauteurs d'eau simulées pour chacun des points du domaine de simulation. Cette représentation permet de nous donner un aperçu de la zone inondée et des hauteurs d'eau qui ont pu atteindre chacune des zones.

Pour l'épisode de mai 2016, l'écoulement remplit le lit mineur de la rivière sans provoquer de débordements importants. Seuls quelques plages aux abords de la rivière sont recouvertes par une mince lame d'eau.

Pour l'évènement de Matthew, les résultats montrent une plus grande étendue de la lame d'eau. L'écoulement a clairement submergé certaines zones des plaines d'inondation. Pour comparer à ce que nous avons pu mesurer de l'évènement Matthew, nous avons rajouté à la Figure 4-57 une représentation de la zone inondée à partir des laisses de crues et des témoignages de la population. On observe que la simulation déborde légèrement plus au nord de la rivière que ce que les laisses de crues ne laissaient entrevoir. Quant au sud de la rivière, c'est le phénomène inverse qui est observé. Néanmoins, on peut remarquer que la simulation représente bien les effets d'élargissement et de rétrécissement de la zone inondée. A l'aval de la rivière, on observe que la simulation concentre l'écoulement vers le lit mineur alors que les limites des observations de terrain montrent une zone très étendue au nord de la rivière. Cette zone inondée est très probablement due à un apport de l'affluent du Bonne Fin dont on peut observer un cône de déjection sédimentaire au nord de la rivière. [Bates and De Roo, 2000] définissent un coefficient de performance tel que :

$$F = \frac{A_{obs} \cap A_{mod}}{A_{obs} \cup A_{mod}} \times 100 \quad \text{Eq I-1}$$

Avec A_{obs} , aire inondée observée
 A_{mod} , aire inondée modélisée
 F , indicateur de performance de la modélisation (%)

L'aire observée de la crue de mai 2016 sur le Cavaillon est de 318 ha et celle de l'aire simulée est de 307,5 ha. L'aire commune aux deux étendues est de 246 ha et l'union des deux aires est de 377 ha. Ceci nous amène à un coefficient de performance de 65% pour une simulation basée uniquement sur les données que nous avons réunies avec une méthodologie de terrain, sans aucune calibration. Cette valeur du coefficient de performance est similaire à celle atteinte par [Komi et al., 2017] après calibration de son modèle.



Figure 4-56. Enveloppe d'inondation de l'épisode de Mai 2016

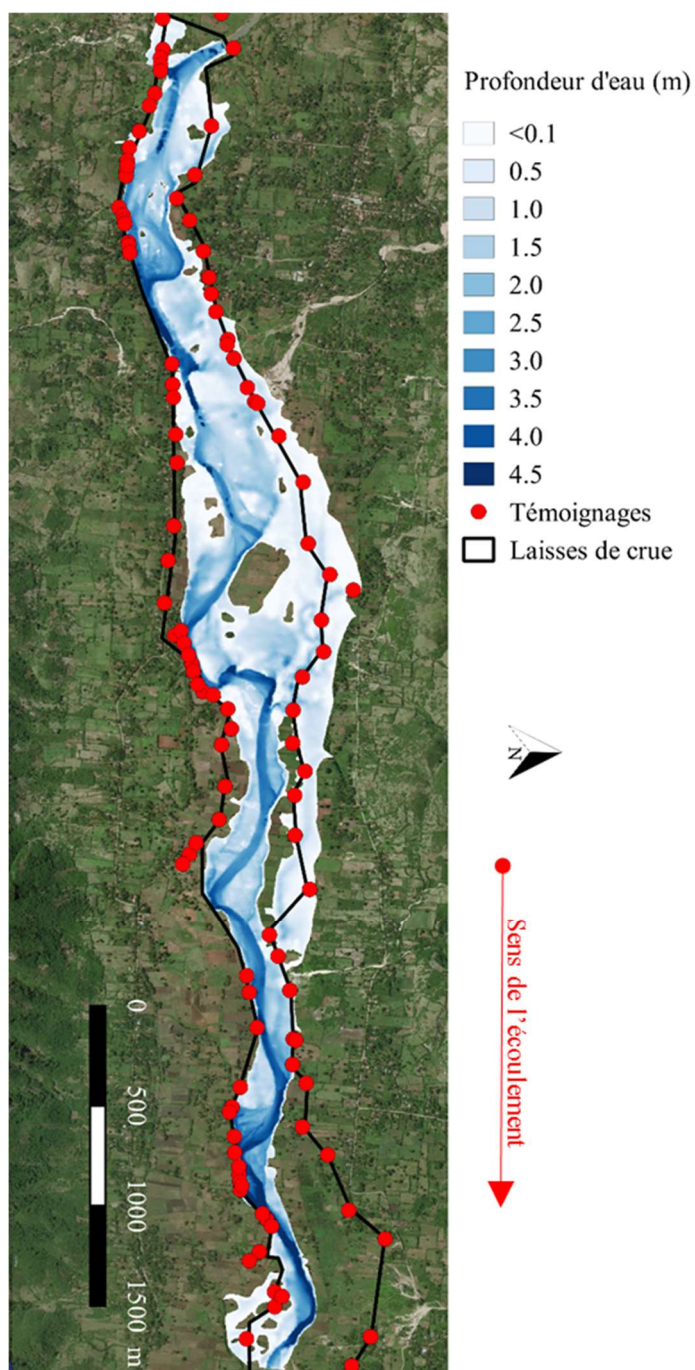


Figure 4-57. Enveloppe d'inondation de Matthew

4.8 Conclusion

Ce chapitre réunit l'ensemble des données et observations que nous avons faites sur la rivière à la suite du passage de l'ouragan Matthew sur la zone d'étude en octobre 2016.

Nous commençons par détailler l'ouragan Matthew, sa trajectoire et la quantité de pluies qu'il a apportée dans la région d'Haïti. Nous illustrons également quelques unes des conséquences de son passage sur la rivière Cavaillon.

Ensuite, nous détaillons l'emprise des inondations à partir des laisses de crues de la zone et des témoignages des habitants. Cette caractérisation de l'emprise de l'inondation pendant le passage de Matthew est très intéressante pour évaluer la qualité des simulations. Nous caractérisons également les effets de la crue sur le déversoir de Dory, qui s'est retrouvé by-passé par la rivière à l'issue du passage de l'ouragan. Enfin, nous mettons en évidence et quantifions les changements morphologiques subies par les 8 km de rivière étudiés suite à la crue. Cette partie du travail est une autre application de la méthode Drone-SfM. Le résultat le plus marquant est probablement la mise en évidence de la migration du méandre entre les kilomètres 6 et 7 de notre tronçon. Cette mise en évidence illustre la capacité de la méthodologie Drone-SfM pour l'acquisition de mesures de topographie à produire des résultats cohérents rapidement exploitables.

