



HAL
open science

Cours d'eau régulés et provision de services écosystémiques : contrôle d'ouvrages pour la migrations d'espèces piscicoles

Léo Guiot de la Rochère

► To cite this version:

Léo Guiot de la Rochère. Cours d'eau régulés et provision de services écosystémiques : contrôle d'ouvrages pour la migrations d'espèces piscicoles. Sciences de la Terre. Institut National Polytechnique de Toulouse - INPT, 2020. Français. NNT : 2020INPT0085 . tel-04170830

HAL Id: tel-04170830

<https://theses.hal.science/tel-04170830>

Submitted on 25 Jul 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Université
de Toulouse

THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Institut National Polytechnique de Toulouse (Toulouse INP)

Discipline ou spécialité :

Surfaces Interfaces Continentales Hydrologie

Présentée et soutenue par :

M. LÉO GUIOT DE LA ROCHÈRE

le mercredi 30 septembre 2020

Titre :

Cours d'eau régulés et provision de services écosystémiques : contrôle
d'ouvrages pour la migrations d'espèces piscicoles

Ecole doctorale :

Sciences de l'Univers de l'Environnement et de l'Espace (SDU2E)

Unité de recherche :

Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse (IMFT)

Directeur(s) de Thèse :

M. LUDOVIC CASSAN

M. GILLES BELAUD

Rapporteurs :

M. DIDIER BOUSMAR, SERVICE PUBLIC DE WALLONIE GEMBLOUX

M. NICOLAS LAMOUREUX, INRA LYON

M. NICOLAS RIVIERE, INSA LYON

Membre(s) du jury :

M. DENIS DARTUS, TOULOUSE INP, Président

M. GILLES BELAUD, MONTPELLIER SUPAGRO, Membre

M. LUDOVIC CASSAN, TOULOUSE INP, Membre

Mme AGNES BARDONNET, INRA SAINT PEE / NIVELLE, Membre



Il est beaucoup plus intéressant de regarder où l'on ne va pas pour la bonne raison que, là où l'on va, il sera toujours temps d'y regarder quand on y sera.

Proverbe Shadock

(Bruits de verres qui trinquent)

- He ho j'ai une idée.

- Je te crois pas.

- Mes grenouilles sont pas mal amochées avec l'hameçon, alors pour le grand hôtel...

Si on les mangeaient ce soir.

-Pardon, je te crois, ça c'est une bonne idée.

Les enfants du marais



Remerciements

Je souhaiterais commencer par remercier mes directeurs de thèses Ludovic Cassan et Gilles Belaud. Il y a 4 ans vous avez proposé un vaste sujet de thèse sur la gestion des cours d'eau pour la migration et l'habitat piscicole. Vous m'avez ensuite laissé faire mes propres choix quant aux études à mener dans ce cadre, cela est allé jusqu'au choix des problématiques de la thèse, au montage de manip/campagne de mesure etc. Cette liberté a été accompagnée d'un suivi régulier, lorsque j'en avais besoin vous avez toujours pris le temps de répondre à mes questions, m'aider à solutionner mes problèmes, et à me recentrer quand je me dispersais sur trop de sujets à la fois. Je pense que nos échanges (et notre collaboration de manière générale) ont participé à me rendre plus curieux dans la vie de tous les jours. Je voudrais aussi louer votre gentillesse et votre bienveillance qui se sont exprimées tout au long de la thèse, les moments joyeux comme malheureux. Je me souviendrais longtemps de votre soutien durant cette fin de thèse difficile sur le plan personnel. Merci donc pour tout cela, et j'espère avoir l'occasion de retravailler avec vous à l'avenir.

Le travail présenté dans ce manuscrit a bénéficié de la relecture, des corrections et remarques des membres de mon jury de thèse : Didier Bousmar, Nicolas Lamouroux, Nicolas Rivière, Agnes Bardonnnet, et Denis Dartus. Merci à vous d'avoir bien voulu évaluer mon travail. Je souhaiterais souligner la bienveillance de votre évaluation. Vos commentaires ont permis l'amélioration du présent manuscrit. De plus notre échange, lors de la soutenance, à propos de mon sujet fut un réel plaisir (je n'ai pas vu passer les 2h30 de soutenance).

Une thèse en écohydraulique nécessite des connaissances en hydraulique et en biologie. Or je suis un ingénieur hydraulique de formation. Je souhaiterais donc remercier les écohydrauliciens et spécialistes de biologies piscicole qui ont pris du temps pour me faire découvrir leur spécialité et répondre à mes questions parfois naïves. Plus particulièrement je pense à Pierre Sagnes dont la porte a toujours été ouverte pour répondre à mes questions, Christian Rigaud qui m'a accueilli sur certaines de ces expériences de terrains, et Dominique Courret et Sylvain Richard pour la formation « conception des dispositifs de franchissement piscicole ». Merci pour tous ces échanges fort intéressants (qu'ils aient eu lieu au chaud autour d'un café, ou à minuit sous la pluie dans un marais), ils m'ont permis de me forger une petite culture en biologie piscicole et d'apprendre à me poser de bonnes questions sur les problématiques de franchissement piscicole.

Pour réaliser cette thèse j'ai bénéficié de l'aide d'un grand nombre de personnes que je souhaiterais remercier. En premier lieu celle de François-Xavier Robin qui m'a fait découvrir les marais Charentais et qui a répondu à toutes mes questions concernant leurs gestions. Les mesures effectuées sur le terrain, et en laboratoire, nécessitent parfois un grand nombre de personnes pour leurs réalisations. Ce fut le cas dans cette thèse, elles ont été réalisées avec l'aide de Alain Alric, Sébastien Cazin, Julien Dumas, Axel Guillemain, et Sylvie Tomanova. Les simulations numériques présentées dans cette thèse ont pu être réalisées grâce aux conseils et à l'aide de David Dorchies. Durant cette thèse j'ai aussi eu l'aide de Sylvie Senny et Marie Helene Monzato qui m'ont guidé dans les dédales administratifs. Il me faut aussi remercier l'Office Français de la Biodiversité (anciennement AFB qui était lui-même l'ex-ONEMA) pour avoir financé ma thèse, ainsi que le conseil départemental de Charente maritime et l'UNIMA pour nous avoir permis de faire des mesures dans les marais autour de Rochefort.

Lors de ces 4 années j'ai fait beaucoup de rencontres marquantes à l'IMFT. Merci à

Brahim les couloirs de l'IMFT résonneront longtemps de nos rires et paroles (un jour je comprendrais l'utilité des Bayesian Networks), Nadia pour les longues discussions autour d'une bière, entre autre à l'Héliopolis et au Killarney, à discuter de nos soucis respectifs, visons du monde, etc. (l'histoire retiendra que nous avons gagné une bouteille de Bailey), Mathilde pour les longues poses café le matin lorsque je n'avais pas envie de travailler (ce qui était le cas à peu-près tous les jours), Benjamin pour toutes ces discussions à-propos de science (ce fut l'occasion de découvrir de nombreuses chaînes youtube de vulgarisation), et Rabab avec qui j'ai pu discuter sur nos sujets respectifs et bien d'autres sujets (j'ai commencé à lire les aventures de 103683^e et de ces camarades). Il me faut aussi louer la patience de mes co-bureau (Judith, Hela, Antoine, Amaël, Flavia, et Audrey) qui m'ont supporté durant tous les moments où j'étais dissipé (ils furent nombreux), et aidé à faire avancer mes réflexions sur mon sujet de thèse. Merci aussi aux membres non-permanent du laboratoire (Julien, Julianna, Axel, Manon, et Helene) avec qui j'ai passé de nombreux moments de convivialités autour d'un verre, une tasse, ou un gâteau fait maison. Merci aux membres du groupe H2O et du pôle écohydraulique (Olivier, Sylvie, Dominique, Dominique, Sylvain, Pierre, Helene, Ludovic, Pascale, Véronique, Nicolas) pour m'avoir accueilli au sein de vos unités, partager des poses café le matin et des repas le midi. Vous m'avez aussi fait découvrir le shawarma, et depuis ma vie c'est embelli. Merci aussi à Gérard, Maryse et aux enseignants (Thomas, Olivier, Olivier, Rachid, Sébastien, et celles-ceux cités précédemment) avec qui j'ai travaillé à l'ENSEEIH, vous m'avez donné envie de faire de l'enseignement dans le supérieur.

J'ajoute une phrase pour Michel Larinier, que je n'ai personnellement pas connue, qui est décédé quelques jours avant ma soutenance. Il est le fondateur du pôle écohydraulique, et sans ces efforts pour mettre en place une unité de R&D en écohydraulique (alliant compétence en biologie et mécanique des fluides) m'a thèse n'aurait pas eu.

Mon dernier paragraphe est pour ma famille. Même si vous n'êtes pas directement liés à mon travail, vous avez eu un impact sur mon travail et la façon dont je le pratique. Pour le souligner, je noterais juste que ma thèse traite de cours d'eau et poisson avec un site d'étude en Charente-Maritime. Un merci tout particulier à mon oncle Benoit, chez qui j'ai pu me réfugier 1 à 2 semaines tous les étés pour me ressourcer. Un grand merci pour tout à ma sœur Élise, que je peux embêter à loisir pour un coup de blues ou envie de frimer (entre autres). Merci aussi à mes parents même si vous n'êtes plus présents parmi nous, vous guidez encore nombres de mes pas.