La partie suivante traite des données hydrauliques que nous avons mesurées durant les crues de mai et d'octobre 2016. Le premier ensemble de données, relatif à l'écoulement de mai 2016, réunit une mesure de niveau à l'aval du modèle, une mesure de niveau à l'amont du déversoir de Dory et une mesure de niveau au milieu du tronçon étudié. Ces mesures peuvent, respectivement, être utilisées comme condition aval du modèle, pour définir le débit entrant et comme élément de validation, ou d'éventuelle calibration pour des simulations d'un écoulement moyen de la rivière ($\sim 50 \text{ m}^3/\text{s}$). Le second ensemble de données propose un hydrogramme à Dory pendant la durée de la crue relative relative au passage de l'ouragan Matthew.

La fin de ce chapitre propose les deux simulations des événements dont nous avons regroupé un ensemble de données. Ces premiers résultats valident la méthodologie mise en place pour regrouper les données nécessaires à la

modélisation de la rivière. En effet, la coefficient performance F de 65% obtenu sans calibration préalable des simulations indique un résultat très prometteur pour d'éventuelles futures simulations.

Conclusion

La caractérisation des rivières en haïti est un enjeu fondamental dans le développement des territoires ruraux du pays. Comme nous l'avons déjà expliqué, la rivière concentre une large série d'activités sociales, commerciales ou encore agricoles. Il est dès lors important pour les populations et les gestionnaires locaux de s'appuyer sur une compréhension la plus intégrée possible du comportement de la rivière. Cette information est nécessaire pour des réalisations efficaces dans les domaines de l'aménagement du territoire, des programmes de réductions des risques liés aux crues ou encore de l'organisation de la distribution de l'eau d'irrigation. A travers cette thèse, nous présentons un ensemble de méthodes, appliquées à une rivière représentative du contexte rural haïtien, qui permettent la caractérisation du cours d'eau, de son évolution et des crues qui peuvent s'y dérouler. Comme nous l'avons défini dans l'introduction, l'objectif de ce travail est de développer une méthodologie permettant de modéliser la rivière Cavaillon sur 8 km à l'aval du déversoir de Dory. Cette méthodologie devait être transférable au contexte universitaire haïtien et adaptable à d'autres bassins versants du pays qui présenteraient un profil similaire à celui du Cavaillon. L'enjeu principal dans la construction de cette méthodologie est le rassemblement de données topographiques et bathymétriques, l'évaluation de la rugosité, l'estimation des débits et des niveaux d'eau dans la rivière, singulièrement aux frontières du modèle et la connaissance de données historiques permettant une éventuelle calibration et la validation du modèle.

Bathymétrie et topographie

Au départ de ce projet, il n'existait aucun relevé bathymétrique de la rivière. Les seules données disponibles pour évaluer la topographie étaient dérivées de la mission SRTM possédant une résolution trop faible pour représenter efficacement la rivière Cavaillon. Nous avons donc démarré ce travail en mesurant systématiquement 37 sections transversales de la rivière, établissant

ainsi un premier modèle bathymétrique du lit mineur de la rivière. Notons également qu'un des résultats importants de cette partie du travail est l'évaluation de la pente de la rivière. La pente moyenne sur les 8 km de tronçon étudié est de 0,23%, passant de 0,28% de moyenne sur la première moitié pour atteindre 0,19% sur la seconde moitié.

Néanmoins, ce premier modèle bathymétrique du lit mineur n'est pas suffisant pour pouvoir simuler des écoulements menant à l'inondation des alentours de la rivière. Il est donc nécessaire d'avoir une bonne connaissance de la topographie des plaines d'inondation. La résolution des données disponibles en 2015 n'étant pas suffisante pour les objectifs poursuivis, nous avons développé une méthode Drone-SfM, basée notamment sur les travaux présentés par [Westoby et al., 2012], pour combiner la prise de photographies aériennes et la construction d'un modèle numérique de terrain d'une résolution de 0,125 m x 0,125 m. Sur base d'un nombre important de mesures manuelles, la précision moyenne du MNT ainsi construit a été estimée comme étant inférieure à 10 cm. Bien que la résolution finale soit supérieure à ce que nous souhaitions (1 m x 1 m) dans le cadre de ce travail, la précision peut s'avérer limitée sur les zones frontières des « panneaux » constitués par l'assemblage de plusieurs photographies menant au MNT, et des différences de l'ordre de 60 cm peuvent apparaître entre deux séries de données. Il est dès lors nécessaire de rester critique sur l'interprétation des résultats, en particulier dans ces zones.

A la fin de ce travail, nous avons eu accès à un modèle numérique de terrain d'une résolution de 1,5 m x 1,5 m, produit par le centre national d'information géo-spatiale (CNIGS) haïtien en 2017 sur base de survols LiDAR de la région. Nous avons profité de ce modèle pour compléter celui que nous avons produit à l'aide de la méthode Drone-SfM afin d'affiner la topographie générale du bassin versant, notamment lors de la simulation des inondations provoquées par le passage de l'ouragan Matthew. Il serait intéressant de comparer de manière systématique les deux jeux de données dans les zones communes, afin d'affiner l'estimation de la précision de notre méthodologie Drone-SfM.

Rugosité

La première question que nous posions concernait la possibilité d'évaluer la rugosité du lit uniquement à partir d'observations de terrain. En effet, si la

plupart des auteurs précisent cette valeur par calibration, nous ne disposons pas pour la rivière Cavaillon de données sur les débits et les niveaux nous permettant d'utiliser cette méthode. Nous avons donc opté pour une méthodologie plus traditionnelle à partir de mesures d'échantillons de sédiments en nous inspirant des méthodes *pebble count* [Wolman, 1954 ; Bunte et al., 2009]. A partir d'un ensemble de plus de 4000 mesures de sédiments, nous avons établi les diamètres caractéristiques de chacune des sections de la bathymétrie du lit mineur. Ces diamètres caractéristiques nous ont ensuite permis de proposer une évaluation de la rugosité du fond à travers le coefficient de Manning, en relation avec le débit de la rivière [Ferguson, 2007]. On observe qu'à partir d'un débit de 400 m³/s, le coefficient de Manning est de 0,034 m^{-1/3}s alors qu'il augmente de manière constante pour les débits plus faibles.

Dans le chapitre 2, traitant de la méthode SfM, nous avons pu voir qu'un des résultats obtenus est la couverture photographique très précise du lit majeur. Bien que cette thématique n'ait pas été développée dans ce travail, ce résultat permettrait de déterminer de manière différenciée la rugosité des différentes parties du lit, l'ensemble des données pour le faire ayant été collecté dans ce travail. En effet, l'utilisation de la méthode Drone-SfM permet de réaliser des orthophotoplans d'une grande qualité, ceux-ci pouvant être utilisés pour caractériser la couverture des plaines d'inondation. Nous avons d'ailleurs montré le souci de chercher à survoler toute la zone inondable en rajoutant quelques panneaux (voir Figure 2-48). Cependant, le passage de l'ouragan Matthew nous aura rappelé que la rivière a toujours raison puisque cette zone s'étend encore plus loin que ce que nous avions envisagé au moment des survols de la rivière.

Même si des améliorations de l'estimation de la rugosité peuvent être envisagées à partir des images disponibles, il est néanmoins important de souligner que l'estimation faite sur base des méthodes rappelées ci-dessus nous a permis de proposer une valeur plausible, utilisée avec succès dans les premières simulations numériques qui ont pu être réalisées.

Débits et niveaux d'eau

Le premier objectif était d'établir le débit entrant dans notre tronçon de 8 km. Pour ce faire, nous avons opté pour l'étude du déversoir de Dory dans l'espoir

de pouvoir établir une relation entre le niveau d'eau mesuré à l'amont de l'ouvrage et le débit s'écoulant dans la rivière. Nous avons cherché à vérifier si le déversoir, dans son état de détérioration, répondait à une loi hauteur-débit classique. Etant donné l'impossibilité d'établir des mesures sur un ensemble de débits représentatifs (manque de moyens, difficulté d'accessibilité, problème de maintenance), nous avons utilisé différentes approches numériques pour comparer les relations hauteur-débit possibles. Le cœur de cette partie concerne des simulations numériques 2D et 3D que nous avons menées avec le logiciel libre OpenFOAM sur une modélisation du déversoir de Dory. Comparées aux approches théoriques et aux quelques points de mesures disponibles, dont nous avons montré les limites d'utilisation, nous avons pu établir une relation hauteur-débit sur le déversoir sur base de l'utilisation de simulations 2D, permettant d'obtenir des résultats crédibles. Ce résultat est important car il montre qu'il n'est pas nécessaire de recourir à des simulations 3D plus complexes et coûteuses en temps de calcul, mais qu'une bonne précision et une représentation fiable peuvent être obtenues au moyen de simulations 2D basées sur un découpage adéquat du déversoir en tranches verticales.

Concernant la problématique du niveau aval, le recours à la mesure de terrain est indispensable. Nous avons disposé une sonde à l'extrémité du tronçon de 8 km qui, combinée à la mesure à l'amont de Dory, nous aura permis d'enregistrer un épisode de crue modéré de la rivière en mai 2016 où le débit est monté jusqu'à 40 m³/s. Combinant ces mesures à celles obtenues par la sonde installée à l'amont de Dory ainsi qu'à celles d'une sonde proche du PK3.450, nous avons réuni un ensemble de données permettant une calibration d'éventuelles simulations sur le tronçon de Dory à Bonne Fin pour un régime d'écoulement modéré.

Bien que les sondes installées dans la rivière n'aient pas résisté à l'ouragan Matthew, plusieurs données ont pu être compilées concernant les inondations qui ont suivis son passage sur la rivière Cavaillon. Le principal résultat est l'estimation de la zone inondée, croisant des observations de laisses de crue et des témoignages d'habitants, laissant imaginer les niveaux d'eau atteints par la rivière durant l'évènement. En outre, la sonde à l'amont du déversoir a pu enregistrer une mesure jusqu'au probable pic de l'hydrogramme, permettant à l'aide du travail réalisé sur le déversoir de proposer une estimation du débit dans la rivière pendant le passage de l'ouragan.

Etablissement d'une base de données de crues historiques de la rivière

Dans le but de calibrer de futures simulations numériques de l'écoulement pour valider l'outil développé, nous souhaitons connaître les niveaux d'eau observés lors de certains événements exceptionnels ayant entraîné de gros débits dans la rivière. Si, au début de ce travail, nous fondions peu d'espoir sur la réalisation de cet objectif puisqu'aucune mesure ni donnée historique n'était disponible et que par ailleurs le climat était plutôt sec sur les premières années du projet, l'année 2016 et le passage de Matthew ont fondamentalement changé les choses. A l'aide de trois sondes mesurant la hauteur d'eau, nous avons pu enregistrer plusieurs événements intéressants. Ces ensembles de données, de mai et septembre 2016 peuvent servir à calibrer un modèle, à simuler le comportement du Cavaillon ou à valider les résultats obtenus.

L'étude du passage de l'ouragan Matthew aura aussi permis de montrer les possibilités offertes par la méthode Drone-SfM pour caractériser l'évolution morphologique d'une rivière suite à un événement extrême. La méthode a pu être mise en œuvre rapidement et fournir des résultats dans un délai très court par rapport au déploiement de survols LiDAR plus classiques. Elle a en outre pu être entièrement mise en œuvre en Haïti, avec les moyens locaux, ce qui constitue son principal atout puisqu'il n'a pas été nécessaire de recourir à des acteurs extérieurs. Par ailleurs, la comparaison des modèles numériques de terrain ainsi obtenus avant et après les évolutions morphologiques permet de mettre en évidence et même de quantifier les changements subit par la rivière.

Enfin, dans le chapitre 4, deux simulations numériques sont proposées. L'événement de mai 2016 consiste en un écoulement modéré, c'est-à-dire supérieur aux débits supposés habituels de la rivière mais sans atteindre des valeurs extrêmes. La seconde simulation présente l'écoulement consécutif au passage de l'ouragan Matthew sur la zone du Cavaillon, ayant inondé une plus grande partie du lit majeur de la rivière. Ces deux simulations sont présentées dans ce travail comme des validations de la méthodologie de construction d'un modèle hydraulique détaillée dans ce travail. En effet, sans aucune calibration et en se basant uniquement sur les différentes données acquises sur le terrain, des résultats plausibles ont pu être obtenus. Ces premiers résultats permettent de mettre en lumière les capacités prometteuses de ces simulations. En

particulier, la zone inondée lors du passage de l'ouragan Matthew est reproduite de manière assez correcte, nous amenant à un coefficient de performance de 65%, similaire à la valeur atteinte par [Komi et al., 2017]. Cette représentation pourra certainement être améliorée en affinant la calibration du modèle et la représentation des affluents.

Perspectives

En définitive, nous avons montré que les conditions sont réunies pour permettre l'étude de scénarios d'écoulement dans la rivière Cavaillon. Une méthodologie pour étudier et réunir les données nécessaires à la construction d'un modèle hydraulique (topographie, niveaux et débits, rugosité, historique) est développée. Elle est adaptée au contexte de ressources limitées en Haïti et la coopération permanente avec les équipes de l'UEH (étudiants, doctorants, professeurs) tout au long de ce travail en garantissent le caractère transférable. À l'aide des outils utilisés (la procédure *pebble count*, la méthode Drone-SfM, les avant/après morphologiques, la relation hauteur-débit du déversoir), il est possible d'envisager l'étude d'autres rivières haïtiennes de manière similaire. Les deux exemples de modélisation de la rivière Cavaillon pour les événements de mai et septembre 2016 montrent des résultats prometteurs, avec une certaine cohérence, laissant penser que le travail mené a atteint son objectif. Néanmoins, les développements présentés dans cette thèse appellent également une série de questions et de nouvelles perspectives que nous proposons d'esquisser ci-après.