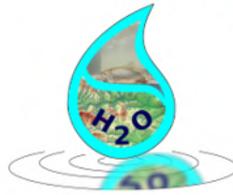
Merci à toutes et à tous



AGENCE FRANÇAISE POUR LA BIODIVERSITÉ
ÉTABLISSEMENT PUBLIC DE L'ÉTAT



HEGIE



Résumé

Ce travail de thèse s'intéresse au rétablissement de la continuité de la migration piscicole dans des réseaux d'irrigations, et plus particulièrement le cas des marais littoraux fortement régulés. Nous traitons le cas particulier du marais de Charras (estuaire de La Charente), et comme espèce cible nous nous intéressons à l'Anguille (à son stade de développement communément appelé civelle). Il s'agit d'un marais où l'écoulement est fortement modifié par des ouvrages de régulation : portes à flots, clapets, vannes. Or ces ouvrages sont des obstacles à la libre circulation des civelles. Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à la description du fonctionnement des ouvrages spécifiques à la gestion de l'eau dans les réseaux côtiers (portes à flots et clapet), et des solutions hydromécaniques permettant leur franchissement (cale, raidisseur, et flotteur). Nous avons développé un modèle de fonctionnement de ces ouvrages permettant de dimensionner et comparer les solutions hydromécaniques existantes. Puis dans un second temps, nous avons étudié le comportement de la civelle au niveau des vannes. Nous avons vérifié, in-situ, la limite de vitesse de nage des civelles établie en laboratoire. Et nous avons mis en évidence que des modifications d'écoulement locales à l'aide de rugosités ne permettaient pas d'améliorer le franchissement des civelles. La troisième partie est consacrée à l'amélioration du passage des civelles aux niveaux d'ouvrage d'étagement (vannes et seuils) par modification de leur gestion. Un modèle hydraulique basé sur les équations de Saint-Venant 1D du marais de Charras a été réalisé. Il permet d'évaluer l'impact des modifications de gestions des ouvrages de contrôle (porte à flot, clapet, vanne, ...) sur les paramètres hydrauliques contraints par les besoins d'exploitation (ici les hauteurs d'eau, et les débits) et les grandeurs physiques de l'écoulement contrôlant le passage des civelles au niveau des ouvrages d'étagement (ici la vitesse de l'écoulement). Une quatrième partie présente plusieurs campagnes de suivi de conductimétrie dans le marais de Charras. Elles ont été mises en place pour évaluer l'impact du rétablissement de la continuité de la migration piscicole à des ouvrages à la mer sur un réseau hydrographique d'eau douce. Elles mettent en évidence que les solutions de franchissement piscicole permettent des intrusions salines complexifiant l'écoulement : il est alors fortement stratifié.

Mot clés : hydraulique fluvial, ouvrage hydraulique, migration piscicole, régulation, modélisation numérique, mesure de terrain.

Abstract

This PhD thesis investigates the fish migration continuity restoration in irrigation network, more specifically the highly regulated coastal marshes. We consider the study case of the Charras marsh (Charent estuary), and we focus on the eel migration (in particular on its lifestage part called glass eel). It is a highly regulated marsh where the flow regulate whiwh hydraulics structures : tide gates, flap gates, sluices gates. These structures are obstacles to glass eel migration. We start by studing specific structures for water management in coastal networks (flood gates and flap gates), and hydromechanical solutions for fish passage (blocks, stiffeners and floats). We propose an operating model for these specific structures that takes these hydromechanical solutions for fish passage into account. The model makes it possible to evaluate the impact of these solutions on the passabilities for fish, and on their performance in terms of hy-

draulic regulation. Then we studied the glass eel behaviour in front of a sluice gate. We verified, in situ, the swimming speed limit of the glass eel established by laboratory studies. And we showed that local flow modifications using roughnesses did not improve glass eel passage at sluice gate. The third part is devoted to the improvement of the glass eel passage at sluice gates (or weirs) by modifying their management rules. To evaluate the impact of these adaptations, a model of the marsh was built, based on the one-dimensional Saint-Venant equations and appropriate gate equations. It allows to evaluate the impact of the modifications of the control structures management (gate, flap gate, sluice gate,...) on : the key hydraulic parameters for the exploitation needs (water levels and flow rates), and the physical quantities of the flow controlling the passage of the elvers at the level of the structures (Flow velocities at the hydraulic structures). A fourth part presents several conductivity monitoring campaigns in the Charras marsh. They were made to assess the impact of restoring the fish migration continuity at coastal water control structures, on a freshwater hydrographic network. They show that the fish passage solutions allow saline intrusions that modify the flow : it becomes highly stratified.

Key words : river hydraulic, hydraulic structure, fish migration, regulation, numerical modeling, Field measurement.

Table des matières

Introduction générale	1
1 Contexte : les marais côtiers, un enjeu de gestion ecohydraulique	3
1.1 Introduction	4
1.2 Un conflit dans l'utilisation des cours d'eau	4
1.2.1 Une utilisation variée et de longue date par l'Homme	4
1.2.2 Les cours d'eau : un lieu de passage	6
1.2.3 Les grands migrateurs	9
1.2.4 Chute des populations de poisson	12
1.2.5 Les ouvrages, des obstacles à la migration	13
1.2.6 Impact de l'obstruction due aux ouvrages sur la migration	16
1.2.7 La réglementation	18
1.3 Solutions de franchissement	19
1.3.1 L'effacement et arasement	19
1.3.2 Les ouvrages de franchissement	20
1.3.3 Les limites des solutions	24
1.3.4 Échelles spatiales des solutions	25
1.4 Des cours d'eau particuliers : les marais rétro-littoraux	25
1.4.1 Qu'est ce qu'un marais?	25
1.4.2 Les spécificités hydrauliques	26
1.4.3 Des milieux particuliers pour la migration et l'habitat piscicole	29
2 Site d'étude et méthodologie	30
2.1 Le site d'étude : Le marais de Charras & L'estuaire de la Charente	31
2.1.1 le marais de Charras : un marais typique	31
2.1.2 La gestion du marais de Charras	34
2.1.3 Le cycle des marées dans l'estuaire de la Charente	35
2.1.4 Intrusion saline dans l'estuaire de la Charente	36
2.2 Espèce cible : l'anguille européenne à son stade civelle	41
2.2.1 La civelle	41
2.2.2 Les civelles en zone soumise à la marée	42
2.2.3 Les civelles en-dehors de la zone soumise à la marée	44
2.2.4 Impact des ouvrages à la mer sur la migration des civelles	45
2.2.5 Solutions pour améliorer le franchissement des ouvrages à la mer	47
2.2.6 Et maintenant les ouvrages d'étagement	48
2.3 Les mesures effectuées dans la thèse	48

2.3.1	Représentation du marais	49
2.3.2	Mesures de hauteur d'eau	51
2.3.3	Mesure de débit	52
2.3.4	Mesures de conductimétrie	53
2.3.5	Évaluation du comportement des civelles à un ouvrage d'étagement	54
2.4	Modélisation de l'écoulement dans le marais	56
2.4.1	Équations de Saint-Venant 1D	56
2.4.2	Les Vannes	57
2.4.3	Les seuils	60
2.4.4	Ouvrages à la mer	62
3	Modélisation des solutions hydromécaniques pour la restauration de la continuité piscicole aux ouvrages à la mer	63
	Introduction de l'étude	65
3.1	Introduction	68
3.2	Tidal gates and fish migration	69
3.2.1	functioning principles	69
3.2.2	Available solutions for passability	70
3.3	Material and method	71
3.3.1	Experimental device	71
3.3.2	Water level regulation and opening calculation	71
3.3.3	Numerical method	72
3.4	Modelling of tide gate modifications for fish passage	73
3.4.1	Tidal door and stiffener	73
3.4.2	Flap gate and stiffener	75
3.4.3	Flap gate and float	76
3.4.4	Quasi-stationary hypothesis	78
3.4.5	Calibration	78
3.4.6	Sensitivity study	79
3.5	Results	81
3.5.1	Impact of Variability in Hydrological Conditions	81
3.5.2	solution with block	82
3.5.3	Solution with hydromechanical system	84
3.5.4	Optimization of devices	84
3.6	Discussion	86
3.6.1	Continuity Solutions	86
3.6.2	Use for other environmental issues	87
3.6.3	Modeling	87
3.7	Conclusion	88
4	Capacité d'une civelle à franchir une vanne en sous-verse	89
4.1	Introduction	90
4.2	Conditions hydrauliques pour le franchissement	92
4.2.1	Critères de franchissement pour la civelle	92

4.2.2	Les vannes	92
4.3	Dispositifs expérimentaux et mesures	92
4.3.1	Canal <i>in situ</i>	93
4.3.2	Canal en laboratoire	96
4.4	Résultats	100
4.4.1	Franchissement de la vanne	100
4.4.2	Analyse de l'écoulement au niveau d'une vanne	102
4.5	Discussion	107
4.5.1	Modification de l'écoulement par les rugosités	107
4.5.2	Canal en laboratoire, canal <i>in situ</i> , ouvrage réel : que choisir?	107
4.5.3	Avantages et contraintes de la méthode du canal <i>in situ</i>	108
4.6	Conclusion	109
5	An hydraulic approach to conciliate local management needs and fish passage in coastal open fresh marshes	111
	Introduction de l'étude	112
5.1	Introduction	114
5.2	Ecological and management context	116
5.2.1	Study area and targeted species	116
5.2.2	Hydraulic context and infrastructures	116
5.2.3	Water Management Objectives	119
5.2.4	Hydraulic data	119
5.3	Modelling strategy	124
5.3.1	Description of the hydraulic model	124
5.3.2	Alternative management scenarios to improve eel passage	128
5.3.3	Indicators for the evaluation of management scenarii	132
5.4	Results	133
5.4.1	Passive management	133
5.4.2	Active management	133
5.5	Discussion	139
5.5.1	From local to network scale : dealing with backwater and unsteady flow	139
5.5.2	Passive management : a soft solution to improve fish passage continuity	139
5.5.3	Toward advanced control strategies	140
5.5.4	Hydraulic modelling for water management and ecological issues	140
5.6	Conclusion	141
6	Intrusions salines dues aux dispositifs de franchissement	143
6.1	Introduction	144
6.2	Mesures	145
6.2.1	Mesures hydraulique utilisées	145
6.2.2	Mesures de Salinité	146
6.3	Méthode	151
6.3.1	Nombre adimensionnel d'"estuaire" $N_{estuaire}$	151

6.3.2	Calcul de $N_{estuaire,Charente}$	152
6.3.3	Calcul de $N_{canal,Charras}$	153
6.4	Résultats	154
6.4.1	Évolution de la salinité en entrée	154
6.4.2	Estimation qualitative du mélange	155
6.5	Discussion	155
6.5.1	Les mesures	155
6.5.2	Artificialisation de l'écoulement	156
6.5.3	Limites des modèles 1D	156
6.5.4	Au-delà des modèles 1D, quels modèles pour représenter la dynamique de salinité?	157
6.6	Conclusion	157
7	Conclusion et perspectives	159
7.1	Conclusion	160
7.1.1	Synthèse des résultats	160
7.1.2	Conclusion générale	161
7.2	Perspectives	162
7.2.1	Dimensionnement de solutions hydromécaniques de franchissement des ouvrages à la mer	162
7.2.2	Écoulement au niveau d'une vanne	162
7.2.3	Comportement piscicole au niveau des ouvrages avec rugosité	163
7.2.4	Gestion d'un marais côtier pour améliorer la continuité de la migration piscicole	163
7.2.5	Intrusions salines stratifiées causées par les dispositifs hydromécaniques de franchissement des ouvrages à la mer	163
7.2.6	Travailler sur l'acceptation des solutions	164
	Bibliographie	165
A	Comparaison des lois de vanne au niveau d'un ouvrage soumis à la marée	II
A.1	Ouvrage étudié (vanne de charras) :	II
A.2	Lois testées	II
A.3	Comparaison	III
A.4	Discussion	III
B	Calcul des moments cinétiques pour les ouvrages à la mer	IV

Liste des figures

1.1	Photo d'une vanne (Lac de Saint-Ferréol).	6
1.2	Photo d'un seuil sur Le Tarn (Albi).	6
1.3	Schéma migration.	8
1.4	Cycle de vie de l'anguille.	10
1.5	Cycle de vie du saumon.	11
1.6	Nombre de saumons capturés dans l'Atlantique Nord entre 1960 et 2015.	12
1.7	Quantité de civelles arrivant en Mer du Nord entre 1960 et 2016.	13
1.8	Photo de la passe à bassins à l'usine d'Auterrive sur le Gave d'Oloron.	21
1.9	Photo de la passe à macrorugosités de Sordes sur le Gave d'Oloron.	22
1.10	Photo de la rampe à reptation de l'usine de Masseys sur le Gave d'Oloron.	23
1.11	Schéma du fonctionnement d'un ouvrage à la mer (une porte à flots). Source : maraispoitevin evail free fr	28
1.12	Photo d'une buse avec un clapet (île de Noirmoutier).	28
2.1	Cartes du canal de Charras.	31
2.2	Cartes des marais connectés au canal de Charras. ©UNIMA.	32
2.3	Classification des estuaires en fonction de leurs stratifications. Adapté de Valle-Levinson (2010).	38
2.4	Diagramme de Simmons appliqué à plusieurs estuaires. Repris de Tou- blanc (2013).	38
2.5	Salinité obtenue par modélisation avec un débit moyen (50 m ³ /s). Repris de Toublanc (2013).	40
2.6	Aire de répartition de l'anguille européenne adaptée de Germain (1927) pour l'aire continentale et Schmidt (1923) pour la répartition des larves.	43
2.7	civelle pigmentées en reptation sur une paroi bétonnée verticale. ©Irstea.	45
2.8	Schéma du canal de Charras et des apports latéraux suivis.	49
2.9	Photos des sondes des mesures de hauteur d'eau.	51
2.10	Photos de l'ADCP.	52
2.11	Photos enregistreurs conductimétrie.	54
2.12	Carte de la position des enregistreurs de conductimétrie lors, de la se- conde campagne de mesure de conductimétrie de 2018, dans le bief C ₁ .	55
2.13	Schéma de la position des enregistreurs de conductimétrie, pour la se- conde campagne de mesure de conductimétrie de 2018 et celle de 2019, dans le bief C ₁ .	55
2.14	Schéma des régimes d'écoulement possibles sous une vanne.	58
2.15	Schéma des régimes d'écoulement possibles au-dessus d'un seuil.	61

3.1	Example of tidal door at Charras Marsh.	70
3.2	Diagram of the installation with a control gate (example of tidal door) for a flow from the sea to the channel.	71
3.3	Diagram of a tidal door with a block (left) or with a stiffener (right).	73
3.4	Diagram of a flap gate with a block (left) or with a stiffener (right).	75
3.5	This picture represent two schema of SRT device when $h_u > h_d$. Once before the float was submerged and second when the float is submerged.	77
3.6	Comparison of complete and quasi-stationary solutions for a door in the water.	78
3.7	Comparison of measured and simulated flows upstream of the Charras structure	79
3.8	Comparison of hydrographs and simulated water levels upstream of the Charras structure as a function of the size of the hold	80
3.9	Comparison of measured and simulated dimensions upstream of the Charras work.	80
3.10	Comparison of hydrographs and simulated water heights upstream of the Charras structure according to the size of the hold	81
3.11	Influence of upstream flow Q_m on the volume ratio and H_{bief} . The stiffeners have the same $\tilde{k}=3$, $\theta = 10$. For SRT $l_r=0.5m$, $l_c=0.3m$, and $l_f=0.2$	82
3.12	Influence of the tidal range $\Delta H/r$ and the average of h_d , 3 differents flowrate. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3, $\theta = 10$. For SRT $l_r=0.5m$, $l_c=0.3m$, and $l_f=0.2$	82
3.13	Comparison of hydrographs, and of the evolution of the upstream height, for water gates equipped with a crossing system. The upstream flow is 4m/s and the tidal range is 3.5 m. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3	83
3.14	Comparison of hydrographs, and of the evolution of the upstream height, for water gates equipped with a crossing system. The upstream flow is 4m/s and the tidal range is 3.5 m. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3.	84
3.15	Influence of angle θ on the volume ratio for 2 different \tilde{k} -stiffnesses or 2 different l_r lengths. The upstream flow is $3m^3/s$ and the tidal range is 3.5 m.	85
3.16	Influence of stiffness \tilde{k} on volume ratio and the average of h_d , 2 different θ angles. The upstream flow is $3m^3/s$ and the tidal range is 3.5m.	85
3.17	Influence of length l_r on volume ratio, 3 different θ angles. The upstream flow is $3 m^3/s$ and the tidal range is 3.5 m.	86
4.1	Schéma canal <i>in situ</i> à Biard.	94
4.2	Photo du canal <i>in situ</i>	95
4.3	Photo de la zone 1 du canal <i>in situ</i>	95
4.4	Photo de la zone 2 du canal <i>in situ</i>	95
4.5	Photo de la zone 3 du canal <i>in situ</i> (sans la vanne).	95
4.6	Photo de la zone 4 du canal <i>in situ</i>	95
4.7	Photo de la zone 5 du canal <i>in situ</i>	95
4.8	Photo des rugosités.	96

4.9	Schéma de la géométrie des rugosités.	96
4.10	photo canal laboratoire.	97
4.11	Répartition des tailles des civelles, pour les mesures 10/03/16 et du 24/03/16, en fonction de la performance des individus (ayant franchi ou non l'obstacle).	102
4.12	Exemple d'un champ de vitesse moyenne mesurée par PTV pour une vanne à fond lisse.	104
4.13	Courbe des vitesses maximales mesurées dans les canaux, pour une vanne lisse.	104
4.14	Exemple d'un champ de vitesse moyenne mesurée par PTV pour une vanne avec rugosité de fond.	104
4.15	Courbe des vitesses maximales mesurées dans le canal en laboratoire, pour une vanne avec rugosité au fond.	104
4.16	Cartographie de la norme de la vitesse et de valeur des composantes longitudinale et verticales de la vitesse, au niveau de la vanne, pour l'expérience L ₃	105
4.17	Cartographie de la norme de la vitesse et de valeur des composantes longitudinale et verticales de la vitesse, au niveau de la vanne, pour l'expérience R ₇	106
5.1	Charras network schematic map and examples of marsh water uses. G ₄ , G ₅ , G ₆ , and G ₇ gates are coupled to flap gate to prevent salt water intrusion in tributaries.	117
5.2	Water level records in different location of the Charras canal. (a) water level downstream T ₁ gate (i.e. corresponding to the down-stream constraint) and water level upstream G ₁ . (b) water levels downstream and upstream G ₂ . (c) water levels downstream and upstream G ₃	121
5.3	water level records, in different locations of Charras marsh tributaries. (a) water levels upstream G ₄ and G ₅ . (b) water levels upstream G ₆ and G ₇	122
5.4	(a) gate openings in Charras marsh during the measurement period. Gate G ₆ and G ₇ are not presented because : G ₆ was closed, and gate G ₇ was fully opened during the measurement period. (b) mean daily flow at G ₂ gate, calculated from water level measurement and the sluice discharge equation (see text section 5.3).	123
5.5	Calibration results for sluice gate G ₁ and tide gate T ₁ (a). Calibration results for sluice gates G ₂ and G ₃ (b), G ₄ and G ₅ (c).	127
5.6	Model outputs over the measurement period. (a) comparison between measured and simulated water level upstream of G ₁ . (b) comparison between measured and simulated water level upstream of G ₂ . (c) comparison between water velocities at gate G ₂ , calculated from measured and simulated water levels; the burst swimming speed of glass eel is given as a reference value of flow velocity above which eel passage should be highly compromised.	129
5.7	Water elevation along reaches C ₁ and C ₂ . The solid line represents the canal bottom. Dotted lines show water elevations at 3 different hours on 24/02/2015 and 25/02/2015.	130