L'information topographique et bathymétrique est disponible sous plusieurs formes, avec des précisions et des objectifs différents. La bathymétrie de 37 sections permet une certaine définition du lit mineur. La topographie Drone-SfM donne une résolution très précise d'une grande partie lit majeur et du lit mineur à sec et le MNT-CNIGS permet la définition d'une large zone autour de la rivière avec une résolution de 1,5 m x 1,5 m. Un premier travail d'agrégation de ces données a été réalisé pour permettre la simulation des inondations consécutives au passage de l'ouragan Matthew. Néanmoins, cette partie du travail mérite d'être approfondie, à l'image de ce que propose [Sanyal et al., 2014]. La combinaison de l'information des 37 sections sur le lit mineur avec les MNT disponibles autour de la rivière doit permettre d'améliorer encore la qualité des données topographiques et bathymétriques

disponibles pour proposer un modèle de la rivière plus précis, en particulier dans le lit mineur.

L'évaluation de la rugosité qui est présentée dans ce travail est uniquement dépendante des mesures réalisées sur le lit mineur. Il serait intéressant de chercher à différencier les rugosités des différentes parties du lit pour améliorer l'information sur la rugosité du fond. Les orthophotoplans réalisés à l'aide de la méthode Drone-SfM sont un ensemble de données qui devrait permettre d'approfondir cette thématique.

Par ailleurs, nous avons pu illustrer l'influence des sédiments sur la rugosité du lit, celle-ci variant avec les régimes d'écoulement. Dans le modèle hydraulique que nous avons utilisé pour les simulations dans le chapitre 4, cette variation de la rugosité n'est cependant pas prise en compte puisque les débits considérés pour l'ouragan Matthew sont élevés et correspondent à une plage de valeurs pour laquelle le coefficient de rugosité peut être considéré comme constant. Cependant, une des perspectives pour le futur est l'implémentation de cette variabilité du coefficient de rugosité dans le modèle hydraulique de la rivière Cavaillon, afin de pouvoir également reproduire des écoulements à plus faible débits.

La relation hauteur-débit que nous proposons permet de définir un débit d'entrée à partir des mesures de hauteur d'eau juste à l'amont du déversoir de Dory. Cependant, nous avons vu que plusieurs auteurs estiment le débit entrant dans la rivière à partir de modèles hydrologiques proposant une relation pluie-débit à l'échelle du bassin versant [Brandimarte et al., 2008]. Une perspective pourrait être la comparaison des résultats obtenus dans cette thèse avec l'utilisation d'un modèle hydrologique.

L'estimation du débit dans la rivière est établie sur base du déversoir à l'amont du tronçon. Mais nous avons vu que d'autres ravines, même sur les 8 km de tronçon étudiés, peuvent amener d'autres contributions au débit. Il pourrait être intéressant de caractériser l'apport en débit de ces ravines pour étudier l'influence que celles-ci peuvent avoir sur l'écoulement. La comparaison de l'approche présentée dans ce travail et de l'approche basée sur un modèle hydrologique pourrait déjà apporter certaines réponses.

L'enregistrement de données pour un évènement de mai 2016 permet de proposer un ensemble regroupant un débit entrant, un niveau à la sortie et une mesure de niveau au milieu du tronçon. Cet ensemble de données pourrait

servir à la calibration d'un modèle de la rivière, ou à tout le moins à qualifier la qualité des simulations proposées.

Un autre axe de travail concerne l'évolution sédimentologique de la rivière. Nous avons dans ce travail évoqué ce sujet à travers la mise en évidence des changements morphologiques que l'écoulement consécutif au passage de l'ouragan Matthew a provoqués. Les simulations d'écoulements pourraient prendre en compte le transport sédimentaire et l'évolution morphologique pour chercher à reproduire les changements mis en évidence à l'image de ce que propose [Franzini, 2017]. Cependant, les phénomènes de transport de sédiments, en particulier dans des rivières aussi complexes que la rivière Cavaillon, sont encore difficiles à appréhender et demandent d'importants développements complémentaires, même si les premières bases de modélisation ont pu être établies dans ce travail.

Epilogue

Ce travail, ainsi que les perspectives qui viennent d'être décrites, d'ordre scientifique, pourraient probablement permettre de répondre à d'autres questions, plus pragmatiques.

Au vu du fonctionnement du déversoir, ce dernier permet-il toujours de remplir son rôle de répartition des débits, indispensable notamment à l'agriculture locale ? Comment le passage d'un nouvel ouragan pourrait-il impacter la zone ? Est-il possible d'établir des endroits refuges où les habitants pourront être sûrs qu'ils ne seront pas en danger, où ils pourraient se protéger eux-mêmes, mais aussi leurs bétails, leurs matériels ? Les prélèvements des sédiments dans la rivière, ressemblant parfois à des mines à ciel ouvert, ont-ils des conséquences importantes sur l'écoulement, singulièrement en période d'inondation ? Les micro-retenues en amont de la rivière pourraient contribuer à diminuer le ruissellement direct dans la rivière. Comment cela permettrait-il d'atténuer les inondations et débordements de la rivière ainsi que les conséquences morphologiques sur son tracé ?

L'étude et l'analyse d'une rivière comme celle du Cavaillon ne permettront sans doute pas de donner de réponses définitives à ces questions et le travail effectué en soulève constamment d'autres. On peut néanmoins espérer avoir contribué à amener de l'information supplémentaire à une problématique à la fois scientifique mais également terriblement ancrée dans la réalité

quotidienne de nombreuses personnes. Ce travail s'inscrivant dans un projet de coopération plus large, certaines perspectives ou questions pragmatiques soulevées ici trouveront peut-être des éléments de réponses dans les nombreux autres volets de la coopération que nous menons sur le Cavaillon avec l'UEH.

Il est en tout cas certain que cette rivière n'a pas fini de présenter de l'intérêt et est un bel exemple de la relation que peuvent entretenir hommes et rivières.



Notation

Romain

F	= indicateur de performance de la modélisation	(%)
A_{obs}	= aire inondée observée	(m ²)
A_{mod}	= aire inondée modélisée	(m ²)
a_1	= première constante des expressions de rugosité	(-)
a_2	= seconde constante des expressions de rugosité	(-)
A	= constante de [Samuels, 1990]	(-)
B	= largeur du lit mineur	(m)
C	= coefficient de Chezy	(m ^{0,5} s ⁻¹)
D_{16}	= diamètre des grains avec 16% de passant	(mm)
D_{50}	= diamètre des grains avec 50% de passant	(mm)
D_{84}	= diamètre des grains avec 84% de passant	(mm)
D_{limite}	= diamètre limite des classes de sédiments	(mm)
D_m	= diamètre modal	(mm)
f	= coefficient de friction de Darcy-Weisbach	(-)
g	= accélération de la gravité	(m/s ²)
h	= hauteur d'eau	(m)
n	= coefficient de Manning	(m ^{-1/3} s)
Q	= débit	(m ³ /s)
R	= rayon hydraulique	(m)
S_0	= pente de fond	(-)
U	= vitesse moyenne	(m/s)
Z_{thal}	= profondeur d'eau d'une section	(m)
b	= base	(m)
c	= longueur focale	(mm)

d	= taille du capteur photo	(mm)
d_{long}	= longueur du capteur photo	(mm)
d_{larg}	= largeur du capteur photo	(mm)
D	= distance de l'emprise au sol d'une photo	(m)
D_{long}	= longueur de l'emprise au sol d'une photo	(m)
D_{larg}	= largeur de l'emprise au sol d'une photo	(m)
f	= fréquence d'acquisition des photos	(1/s)
l	= longueur d'une bande de vol	(m)
n	= nombre d'éléments	(-)
M	= flou de bougé	(mm)
N_{px}	= nombre de pixel selon une direction donnée	(-)
$N_{px_{long}}$	= nombre de pixel dans la longueur	(-)
$N_{px_{larg}}$	= nombre de pixel dans la largeur	(-)
H	= hauteur de vol	(m)
GSD	= Ground Sample Distance	(m/pixel)
O	= centre de projection	(-)
p	= point-image sur l'image positive	(-)
p'	= point-image sur l'image négative	(-)
P	= point-objet	(-)
PK	= point kilométrique	(km)
Q_1	= premier quartile	(m)
Q_2	= médiane	(m)
Q_3	= troisième quartile	(m)
r	= erreur	(m)
R	= matrice de rotation générale	(-)
R_σ	= matrice de rotation autour de l'axe des X	(-)
R_κ	= matrice de rotation autour de l'axe des Y	(-)
R_φ	= matrice de rotation autour de l'axe des Z	(-)
R_r	= distance de recouvrement	(m)
R_{front}	= distance de recouvrement frontal	(m)
r_{front}	= pourcentage de recouvrement frontal	(%)
R_{lat}	= distance de recouvrement latéral	(m)
r_{lat}	= pourcentage de recouvrement latéral	(%)
$RMSE$	= erreur quadratique moyenne	(m)
t	= temps de pose	(s)

T	= matrice de translation	(m)
T_x	= translation en X	(m)
T_y	= translation en Y	(m)
T_z	= translation en Z	(m)
v	= vitesse de vol	(km/h)
x	= coordonnée longitudinale	(m)
x_0	= longitude du centre de projection dans le référentiel modèle	(m)
x_0'	= longitude du centre de projection dans le référentiel image	(m)
x_P	= longitude du point objet dans le référentiel modèle	(m)
x_P'	= longitude du point objet dans le référentiel image	(m)
X	= 1 ^{ère} direction principale dans un référentiel	(-)
X_{mod}	= 1 ^{ère} direction principale dans le référentiel modèle	(-)
X_{im}	= 1 ^{ère} direction principale dans le référentiel image	(-)
X_{abs}	= 1 ^{ère} direction principale dans le référentiel absolu	(-)
X_{long}	= longueur d'une scène au sol	(m)
X_{larg}	= largeur d'une scène au sol	(m)
y	= coordonnée latitudinale	(m)
y_0	= latitude du centre de projection dans le référentiel modèle	(m)
y_0'	= latitude du centre de projection dans le référentiel image	(m)
y_P	= latitude du point objet dans le référentiel modèle	(m)
y_P'	= latitude du point objet dans le référentiel image	(m)
Y	= 2 ^{ème} direction principale dans un référentiel	(-)
Y_{mod}	= 2 ^{ème} direction principale dans le référentiel modèle	(-)
Y_{im}	= 2 ^{ème} direction principale dans le référentiel image	(-)
Y_{abs}	= 2 ^{ème} direction principale dans le référentiel absolu	(-)
z	= altitude	(m)
z_0	= altitude du centre de projection dans le référentiel modèle	(m)
z_0'	= altitude du centre de projection dans le référentiel image	(m)
z_P	= altitude du point objet dans le référentiel modèle	(m)
z_P'	= altitude du point objet dans le référentiel image	(m)
Z	= 3 ^{ème} direction principale dans un référentiel	(-)
Z_{mod}	= 3 ^{ème} direction principale dans le référentiel modèle	(-)
Z_{im}	= 3 ^{ème} direction principale dans le référentiel image	(-)
Z_{abs}	= 3 ^{ème} direction principale dans le référentiel absolu	(-)
Z_{MNT}	= altitude extraite du MNT	(m)
Z_{PC}	= altitude relevé sur les points de contrôle	(m)

$Z_{MNT_{sfM}}$	= altitude extraite du MNT SfM	(m)
Z_{ref}	= altitude des points de référence	(m)
F_{sf}	= forces de tensions de surface	(N)
g	= accélération de la gravité	(m/s ²)
$\mathbf{g}$	= vecteur de l'accélération de la gravité	(m/s ²)
h	= hauteur d'eau	(m)
h_{am}	= hauteur d'eau amont	(m)
h_{av}	= hauteur d'eau aval	(m)
h_d	= hauteur	(m)
H	= charge	(m)
H_0	= charge nominale	(m)
k	= énergie cinétique turbulente	(J)
K	= paramètre géométrie USBR	(-)
L	= largeur du déversoir	(m)
n	= parameter géométrie USBR	(-)
p	= pelle d'un déversoir	(m)
p	= pression au sein du fluide	(Pa)
p^*	= pression modifié	(Pa)
P_M	= pression au point M	(Pa)
Q	= débit	(m ³ /s)
Q_0	= débit nominal	(m ³ /s)
$Q_{théorique}$	= débit théorique	(m ³ /s)
R_1	= rayon servant au design de la crête	(m)
R_2	= rayon servant au design de la crête	(m)
t	= temps	(s)
$\mathbf{u}$	= vecteur vitesse	(m/s)
$\bar{\mathbf{u}}$	= vecteur des vitesses moyennes pondérées	(m/s)
$\mathbf{u}_r$	= vecteur de la vitesse relative	(m/s)
V	= vitesse moyenne de l'écoulement	(m/s)
V_M	= Vitesse au point M	(m/s)
V_m	= Vitesse moyenne	(m/s)
V_{am}	= Vitesse à l'amont	(m/s)
V_{av}	= Vitesse à l'aval	(m/s)
x	= 1 ^{ère} direction principale	(-)
x_c	= paramètre du design de la crête	(m)

y	= 2 ^{ème} direction principale	(-)
y_c	= paramètre du design de la crête	(m)
z_{profil}	= niveau du profil de la tranche	(m)
$z_{creager}$	= niveau du profil Creager équivalent	(m)
Z_b	= niveau du fond	(m)
Z_w	= niveau de l'eau	(m)
Z_H	= niveau de la charge	(m)
$Z_{crête}$	= niveau de la crête	(m)