5.8	Simulation of water levels and flow velocities at G_1 and G_2 , during the 3 P_i periods with constant inflow and stable management. Blue dashed lines corresponds to measurements, red lines to simulations. 1st, 2nd and 3rd rows are for periods P_1 , P_2 and P_3 , respectively. 1st column is for water level upstream of gate G_1 , 2nd column for water level upstream of G_2 and 3rd column is water velocity at gate G_2 . Black dotted lines, in the third column, indicates glass eel burst swimming velocity (0.6 m/s).	131
5.9	Effects of block size on four indicators (T_{pass} duration when G_2 is passable by glass eel during one tide, ΔH_1 mean water level deviation from water recorded level upstream G_1 , ΔH_2 mean water level deviation from water recorded level upstream G_2 , and R_{sea} the ratio of sea water intrusion), during the 3 studied periods (Blue P_1 period, red P_2 period, and green P_3 period). On the down left figure, open circles and cross symbols represent respectively the mean water level deviation from reference upstream G_1 and upstream G_2 . Black dotted lines, on the top right figure, indicates glass eel burst swimming velocity (0.6 m/s).	134
5.10	Effects of G_1 and G_2 opening modifications on period P_1 . The top left figure shows T_{pass} variations in hours. The top right figure shows mean water deviation ΔH_1 variation in meters. The down left figure shows mean water deviation ΔH_2 variation in meters. The down left figure shows R_{sea} ratio variations.	135
5.11	Optimization of T_{pass} with an active management scenario during period P_1 . The operating conditions which do not respect the constraints on indicators have been fill in black.	136
5.12	Simulation of water levels and water velocities for 3 different active management scenarii during period P_1 . Blue continuous line : current management (G_1 opening = 40 cm, G_2 opening = 35 cm). Red dashed line : best management scenario to improve fish passage (among those that have been tested), with respect of other constraints (G_1 opening= 38 cm and G_2 opening= 74 cm). Green dash-dot line : best scenario to improve fish passage (among those that have been tested), other constraints not considered (G_1 opening= 52 cm, G_2 opening= 74 cm).	137
5.13	Simulations of water levels and water velocities following management adaptations between 18/02/2015 and 26/02/2015. (a) comparison of G_1 and G_2 openings for recorded management and modified management. (b) and (c) comparison of simulated and measured water levels between reference and modified management rules. (d) comparison of velocities under gate G_2 between reference and adapted management rules.	138
6.1	Mesures de la salinité à la porte à flot, et des hauteurs d'eau en amont et en aval de la prote à flot, sur la 1ère période de mesure de 2018, et débits journaliers de la Charente sur cette même période.	148
6.2	Mesures de la salinité à la porte à flot, et de la hauteur d'eau en aval de la prote à flot, sur la 2ème période de mesure de 2018, et débits journaliers de la Charente sur cette même période.	148
6.3	Mesures de la salinité à la porte à flot, et de la hauteur d'eau en aval de la prote à flot, sur la période de mesure de 2019, et débits journaliers de la Charente sur cette même période.	149

6.4	Mesure de salinité de mi-mars 2018. Les marées où la salinité ne varie pas dans le canal ont été retirées.	149
6.5	Mesure salinité présentée jusqu'au 6 mai 2018, après il n'y plus d'écoulement dans le canal.	150
6.6	Mesure salinité de la campagne de Mai 2019.	151
6.7	Localisation de l'embouchure du canal de Charras, qui connecte le canal de Charras et l'estuaire de la Charente.	152
6.8	Répartition des couples (H,Q) utilisés pour la corrélation entre salinité et $N_{estuaire}$	154
6.9	Maximum de salinité d'une marée en fonction de $N_{estuaire}$	154
6.10	Évolution de N_{bief} en fonction de R_{bief}	155
A.1	Comparaison loi de vanne.	III
B.1	Decomposition of the force exerted by the spring on the door	IV

Liste des tableaux

1.1	Étendue globale des rivières touchées (en pourcentage) en aval des réservoirs pouvant stocker plus de 2 % de leur débit annuel.	5
1.2	Caractéristiques hydrauliques de l'habitat pour différents stades de développement de l'Ombre commun.	8
1.3	Période de montaison de poissons holobiotiques adultes.	9
1.4	Vitesses imposées par une différence de hauteur d'eau à un ouvrage hydraulique et tailles de poisson pouvant franchir un ouvrage imposant ces différences de hauteur d'eau.	15
2.1	Présentation des marais et des ouvrages les connectant au canal de Charras.	33
2.2	Cote d'eau objectif dans le canal de Charras.	35
2.3	Objectif de la régulation et écoulement dans le marais de Charras.	35
2.4	Amplitudes et phases des composantes de la marée principales au marégraphe de la Pallice (La Rochelle).	37
2.5	Nombre d'estuaire N pour l'estuaire de la Charente, calculé pour des marées de vives-eaux et de mortes-eaux à un débit fort, un débit moyen, et un débit faible. Données repris de Toublanc (2013)	39
2.6	Salinité à l'embouchure du marais de Charras en fonction des débits de la Charente et de l'amplitude du marnage.	40
2.7	Différent stades de civelles.	42
2.8	Périodes habituels des maxima d'abondance de civelles pour différentes zones géographiques.	42
2.9	Caractéristique des ouvrages du marais de Charras.	50
2.10	Résumé des mesures de hauteur d'eau effectuées.	51
2.11	Résumé des mesures de débits effectuées.	53
3.1	Characteristics of hydraulics structures	83
4.1	Récapitulatif des mesures effectuées dans le canal <i>in situ</i>	97
4.2	Récapitulatif des configurations des mesures effectuées dans le canal de laboratoire.	99
4.3	Résultats du franchissement de la vanne lisse.	101
4.4	Comparaison de franchissement de la vanne avec et sans rugosité à des différences de hauteur d'eau et des conditions météorologiques comparables.	103

5.1	Characteristics of the main canal and tributaries of the marsh. For C_1 and C_2 reaches bathymetry measurements, see figure 5.7. All elevations are above sea level (asl) and are related to the French geodetic system (NGF-IGN1969).	118
5.2	Characteristics of sluice gates. The gate heights are given because of possible overflow.	118
5.3	Water level target at two seasons in principal reaches of Charras marsh.	119
5.4	Summary of the seasonal water managements operations and flows in Charras marsh.	120
5.5	Calibrated coefficients for head losses at different locations of the Charras marsh (Manning n and others from discharge equations of the respective gates, see text). For flap gates at structures G_4 , G_5 , G_6 and G_7 , the discharge coefficient was set to 0.8.	126
5.6	Calibration evaluation of the hydraulic model : mean water level (\bar{H}) upstream of different gates and RMSE.	128
5.7	Periods selected and corresponding parameters for the comparison of alternative management strategies	130
5.8	Reference values for the 3 studied periods P_1 , P_2 , P_3 . H_{u,G_i} is the average water level upstream of G_i	133
6.1	Estimation du coefficient τ utilisé pour calculer $N_{estuaire,Charente}$ pour la Charente.	153

Introduction générale

Cette thèse s'inscrit dans le contexte et les problématiques de continuité piscicole en cours d'eau littoraux. Elle s'intéressera à la possibilité d'améliorer le franchissement piscicole des ouvrages de gestion de l'eau dans des réseaux hydrographiques soumis à l'influence de la marée. Plus particulièrement cette thèse prendra l'exemple de l'espèce de l'anguille européenne, et visera à améliorer sa migration dans les marais rétro-littoraux fortement régulés (que l'anguille traverse au moment de son cycle de vie appelé civelle). Les solutions présentées devront tenir compte des usages liés à l'agriculture ou l'élevage.

Cette thèse se propose d'analyser des méthodes d'amélioration du franchissement d'ouvrages hydrauliques, et de nouvelles approches de l'amélioration de la continuité. On s'intéressera à des milieux où les approches actuellement prescrites ne fonctionnent pas de manière satisfaisantes : les marais en zones côtières soumis à la marée. Ces nouvelles méthodes seront testées sur un site représentatif des milieux côtiers aménagés pour les usages agricoles : le marais de Charras en Charente Maritime. Il s'agit d'un marais doux, asséché, et fortement régulé. L'écoulement est canalisé et contrôlé par plusieurs ouvrages hydrauliques (vannes, seuils,...). Ces ouvrages sont gérés de manière active (les ouvrages de gestion de l'eau sont manipulés par un gestionnaire de manière quotidienne). Les approches testées pour améliorer la franchissabilité d'ouvrages, consisteront en des modifications des ouvrages, ou des règles de gestion pour créer des conditions hydrauliques favorables à leur franchissement.

Ce manuscrit est une thèse basée sur des projets d'articles. Un soumis au mois de Novembre 2019 (le chapitre 5) intégré dans le manuscrit en anglais, un article soumis en Février 2020 (chapitre 3) et un projet d'article (chapitre 4). Le manuscrit est structuré de la manière suivante :

- Le premier chapitre commencera par présenter le contexte de cette thèse : le conflit qui peut avoir lieu entre les besoins de gestion de l'eau des humains et les besoins de migration de certaines espèces piscicoles. Pour cela nous nous intéresserons aux ouvrages hydrauliques qui servent aux hommes à gérer la ressource en eau, mais qui peuvent aussi être des obstacles à la libre circulation des poissons durant leurs migrations. Dans une seconde partie un état de l'art des dispositifs de franchissement des ouvrages hydrauliques. Puis une dernière partie sera consacrée à présenter le type de cours d'eau auquel nous nous intéresserons : les marais en zones côtières soumis à la marée. Ils ont été choisis à la suite de notre état de l'art des dispositifs de franchissement, qui montrera qu'il s'agit de cours d'eau où les solutions de franchissement actuelles ne sont pas toujours efficaces.
- Le second chapitre détaillera le site d'étude, l'espèce étudiée, le protocole de mesure mis en place, et les méthodes de modélisation retenues pour cette thèse. Le site d'étude a été choisi pour ses enjeux vis à vis de la gestion de l'eau et de la

migration piscicole. Les choix effectués doivent permettre de tirer des enseignements génériques sur la gestion de cours d'eau régulés vis à vis de la continuité écologique.