F	= facteur de performance	(-)
Q_t	= débit au temps t	(m ³ /s)
Q_0	= débit au temps 0	(m ³ /s)
Q_h	= débit hypodermique	(m ³ /s)
Q_s	= débit souterrain	(m ³ /s)
t	= temps	(s)
t_r	= temps de fin de ruissellement	(s)
t_s	= temps de fin de l'écoulement hypodermique	(s)
z_t	= niveau d'eau au temps t	(m)
z_0	= niveau d'eau au pic de crue	(m)
z_r	= niveau d'eau au temps t_r	(m)
z_s	= niveau d'eau au temps t_s	(m)

Grec

ϕ	= exposant des classes de diamètres de grains	(-)
μ	= moyenne	(-)
σ	= l'écart-type	(-)
μ	= matrice de changement d'échelle	(-)
μ_x	= changement d'échelle dans la direction X	(-)
μ_y	= changement d'échelle dans la direction Y	(-)
μ_z	= changement d'échelle dans la direction Z	(-)
μ_{abs}	= erreur absolue	(m)
σ	= angle de rotation autour de l'axe des X	(°)
κ	= angle de rotation autour de l'axe des Y	(°)
φ	= angle de rotation autour de l'axe des Z	(°)

α	= fonction de de fraction de volume	(-)
ρ	= masse volumique	(kg/m ³)
ρ_{eau}	= masse volumique de l'eau	(kg/m ³)
ρ_{air}	= masse volumique de l'air	(kg/m ³)
τ	= le tenseur de contraintes visqueuses	(Pa)
μ	= viscosité dynamique	(Pa.s)
μ_{eau}	= viscosité dynamique de l'eau	(Pa.s)
μ_{air}	= viscosité dynamique de l'air	(Pa.s)
μ	= coefficient de débit	(-)
μ_0	= coefficient de débit nominal	(-)
ν	= viscosité cinématique	(m ² /s)
σ	= coefficient de tension de surface	(N/m)
κ	= la courbure moyenne de la surface	(-)
ω	= dissipation spécifique d'énergie cinétique turbulente	
ε	= taux de dissipation d'énergie cinétique turbulente	(-)
γ	= poids volumique de l'eau	(N/m ³)
α_r	= coefficient de décrue	(-)
α_h	= coefficient de tarissement hypodermique	(-)
α_s	= coefficient de tarissement souterrain	(-)

Indiciel

i	= relatif à l'élément i
PK	= relatif à la section du point kilométrique

Références

- Abbott M.B. (1989). Computational Hydraulics. *Pitman*. London.
- Agisoft Photoscan (2016). Agisoft Photoscan user manual.
- Aqualim (2018). <http://aqualim.environnement.wallonie.be>. Site web consulté le 3 octobre 2018.
- Barker, R., Dixon, L., Hooke, J., (1997). Use of terrestrial photogrammetry for monitoring and measuring bank erosion. *Earth Surface Processes and Landforms* 22:1217–1227
- Bates P. D. and De Roo A. P. J. (2000). A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of Hydrology*. 236: 54-77
- Bates P. D., Marks K. J., Horritt M. S. (2003). Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models. *Hydrological processes*, 17:537-557
- Bathurst J. C., Li R-M., Simons D. B. (1981). Resistance Equation for Large-Scale Roughness. *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, 107(12): 1593-1613
- Bathurst J. C. (1985). Flow Resistance Estimation in Mountain Rivers. *Journal of Hydraulics Engineering*, 111: 625-643.
- Bemis, S. P., Micklethwaite, S., Turner, D., James, M. R., Akciz, S., Thiele, S. T., and Bangash, H. A. (2014). Ground-based and uav-based photogrammetry: A multi-scale, highresolution mapping tool for structural geology and paleoseismology. *Journal of Structural Geology*, 69: 163–178.
- Bérenger G. S. and King R. M. (1995). A Pebble Count Procedure for Assessing Watershed Cumulative Effects. *Fort Collins. USDA, Forest Service*, Research Paper RM-RP-319, Rocky Mountain Forest and Range Experiment Station. 17p.

- Boiten W. (2000). Hydrometry. A comprehensive introduction to the measurement of flow in open channels. *Unesco-IHE Lecture Note Series*, 78-87.
- Brackbill J.U., Kothe D.B., Zemach C. (1991). A continuum method for modeling surface tension. *Journal of Computational Physics*, 100: 335–354
- Bunte K. and Apt S. R. (2001). Sampling frame for improving pebble count accuracy in coarse gravel-bed streams. *Journal of the American Water Ressources Association*, 37(4):1001-1014.
- Bunte K., Abt S. R., Potyondy J. P., Swingle K. W. (2009) Comparison of Three Pebble Count Protocols (EMAP, PIBO, and SFT) in Two Mountain Gravel-Bed Streams. *Journal of American Water Ressources Association*, 45:1209-1227
- Butler J.B., Lane S.N., Chandler J.H. (2001). Automated extraction of grain-size data from gravel surfaces using digital image processing. *Journal of Hydraulic Research*, 39:519-529
- Chow V. T. (1959). Open-Channel Hydraulics. *New-York. McGraw-Hill*
- Cobb, C. (1987). Haiti: Aggainst All Odds. *National Geographic*, 172(5): 645-670.
- Creager W. P. (1929). Engineering for Masonry Dams, *John Wiley and Soons, Inc.*, New York.
- Defourny, P. (2016). Bire2016 : Topométrie et photogrammétrie. *Notes de cours*. Université catholique de Louvain. Belgique.
- Diplas P. (1991) Interaction of fine sediment with coarse gravel matrix, *Proceedings of the 5th federal interagency sedimentation conference, 18 – 21 Mars, 1991*, Las Vegas, Etats-Unis.
- Diplas P. and Fripp J. B. (1992). Properties of Various Sediment Sampling Procedures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(7): 955-970
- Fashi A. (2003). Sources of distortions and displacements. <http://userpages.umbc.edu/~tbenja1/umbc7/santabar/vol1/lec6/6-5.html>, consulté le 7 janvier 2016

-
- Ferguson R. (2007). Flow resistance equations for gravel- and boulder-bed streams. *Water Resources Research*, 43(5), W05427
- Ferguson R. (2010). Time to abandon the Manning equation? *Earth Surface Processes and Landforms* 35, 1873-1876
- Fonstad M. A., Dietrich J. T., Courville B. C., Jensen J. L., Carbonneau P. E. (2013). Topographic structure from motion: a new development in photogrammetric measurement. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(4): 421–430.
- Furukawa Y. and Ponce J. (2010). Accurate, dense, and robust multiview stereopsis. *IEEE transactions on pattern analysis and machine intelligence*, 32(8):1362–1376
- Franzini F. (2017). One-dimensional modeling of flows and morphological changes in rivers: experimental and numerical approaches. *Thèse de doctorat*. Université catholique de Louvain. Belgique.
- Gandolfi S. (2009). L'approccio non differenziato (Precise Point Positioning) nel calcolo di posizioni mediante sistemi GNSS. *Bollettino SIFET 2009*, 1:121-137
- Harwin S. and Lucieer A. (2012). Assessing the accuracy of georeferenced point clouds produced via multi-view stereopsis from unmanned aerial vehicle (uav) imagery. *Remote Sensing*, 4(6): 1573–1599
- Hemphill J. J. (2003). Geometry of aerial photography.
http://www.geog.ucsb.edu/~jeff/115a/lectures/geometry_of_aerial_photos_graphs_notes.html. Page consultée le 7 janvier 2016
- Hey, R. D. (1979), Flow resistance in gravel bed rivers, *Journal Hydraulics Division, ASCE*, 105:365–379
- Hirt C. W. and Nichols B. D. (1981). Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. *Journal of computational physics*, 39:201-225
- James M. and Robson S. (2012). Straightforward reconstruction of 3d surfaces and topography with a camera: Accuracy and geoscience application. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 117(F3):1-12

- Joseph A., Carlier d'Odeigne O., Zech Y., Gonomy N., Soares-Frazão S. (2015). Construction of one-dimensional model for the Cavaillon River, Haiti, from an in-situ survey of the bathymetry, *E-proceedings of the 36th IAHR World Congress 28 June – 3 July, 2015*, La Haye, Pays-Bas.
- Joseph A., Gonomy N., Zech Y., Soares-Frazão S. (2018). Modelling and analysis of the flood risk at Cavaillon City, Haiti. *La Houille Blanche*, 2:68-75
- Kasser M. (2008). Photogrammétrie et vision par ordinateur. *XYZ*, 12:49–54
- Kellerhals R. and Bray D. I. (1971). Sampling procedures for coarse fluvial sediments. *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, 103(8):1165-1180
- Keulegan G. H. (1938). Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, 21:707-741
- Kondolf G. M. (1997). Application of the Pebble Count: Notes on purpose, method, and variants. *American water resources association*, 33(1):79-87
- Lane, S.N., Chandler, J.H., Porfiri, K. (2001). Monitoring river channel and flume surfaces with digital photogrammetry. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127:871–877
- Langhammer, J., Bernsteinová, J., Miřijovský, J. (2017). Building a high-precision 2D hydrodynamic flood model using UAV photogrammetry and sensor network monitoring. *Water (Switzerland)*, 9(11):art. no. 861
- Lanzi L. (2009). La photogrammétrie numérique combinée avec la modélisation 3D: applications aux sciences forensiques. *Thèse de doctorat*. Université de Lausanne. Suisse.
- Lauder and Spalding (1974).
- Leopold L. B. (1970). An improved method for size distribution of stream bed gravel. *Water Resources Research*. 6(5):1357-1366
- Lowe D. G. (2004). Distinctive image features from scale-invariant keypoints. *International journal of computer vision*, 60(2):91–110
- Lucas B. D., Kanade T. (1981). An iterative image registration technique with an application to stereo vision. *Proceedings of the 7th international joint*

conference on artificial intelligence, 24 – 28 Août, 1981, Vancouver, Canada

- Neal, J., Keef, C., Bates, P., Beven, K., Leedal, D. (2013). Probabilistic flood risk mapping including spatial dependence. *Hydrological Processes*. 27(9):1349-1363
- Nozick V. (2006). Méthodes de rendu à base de vidéos et applications à la réalité. *Thèse de doctorat*. Université Paris-Est. France
- Mancini F., Dubbini M., Gattelli M., Stecchi F., Fabbri S., Gabbianelli G. (2013). Using unmanned aerial vehicles (uav) for high-resolution reconstruction of topography: The structure from motion approach on coastal environments. *Remote Sensing*, 5(12): 6880–6898
- MARDNR (2006). Etude de restructuration du service national des ressources en eau, rapport n°2. *Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural*, 28/12/2006
- MARDNR (2016). Rapport d'évaluation rapide des pertes et dommages agricoles causés par l'ouragan Matthew du 03 au 05 octobre 2016. *Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural*, octobre 2016
- MARDNR (2016). Evaluation des besoins post ouragan Matthew dans le secteur agricole. *Ministère de l'Agriculture, des Ressources Naturelles et du Développement Rural*, novembre 2016.
- Marquez D. S. (2013) Description and utilization of interFoam multiphase solver. *Travail de fin d'études*. CONITEC. Argentine.
- Marteau, B., Vericat, D., Gibbins, C., Batalla, R.J., Green, D.R. (2017). Application of Structure-from-Motion photogrammetry to river restoration. *Earth Surface Processes and Landforms*, 42(3):503-515
- Menter F. R. (1993). Zonal two-equation $k-\omega$ turbulence model for aerodynamic flows. *AIAA Paper*, 1993–2906
- Merrouche D. (2010). Application des Methodes de Suivi d'Interface à la Simulation Numérique des Ecoulements Diphasiques Gaz/Liquide. *Thèse de doctorat*. Université M'hamed Bougara. Algérie.

- Micheletti, N., Chandler, J. H., and Lane, S. N. (2015b). Structure from motion (sfm) photogrammetry. *Geomorphological Techniques, British Society for Geomorphology*: 2047–0371
- Mikrokopter (2018). <http://www.mikrokopter.de/en/home>. Consulté le 30 avril 2018.
- Moin P. et Mahesh K. (1998). Direct Numerical Simulation: A Tool in Turbulence Research. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 30(1): 539–578
- Moniod F., Pouyaud B., Sechet P. (1977). Monographies hydrologiques ORSTOM N°5 : le bassin versant du fleuve Volta. *Office de la Recherche Scientifique et Technique d’Outre-Mer*, Paris
- Montanari, A., Young, G., Savenije, H.H.G., Hughes, D., Wagener, T., Ren, L.L., Koutsoyiannis, D., Cudennec, C., Toth, E., Grimaldi, S., Blöschl, G., Sivapalan, M., Beven, K., Gupta, H., Hipsey, M., Schaefli, B., Arheimer, B., Boegh, E., Schymanski, S.J., Di Baldassarre, G., Yu, B., Hubert, P., Huang, Y., Schumann, A., Post, D., Srinivasan, V., Harman, C., Thompson, S., Rogger, M., Viglione, A., McMillan, H., Characklis, G., Pang, Z., and Belyaev, V., 2013. “Panta Rhei—Everything Flows”: Change in hydrology and society—The IAHS Scientific Decade 2013–2022. *Hydrological Sciences Journal*. 58 (6) 1256–1275.
- Nikora, V.I., D.G. Goring, and B.J.F. Biggs (1998), On gravel-bed roughness characterization, *Water Resour. Res.* 34(3) 517-527
- OMM (2010). Développements des services météorologiques et hydrologiques en Haïti. Propositions d’actions pour le moyen terme. *Organisation Météorologique Mondiale*, mai 2016
- OpenFOAM (2018). <https://www.openfoam.com/documentation/user-guide/>
- Parker G., Dhamotharan S., Stefan H. (1982). Model experiments on mobile paved gravel bed streams. *Water Ressource Research*, 18(5): 1395-1408
- Petaccia G., Natale L., Savi F., Velickovic M., Zech Y., Soares-Frazão S. (2013). Flood wave propagation in a steep mountain river. *Journal of Hydroinformatics*, 15(1) 120-137.
- Pope S.B. (2000) Turbulent flows. *Cambridge University Press*. Cambridge.