L'espèce emblématique retenue est l'anguille européenne dont la migration est empêchée par les ouvrages de gestion de l'eau. Nous nous intéressons plus particulièrement au stade civelle de l'anguille. On étudie ensuite le comportement de cette espèce : période de migration, stimuli de migration, capacités de nage,... On propose alors des solutions permettant d'obtenir un compromis entre des conditions d'écoulement permettant de faire passer des poissons au moment de leur arrivée, et les exigences en terme de gestion de l'eau pour les usages agricoles. Cette réflexion peut être déclinée pour d'autres cours d'eau et d'autres espèces piscicoles.

- Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des ouvrages de gestion de l'eau spécifiques aux zones soumises à la marée. Il s'agit dans un premier temps d'étudier le fonctionnement de ces ouvrages dans les conditions particulières qui s'imposent dans les zones côtières. Le but est de décrire le fonctionnement des ouvrages soumis à la marée avec des lois hauteur/débit, de façon à pouvoir les modéliser avec des modèles d'écoulement 1D.
- Le chapitre suivant sera consacré aux capacités de franchissement des ouvrages d'étagement, présents dans les marais côtiers, par des civelles. Le but est de valider la vitesse de nage in-situ de l'anguille au stade civelle (stade de développement lorsqu'elle arrive au niveau des réseaux côtiers). Pour cette étude nous avons choisi comme ouvrage d'étagement la vanne. Car l'utilisation d'autres ouvrages d'étagement (par exemple : les seuils) pose des problèmes de braconnage. Dans ce chapitre, nous testerons aussi une modification locale de l'ouvrage pour voir si il est possible de créer des zones de faibles vitesses qui faciliteraient le passage des civelles.
- Après avoir étudié le comportement des civelles aux ouvrages de gestion de l'eau, nous présenterons un modèle 1D permettant d'effectuer des tests de scénarios de gestion. À l'aide de ce modèle, nous développerons une méthodologie pour tester et optimiser des gestions d'amélioration de la continuité piscicole dans un réseau hydrographique, sous contraintes hydrauliques liées aux usages agricoles des réseaux.
- Suite à cela nous ferons un chapitre d'ouverture sur l'impact des solutions pour la restauration de la continuité écologique vis à vis de la salinité du milieu. Nous montrerons que les écoulements induits par cette restauration dans un réseau hydrographique soumis à la marée sont proches de ceux que l'on trouve en estuaire. Cela posera la question de la pertinence et des limites d'une modélisation 1D de type Saint-Venant pour représenter l'écoulement dans de tels réseaux.
- Pour finir nous ferons un chapitre de conclusion et perspectives. Cela nous permettra, dans une première partie, de faire un bilan et une synthèse des nouvelles connaissances apportées par cette thèse. Dans un second temps nous aborderons les perspectives de travaux, envisagées par les différentes parties prenantes de la thèse (IMFT, UMR G-eau, et OFB), qui feront suite à cette thèse.

Chapitre 1

Contexte : les marais côtiers, un enjeu de gestion ecohydraulique

*« Les poissons, les nageurs, les bateaux
Transforment l'eau.
L'eau est douce et ne bouge
Que pour ce qui la touche.
(...) »*

Paul Eluard

Sommaire

1.1 Introduction	4
1.2 Un conflit dans l'utilisation des cours d'eau	4
1.2.1 Une utilisation variée et de longue date par l'Homme	4
1.2.2 Les cours d'eau : un lieu de passage	6
1.2.3 Les grands migrateurs	9
1.2.4 Chute des populations de poisson	12
1.2.5 Les ouvrages, des obstacles à la migration	13
1.2.6 Impact de l'obstruction due aux ouvrages sur la migration	16
1.2.7 La réglementation	18
1.3 Solutions de franchissement	19
1.3.1 L'effacement et arasement	19
1.3.2 Les ouvrages de franchissement	20
1.3.3 Les limites des solutions	24
1.3.4 Échelles spatiales des solutions	25
1.4 Des cours d'eau particuliers : les marais rétro-littoraux	25
1.4.1 Qu'est ce qu'un marais?	25
1.4.2 Les spécificités hydrauliques	26
1.4.3 Des milieux particuliers pour la migration et l'habitat piscicole	29

1.1 Introduction

Ce chapitre est divisé en trois parties :

- La première partie introduit les usages des cours d'eau pour les activités humaines et leurs fonctionnalités pour les poissons, ainsi que les conflits d'objectifs qui en résultent.
- La deuxième partie fera un état de l'art des solutions permettant d'améliorer le passage des poissons au niveau des ouvrages de gestion de l'eau. Nous discuterons ensuite des limites de ces dispositifs.
- Pour finir nous présenterons les cours d'eau rétro-littoraux, qui sont des milieux clefs pour la migration de certaines espèces piscicoles, mais où les solutions classiques visant à améliorer la migration piscicole sont peu efficaces. Cette partie finira par les questions de recherche définies à partir de l'état de l'art.

1.2 Un conflit dans l'utilisation des cours d'eau

1.2.1 Une utilisation variée et de longue date par l'Homme

Les ouvrages hydrauliques comme outils de gestion de l'eau

Les premières traces de détournement du cours naturel de l'eau par les êtres humains remontent à environ 6000 ans en Mésopotamie au moment de la transformation des villages fermiers en centres urbains (Mays (2008)). L'eau a été détournée pour pouvoir améliorer l'agriculture (irrigation). Les techniques d'irrigation se sont propagées et complexifiées durant les millénaires suivants. En témoignent par exemple les traces trouvées dans l'est de l'Anatolie (Garbrecht (1988)) ou dans le Fayum en Égypte (Garbrecht (1996)).

Les ouvrages de gestion des cours d'eau ont été construits aussi bien pour profiter des bienfaits des grands fleuves (irrigation) que pour se protéger de leurs méfaits (inondations). Le plus ancien grand barrage connu semble avoir été construit dans le but de se prémunir contre des crues rapides. Il s'agit du barrage de Sadd El-Kafara (2600 av. J.C. environ) en Égypte qui devait offrir une protection contre les crues du wadi Garawi (Viollet (2004)). Il avait une hauteur de 14 m, une largeur de 113 m, et une contenance de 620 000 m³. Il y a aussi eu des détournements de rivières et des constructions de digues, comme par exemple pour protéger la ville de Tyrinthe (1200 av. J.C. environ) en Grèce (Zangger (1994)).

Plus tard dans l'antiquité la civilisation romaine a fait montre d'une bonne connaissance de certains phénomènes hydrauliques entrant en jeu dans les écoulements canalisés (Chanson (2000)). Les Romains ont construit des aqueducs de plusieurs dizaines de kilomètres pour alimenter en eau leurs grandes villes (Viollet (2004)). Il est à noter que certaines parties de l'Aqueduc de Carthage, construit il y a 18 siècles, sont encore en service à Tunis (Clamagirand et al. (1990)).

L'artificialisation des cours d'eau

Cette modification des cours d'eau s'est poursuivie au cours des siècles pour les mêmes raisons : l'agriculture, la prévention des inondations, le transport de l'eau potable et la production d'énergie. À ces usages ancestraux, présentés plus haut, on peut ajouter la

Debitance rivière (m ³ /s)	Longueur cumulée (10 ³ km)	Pourcentage des cours d'eau pouvant stocker plus de 2 % de leur débit annuel
1 - 10	5081,1	2,3
10 - 100	1696,6	12,0
100 - 1 000	603,2	28,3
1 000 - 10 000	155,7	46,9
> 10 000	25,0	45,1
Total	7562,4	7,6

TABEAU 1.1 – Étendue globale des rivières touchées (en pourcentages) en aval des réservoirs pouvant stocker plus de 2 % de leur débit annuel. Données de [Lehner et al. \(2011\)](#)

navigation, le transport, la pêche, la pisciculture et le récréatif. Cette multiplicité de besoins et l'augmentation de la population a conduit à la construction d'un nombre croissant d'ouvrages.

Ainsi, les cours d'eau sont aujourd'hui fortement régulés, tant sur les débits que sur les hauteurs d'eau ou la morphologie. [Nilsson et al. \(2005\)](#) ont étudié la fragmentation et la régulation des 292 plus grands réseaux fluviaux. Ces 292 réseaux évacuent 60% du ruissellement d'eau mondial et drainent 54% des terres émergées. Parmi eux, 172 sont affectés par des barrages représentant 83% du débit total et 88% des surfaces drainées. Cela signifie qu'au moins 50% du débit mondial, drainant 48% de la surface terrestre, est régulé à l'aide d'un ou plusieurs barrages. La régulation des débits concerne également les petits cours d'eau : [Lehner et al. \(2011\)](#) recense, à travers le monde, 16,7 millions de retenues ayant une surface supérieure à 0.01 ha, avec une capacité de stockage cumulée de 8070 km³. Grâce à ce recensement, ces auteurs estiment que 575 900 kilomètres de rivière, soit 7,6 % des fleuves du monde dont le débit moyen dépasse 1 m³/s, sont affectés par les réservoirs en amont qui peuvent stocker au moins 2% du volume d'eau qu'elles débitent annuellement. Le pourcentage de réseaux artificialisés augmente avec la débitance des cours d'eau (tableau 1.1)

Des études ont été menées dans certains pays pour évaluer l'étendue de l'artificialisation des cours d'eau. [Graf \(1999\)](#) rapporte l'évolution du nombre de barrages, au XX-ième siècle, aux États Unis (hors Alaska et Hawaï), constatant que les 75000 barrages fragmentent et régulent le système fluvial Étasunien, avec une capacité de stockage équivalente au volume moyen annuel de précipitation. Pour la France métropolitaine, la base de données ROE (Référentiel des Obstacles à l'Écoulement) recensait en 2019 plus de 100 000 obstacles à l'écoulement de l'eau dans les cours (barrages, seuils de rivière, ponts, digues...). Les ouvrages considérés dans la base de données ROE regroupent des barrages d'une centaine de mètres de hauteur jusqu'à des petits seuils de rivière de moins d'un mètre de haut.

Les ouvrages permettant de réguler le débit et/ou les hauteurs d'eau, fréquemment rencontrés dans nos cours d'eau, peuvent être classés en 5 catégories :

- Vanne : Une vanne est un ouvrage positionné en travers de l'écoulement, créant une contraction de l'écoulement et un passage en sousverse (figure 1.1). Les vannes de fond sont utilisées pour réguler un débit ou pour maintenir une hauteur d'eau, selon sa position dans le réseau hydraulique.
- Seuil : Un seuil est un ouvrage positionné en travers de l'écoulement (figure 1.2). Il force le passage de l'eau en surverse. Les seuils sont utilisés pour maintenir une

hauteur d'eau ou créer une retenue d'eau.

- Buse (ou dalot) : Une buse (ou un dalot) est une conduite circulaire (rectangulaire) positionnée dans le sens de l'écoulement. Elle permet de faire passer l'eau d'un cours d'eau sous un obstacle (route, chemin de fer...).
- Ouvrage hydromécanique : Il s'agit de clapet ou de vanne avec contrepoids et/ou flotteur. Il s'agit d'ouvrages qui régulent automatiquement leur débitance en fonction des hauteurs d'eau. Cette régulation automatique s'effectue mécaniquement, sans intervention extérieure.
- Barrage : Il s'agit d'un ouvrage qui barre l'écoulement de l'eau. Mais à la différence du seuil, il barre l'écoulement sur une hauteur supérieure au niveau de plein bord du cours d'eau (le seuil lui ne barre que le lit mineur). Ils servent à créer une retenue d'eau, dans le fond d'une vallée par exemple. L'écoulement de l'eau peut se faire par des vannes positionnées au pied du barrage, ou par surverse. Ce type d'ouvrage est utilisé pour créer de grandes hauteurs de chute pour la production d'énergie. Au niveau d'un barrage, l'eau peut donc aussi s'écouler au travers d'une turbine.



FIGURE 1.1 – Photo d'une vanne (Lac de Saint-Ferréol). ©Léo Guiot.



FIGURE 1.2 – Photo d'un seuil sur Le Tarn (Albi). ©Léo Guiot.

1.2.2 Les cours d'eau : un lieu de passage

La continuité écologique en rivière

Les cours d'eau sont le siège de processus biologiques et de transport sédimentaire. L'étude de ce type de circulation et de zones d'habitat a amené au concept de continuité écologique. Le terme de continuité écologique a plusieurs définitions différentes (Nordén and Appelqvist (2001)). Dans la suite de ce manuscrit elle décrira : la continuité, dans le temps et l'espace, des habitats qui permettent aux poissons d'effectuer leur cycle de vie (ex : voies de migration), et l'interaction entre différentes communautés d'une même espèce (via la reproduction par exemple). Cette définition s'adapte bien aux écosystèmes aquatiques. Elle concerne aussi bien :

- la conservation des flux de matière physique non biologique (eau, sédiments, solutés...)
- la conservation des flux de matière biologique non animale (bois, végétaux supérieurs, algues, graines ...)

- la conservation des flux d'espèces animales avec capacité limitée de locomotion (les planctons, larves d'insecte, larves de poisson...)
- la conservation des flux d'espèces animales avec capacité de locomotion (poissons, amphibiens,...)
- la continuité des habitats des différentes espèces biologiques (végétal ou animal)

Dans un réseau hydrographique la continuité écologique est un problème à 4 dimensions (Jungwirth et al. (2000)) :

- Longitudinale : Échanges entre l'amont et l'aval d'un cours d'eau
- Latérale : Échanges entre un cours d'eau et ses affluents, et échanges entre le cours d'eau et les plaines inondables.
- Verticale : Échanges entre le cours d'eau et l'aquifère, et échanges entre le milieu hyporhéique et le cours d'eau.
- Temporelle : Certains échanges sont dépendants de l'hydrologie. Par exemple les échanges avec les plaines inondables sont possibles à fort débit mais pas à l'étiage.

Dans la suite nous allons illustrer les enjeux de restauration de la continuité écologique dans le cas des poissons. Du fait des processus de migration, de leurs besoins d'habitats particuliers pour leur reproduction ou leur croissance, et leurs exigences en terme de qualité de l'eau (température, O₂ dissous...), certaines espèces de poissons sont de bons bio-indicateurs pour étudier l'intégrité de la continuité écologique dans les rivières (Jungwirth et al. (2000)).

Un exemple de mouvement : la migration des poissons

Il existe deux catégories d'espèces piscicoles présentes dans les cours d'eau douce, qui sont différenciées par leur cycle de vie :

- Espèces holobiotiques : ce sont des espèces qui effectuent l'ensemble de leur cycle de vie dans le même milieu (ex : eau douce). Les besoins de migration sur de grandes distances des espèces holobiotiques ont été peu étudiés. Mais des suivis par radiopistage de poissons vivant en eau douce (Ovidio (2005), Ovidio et al. (2007)), et des comptages de passage de poissons effectués sur certaines passes à poissons (Chanseau et al. (2000)), ont montré des déplacements importants de certaines espèces holobiotiques.
- Espèces amphihalines : ce sont des espèces qui effectuent une partie de leur cycle de vie en eau douce et une autre en mer. Ces espèces effectuent leur croissance et leur reproduction dans des milieux de salinités différentes. Le besoin de migration sur de grandes distances de ces espèces est évident. En effet les modifications biologiques au cours de leur cycle de vie les obligent à migrer entre la mer et des milieux d'eau douce. Donc une impossibilité de migration bloque ces poissons dans des milieux aquatiques où ils ne sont plus capables de survivre à un moment de leur vie. Cette catégorie peut être divisée en deux :
 - Espèces anadromes : reproduction en eau douce, croissance en mer.
 - Espèces catadromes : reproduction en mer, croissance en eau douce.

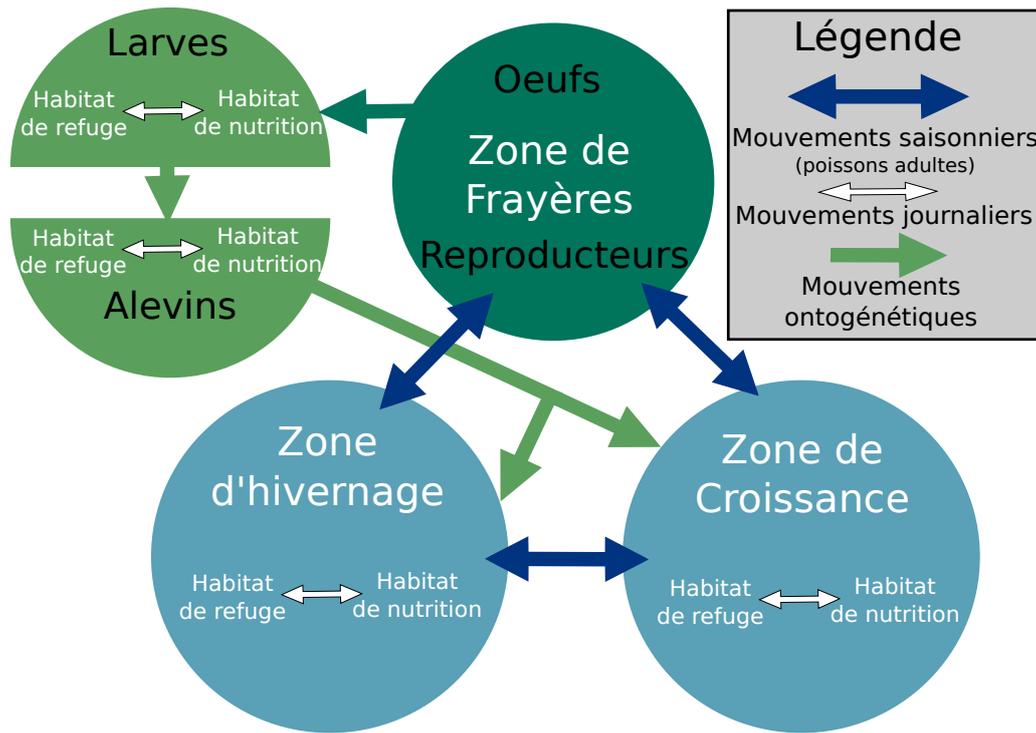


FIGURE 1.3 – Schéma migration en rivière. Adapté de Baras (1992)

La migration piscicole recouvre l'ensemble des déplacements effectués par les individus d'une espèce pour accomplir leur cycle de vie. En rivière les poissons adultes, holobiotiques et amphihalins dans leur période continentale, peuvent migrer entre 3 zones différentes (figure 1.3) : zones de croissance, zones de frayère, et zones d'hivernage.

Pour une même espèce, les zones de frayère/croissance/hivernage ne sont pas forcément connexes. Suivant son stade de développement et la saison, un poisson n'a pas les mêmes besoins/préférences hydrauliques : hauteurs d'eau, vitesses du courant, et substrat (sédiments, bois mort,...). Par exemple l'ombre commun (*Thymallus thymallus*) n'a pas les mêmes besoins au stade embryonnaire, au stade larvaire, au stade juvénile, et au stade de la reproduction tableau 1.2.

Stade	Vitesse du courant (cm/s)	hauteur d'eau (cm)	Granulométrie du fond (mm)
Embryons	40-70	20-30	16-64
Larves	0-20	0-40	<20
Juvéniles	20-40	40-60	8-32
Males adultes (reproduction)	0-50	50-150	<32

TABLEAU 1.2 – Caractéristiques hydrauliques de l'habitat pour différents stades de développement de l'Ombre commun. Données de Sempeski and Gaudin (1995a) et Sempeski and Gaudin (1995b)

Il existe aussi des besoins différents en fonction des espèces. Lamouroux et al. (1999) et Capra et al. (2017) ont élaboré les courbes de préférence pour les hauteurs d'eau, la vitesse du courant et la taille des sédiments pour plusieurs espèces piscicoles. Les différentes espèces de poissons ont des périodes de migration préférentielles qui diffèrent (Tableau 1.3). Il existe trois autres facteurs, eux-mêmes dépendants de la saison,

contrôlant la migration : la température, le débit et le rythme nycthéral (jour/nuit). Par exemple les anguilles adultes migrent lors d'événements de fort débit. Pour l'impact du cycle jour nuit, on peut prendre l'exemple des mulots qui se déplacent le jour et des anguilles qui, elles, se déplacent plutôt la nuit.