-
- Pyle, C.J., Richards, K.S., Chandler, J.H. (1997). Digital photogrammetric monitoring of river bank erosion. *The Photogrammetric Record*, 15:753–764
- QGIS documentation (2018). <https://www.qgis.org/fr/site/about/index.html>, consulté le 25 avril 2018
- Reitman N. G., Bennett S. E., Gold R. D., Briggs R. W., DuRoss C. B. (2015). High-resolution trench photomosaics from image-based modeling: Workflow and error analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105(5)
- Réménérias G. (1965). L'hydologie de l'ingénieur. Paris. Eyrolles. *Collection du centre de recherche et d'essais de Chatou*. 2^e édition. 456p.
- Rickenmann D. and Recking A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. *Water Resources Research*, 47(7), W07538
- Rothermel M., Wenzel K., Fritsch D., Haala N. (2012). Sure: Photogrammetric surface reconstruction from imagery. *Proceedings LC3D Workshop*, Berlin, 8
- Rusche H. (2002). Computational Fluid Dynamics of Dispersed Two-Phase Flows at High Phase Fractions. *Thèse de doctorat*. Université de Londres.
- Samuels P.G. (1989). Backwater lengths in rivers. *Proc. Instn Ciu. Engrs*, Part 2, 87, Dec., 571-582
- Samuels P.G. (1990). Cross section location in one-dimensional models. *Proceedings of the International Conference on River Flood Hydraulics, 17 – 20 September, 1990*, Wallingford, Royaume-Uni.
- Santise M., Fornari M., Forlani G., Roncella R. (2014). Evaluation of dem generation accuracy from uas imagery. *The International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 40(5): 529-536
- Sanyal J. and Lu X. (2004). Application of Remote Sensing in Flood Management with Special Reference to Monsoon Asia: A Review. *Natural Hazards*, 33: 283-301

-
- Schenk (2005). Introduction to photogrammetry. *Notes de cours*. The Ohio State University. Etats-Unis.
- Scimeni (1930). Sulla Forma delle Vene Tracimanti. *L'Energia Elettrica : Milano*, 7(4) 293-305
- Sime L.C., Ferguson R.I. (2003). Information on grain sizes in gravel-bed rivers by automated image analysis. *Journal of Sedimentary Research*, 73:630-636
- Simon M.C. (2009). Analyse de la situation du GPL au regard de la problématique du déboisement en Haïti. *USAID/WINNER*
- Singh A., Guala M., Lanzoni S., Foufoula-Georgiou E. (2012). Bedform effect on the reorganization of surface and subsurface grain size distribution in gravel bedded channels. *Acta Geophysica*, 60(6):1607-1638
- Snaveley N., Seitz S. M., Szeliski R. (2008). Modeling the world from internet photo collections. *International Journal of Computer Vision*, 80(2):189-210
- Soares-Frazão S. (2002). Dam-Break Induced Flows in Complex Topographies. Theoretical, Numerical and Experimental approaches. *Thèse de doctorat*. Université catholique de Louvain. Belgique.
- Strickler K. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen, *Bern Mitt. 16, Eidg. Amt für Wasserwirtsch.*
- Strom K.B., Kuhns R.D., Lucas H.J. (2010). Comparison of automated image-based grain sizing to standard pebble-count methods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136:461-473
- Tarter, A. (2016). Haiti is covered with trees. *EnviroSociety*. Blog consulté le 4 juin 2018.
- Rusnák, M., Sládek, J., Kidová, A., Lehotský, M. (2018). Template for high-resolution river landscape mapping using UAV technology. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, 115:139-151
- Tukey J. W. (1977) Exploratory data analysis. Reading, MA: Addison-Wesley

-
- USACE (1999). L'évaluation des ressources d'eau d'Haïti. *Rapport d'études*, août 1999.
- USACE (2016). HEC-RAS River Analysis System, Hydraulics Reference Manual, Version 5.0. *USACE, Institute of Water Resources, Hydrologic Engineering Centre*. Davis. USA
- USBR (1987) Design of Small Dams. *Washington DC. United States Bureau of Reclamation. Third Edition*.
- Verhoeven G. (2011). Taking computer vision aloft—archaeological threedimensional reconstructions from aerial photographs with photoscan. *Archaeological Prospection*, 18(1): 67–73
- Wacondah (2018). <http://voies-hydrauliques.wallonie.be>. Site web consulté le 3 octobre 2018.
- Weller H. (2002). Derivation modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations. *Technical Report TR/HGW/02, Nabla Ltd*
- Westoby, M., Brasington, J., Glasser, N., Hambrey, M., and Reynolds, J. (2012). 'structure-from-motion' photogrammetry: A low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology*, 179: 300–314
- Wilcow D. C. (1988). Reassessment of the scale-determining equation for advanced turbulence models. *AIAA Journal*, 26(11): 1299–1310
- Wohl E., Anthony D., Madsen S., Thompson D. (1996) A comparaison of surface sampling methods for coarse fluvial sediments. *Water Resources Research*, 32(10): 3219-3226
- Wolman G. (1954). A method of sampling coarse river-bed material. *Transactions, American Geophysical Union*, 35(6): 951-956
- Zech et al. (2006). Rivers and floods: a concern for people, a problem for engineers, a challenge for research. *Proceedings River Flow 2006 International Conference on Fluvial Hydraulics – Keynote Lecture*, Lisbonne, Portugal, du 6 au 8 septembre 2006.
- Zech Y. (2008). AUCE1151. Hydrologie Générale et Statistique. *Notes de cours*. Université catholique de Louvain. Belgique.

Zech Y. (2009). AUCE 2151 : Hydraulique Appliquée. *Notes de cours*.
Université catholique de Louvain. Belgique.