Il ne faut cependant pas oublier qu'il y a une composante individuelle dans la migration, et donc un poisson isolé peut avoir des comportements de migration différents du comportement moyen de son espèce. Par exemple, il peut migrer hors des périodes de migration habituelles de son espèce.

Espèces	Hiver	Printemps	Été	Automne
Ablette		■	■	■
Barbeau		■	■	■
Brème		■	■	■
Brochet	■	■		
Gardon		■	■	■
Hotu		■	■	
Ombre commun		■	■	
Perche		■	■	■
Sandre		■	■	
Truite fario	■			■
Vandoise		■	■	

TABLEAU 1.3 – Période de montaison de poissons holobiotiques adultes : périodes principales en bleu et périodes secondaires en bleu turquoise. Repris de [Baudoin et al. \(2014\)](#))

Dans la suite de ce chapitre nous nous concentrerons sur la continuité piscicole en rivière pour des espèces amphihalines, car ce sont des espèces emblématiques qui ont été beaucoup étudiées, et pour lesquelles il y a le plus de données. Mais les réflexions associées peuvent être déclinées pour les espèces holobiotiques.

1.2.3 Les grands migrateurs

Du fait de leur migration sur de grandes distances, les poissons amphihalins sont aussi appelés "grand migrateurs". Nous allons illustrer les cycles de migration des grands migrateurs en nous concentrant sur les cas d'une espèce anadrome (le saumon) et d'une espèce catadrome (l'anguille).

Dans les cours d'eau, il y a deux sens de migration pour les grands migrateurs :

- Montaison : Il s'agit du sens de migration où un poisson remonte un cours de l'aval vers l'amont pour trouver une zone de grossissement ou de reproduction.
- Dévalaison : Il s'agit du sens de migration où un poisson descend un cours de l'amont vers l'aval pour trouver une zone de grossissement ou de reproduction.

L'anguille (figure 1.4) : L'anguille européenne (*Anguilla anguilla*) est une espèce catadrome. Les anguilles naissent dans la mer des Sargasses sous la forme de larves. Elles sont poussées par le gulf stream vers les côtes du nord de l'Afrique et de l'Europe. Au niveau des côtes, les larves se transforment en civelles, puis une fois arrivées dans les cours d'eau douce les civelles se muent en anguillettes. Les anguillettes continuent leur croissance pour devenir des anguilles. Elles colonisent les rivières en remontant les cours d'eau. Cette montaison peut prendre entre quelques semaines et 3

ans (suivant que les individus restent en aval du réseau hydrographique ou remontent en amont du réseau). Elles restent dans les rivières entre 3 et 18 ans pour grandir. Elles subissent alors de nouvelles modifications biologiques pour pouvoir retourner en mer. Ce processus se nomme "argenteure", car il s'accompagne d'un changement de coloration de la peau qui passe d'une couleur jaune à une couleur argentée. Puis elles se dirigent vers la mer des Sargasses pour se reproduire.



FIGURE 1.4 – Cycle de vie de l’anguille. Source : <http://normandiegrandsmigrateurs.fr>

exemple : le saumon (figure 1.5) :

Le saumon atlantique (*Salmo salar*) est une espèce étudiée depuis plus d'un siècle (Day (1887)). Les différents stades de développement du saumon sont bien identifiés (et font l'objet d'un consensus général); les terminologies et définitions concernant ces différents stades de développement sont résumées par Allan and Ritter (1977). Il s'agit d'une espèce de poisson anadrome. Son cycle de vie est décrit par Mills (1989). En résumé : ils naissent en eau douce, les juvéniles restent 1 à 3 ans dans les rivières. Puis ils subissent une métamorphose, appelée smoltification, qui est une préparation à la vie marine. Ils amorcent alors leur dévalaison vers la mer (entre les mois de mars et mai). Une fois en mer la population de saumons se répartit dans le nord de l'océan Atlantique, où ils grossissent entre 1 et 3 ans. Une fois leur croissance achevée, ils remontent les rivières. Ils retournent principalement dans les rivières qui les ont vus naître (processus de homing). Ils cherchent alors des habitats propices à leur reproduction. Cette remontée des cours d'eau peut prendre plusieurs mois. Les saumons peuvent survivre après la reproduction. Les individus ayant survécu sont dits ravalés. Ces saumons retournent en mer et sont susceptibles de revenir se reproduire en rivière une seconde fois. Il est à noter que la proportion de ravalés est plus importante dans les cours d'eau courts (ex : petits fleuves côtiers) dans lesquels les poissons ont moins de distance à parcourir pour atteindre les frayères.

Au cours de leurs cycle de vie les poissons amphihalins doivent effectuer au moins une transition eau de mer/eau salée, et une transition eau salée/eau douce(exemple

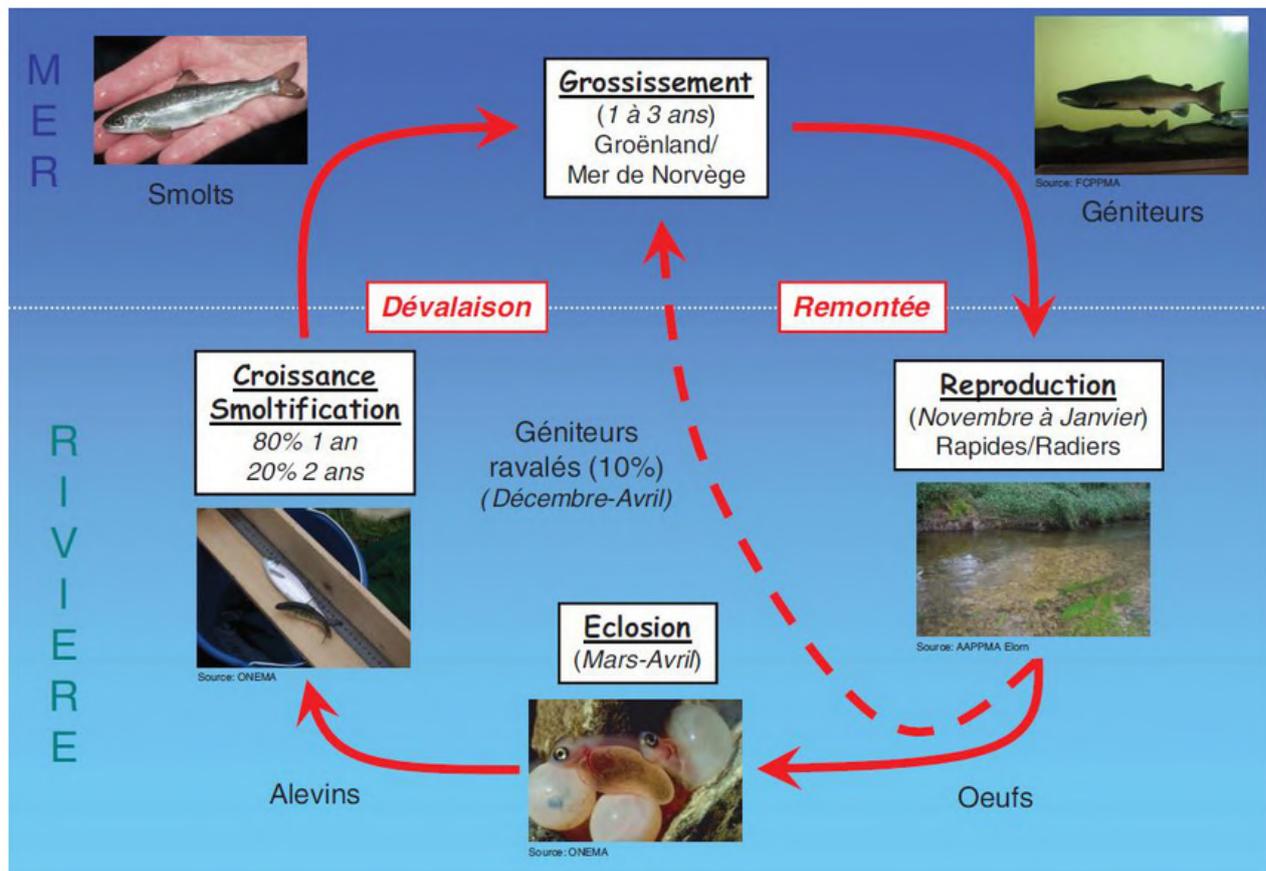


FIGURE 1.5 – Cycle de vie du saumon. Source : <http://normandiegrandsmigrateurs.fr>

figures 1.4 et 1.5). Or certains mécanismes physiologiques diffèrent entre ces deux milieux et nécessitent pour les poissons des changements très importants. Les différences les plus importantes sont liées à la différence de pression osmotique. En mer l'eau étant plus salée que l'organisme du poisson, la pression osmotique a tendance à entraîner une perte d'eau. Le poisson doit mettre en place des mécanismes favorisant son hydratation et minimisant son absorption de sel. A contrario, en eau douce un poisson minimise son absorption d'eau et favorise son absorption de sel. La transition entre eau de mer et eau douce doit donc s'accompagner de changements biologiques, permettant aux poissons d'être adaptés à leur milieu. Mais ces changements rendent impossible leur survie dans leur milieu de vie précédent. Le début de ces changements est donc équivalent à un compte à rebours, les poissons doivent avoir changé de milieu avant leur fin. Il est donc important pour leur survie qu'il n'y ait pas trop de retard dans leur migration, et donc de minimiser le nombre ou les effets des obstacles éventuels sur leur chemin.

1.2.4 Chute des populations de poisson

Plusieurs études ont montré une diminution significative des populations de certaines espèces piscicoles. L'ICES (International Council for the Exploration of the Sea) a répertorié le nombre de saumons pêchés chaque année dans l'Atlantique Nord depuis 1960 (ICES (2016)). On peut voir une chute des populations de saumon dans l'océan Atlantique nord depuis la seconde moitié des années 1980 (figure 1.6). Le volume de pêche en 2015 n'était que d'environ 25 % de celui des années 1970; on constate ainsi une disparition du saumon dans des cours d'eau où il était historiquement présent (comme dans la partie Suisse du Rhin). Cette diminution des populations est constatée sur toute l'aire de répartition du saumon (Parrish et al. (1998)). Cette chute d'abondance depuis les années 1980 s'observe aussi pour les anguilles. La figure 1.7 montre la quantité de civelles (stade jeune de l'anguille) arrivant en Mer du Nord. On peut remarquer qu'il arrive moins de 10 % du nombre qui arrivait dans les années 1980. En 2019 l'IUCN (International Union for Conservation of Nature) considère que le statut de conservation du saumon atlantique est en "Préoccupation mineure", alors que celui de l'anguille européenne est considéré comme "En danger critique d'extinction".

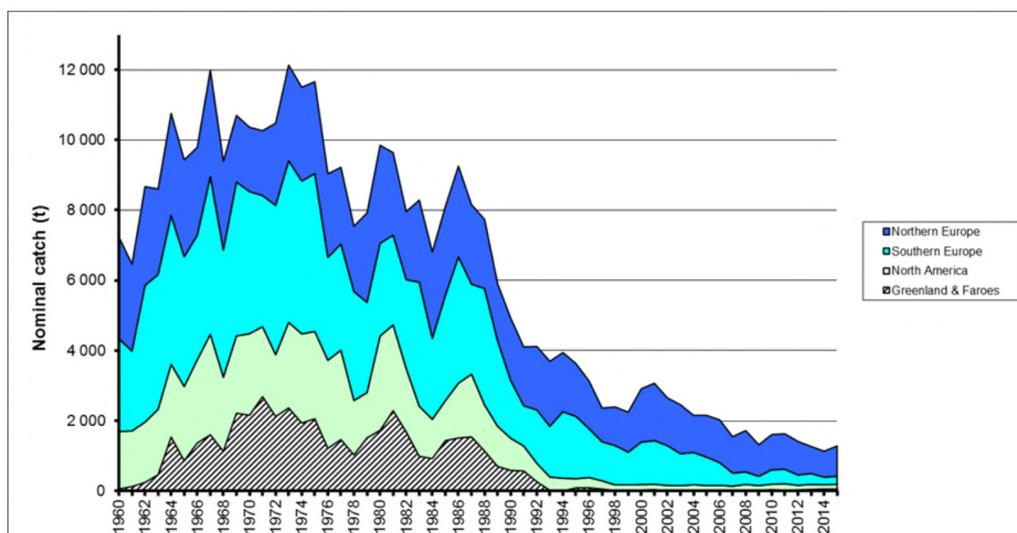


FIGURE 1.6 – Nombre de saumons capturés dans l'Atlantique Nord entre 1960 et 2015 (Repris de ICES (2016))



FIGURE 1.7 – Quantité de civelles arrivant en Mer du Nord entre 1960 et 2016. (Repris de la Plaquette Anguille européenne 2017 de l'AFB)

Il existe plusieurs raisons qui peuvent expliquer une chute des populations de poissons. Les raisons le plus souvent évoquées sont :

- le changement climatique : **Miller et al. (2009)** indiquent deux impacts possibles du changement climatique sur la réussite de la migration des anguilles. Premièrement au stade larvaire, les anguilles effectuent leur migration à l'aide des courants océaniques. Le changement climatique modifiant la direction et l'intensité de ces courants, il peut compromettre les chances que les larves arrivent sur les côtes où se trouvent leurs habitats d'eau douce. Deuxièmement, la position des aires de reproduction (et de naissance) des anguilles est déterminée par des thermoclines. Or, avec le changement climatique les thermoclines changent de localisation dans l'océan. Ce qui change la position des zones de naissance par rapport aux courants océaniques, et ainsi peut compromettre la réussite de la migration des larves d'anguilles.
- les ouvrages hydrauliques : **Lenders et al. (2016)** ont identifié une coïncidence temporelle entre une chute des populations de saumon et une augmentation des seuils de moulins dans le Rhin. Ils mettent aussi en relation, pour les rivières du Royaume-Uni, la présence historique des moulins et l'absence de saumon.
- la sur-pêche/braconnage : Il s'agit d'une des deux raisons proposées (avec un changement climatique) pour la chute des populations de morue dans l'Atlantique nord, au niveau des côtes du Canada (**Myers et al., 1996**).
- la qualité de l'eau : La survie d'une espèce piscicole n'est possible que dans une gamme de paramètres physico-chimiques de l'eau. Par exemple l'acidification des eaux de rivière est préjudiciable à la survie du saumon. En effet, **Hesthagen and Hansen (1991)** a montré qu'en Norvège, les populations de saumon de 25 rivières ont été amenées à l'extinction en raison de pH mortel.

1.2.5 Les ouvrages, des obstacles à la migration

La présence des ouvrages hydrauliques est une des raisons invoquées pour expliquer la chute des populations piscicoles. Dans cette partie nous allons voir en quoi ils peuvent

être un obstacle à la migration piscicole.

Conditions hydrauliques au droit des ouvrages

Les ouvrages modifient fortement les conditions hydrauliques localement. Les seuils, vannes et buses imposent des différences de hauteur d'eau (voir photo 1.1, et 1.2) qui peuvent être importantes. Il existe des moyens de passer mais en affrontant des conditions hydrauliques qui peuvent être rudes. Pour les seuils, les trois moyens pour franchir sont soit de sauter au-dessus du seuil, soit de ramper le long du seuil, soit de nager contre des vitesses importantes lorsque le seuil est en partie submergé. Pour franchir les vannes et les conduites, il faut lutter contre des vitesses importantes. La vitesse au niveau d'un ouvrage peut être déterminée à l'aide de l'équation de Bernoulli, lorsque les pertes de charge sont négligeables, elle est égale à :

$$V_{ouvrage} = \sqrt{2g\Delta h} \quad (1.1)$$

Où $V_{ouvrage}$ est la vitesse au niveau de l'ouvrage, g l'accélération de la pesanteur, et Δh la différence de hauteur d'eau à l'ouvrage. Suivant la différence de charge entre l'amont et l'aval, la vitesse peut être plus ou moins importante - de quelques cm/s à plus de 1 m/s si Δh est supérieur à 5cm.

Capacité de nage des poissons

Les vitesses au niveau des ouvrages sont à comparer aux capacités de nage des poissons. Il existe trois types de nage :

- Aérobie : Il s'agit de la vitesse de "croisière" pour le poisson. Au cours de cette nage le poisson respire et dépense moins de dioxygène qu'il n'en absorbe. Ce type de nage peut être soutenu plusieurs heures sans fatigue par le poisson.
- Aéro-anaérobie : Il s'agit d'une vitesse dite "soutenue" pour le poisson. Au cours de cette nage le poisson respire mais dépense plus de dioxygène qu'il en absorbe. Le poisson se fatigue, il ne peut nager à cette vitesse que quelques minutes.
- Anaérobie : Il s'agit de la vitesse de pointe du poisson. Au cours de cette nage le poisson ne respire pas. Il s'agit d'un effort violent, le poisson s'épuise vite (production d'acide lactique). Le poisson peut nager à cette vitesse seulement quelques secondes.

Pour savoir si un ouvrage représente un obstacle il est possible, dans un premier temps, de comparer la capacité de nage maximale d'un poisson (vitesse anaérobie) à la vitesse du courant au niveau d'un ouvrage (équation 1.1).

Les vitesses maximales dépendent principalement de la morphologie et de la température de l'eau. Les espèces pour lesquelles les vitesses de nage ont été les plus étudiées sont les salmonidés. Des courbes de vitesse de nage sont fonction de la longueur du poisson et la température de l'eau (Beach (1984)). Cependant, les vitesses de nage maximales n'ont pas été étudiées pour toute les espèces de poissons. Une formule générale pour déterminer la vitesse de nage anaérobie a été donnée par Viedler (1993) (elle ne dépend que de la longueur du poisson L_p) :

$$V_{max} = 0.4 + 7.4L_p \quad (1.2)$$

Cette formule a été établie en se basant sur l'étude de la nage d'un grand nombre d'espèces dans des conditions variées. Elle est utilisée dans le protocole d'évaluation des possibilités de franchissement des obstacles par des poissons en France (Baudoin et al. (2014)). Le protocole ICE comporte des exceptions pour des espèces qui ont des capacités de nage particulières. C'est par exemple le cas de l'anguille, qui a un chapitre dédié. Cette exception est due à ses faibles capacités de nage, à ses jeunes stades de développement, en comparaison avec les autres espèces. Les vitesses de nage maximales pour les jeunes stades ont été identifiées dans plusieurs études : pour les civelles $V_{max} = 0.6$ m/s (McCleave (1980)); pour les anguilles jaunes, Blaxter and Dickson (1959) donne $V_{max} = 1.14$ m/s.

À l'aide des équations 1.1 et 1.2, et des vitesses de nage déterminées pour les anguilles, il est possible d'identifier les plages de hauteurs que peuvent franchir les espèces. Le tableau 1.4 montre ainsi qu'une civelle ne peut pas franchir un obstacle avec plus de 2 cm de différence de hauteur d'eau, qu'une anguille jaune ne peut pas franchir un obstacle avec plus de 5 cm de différence de hauteur d'eau, et que les poissons les plus gros dans nos cours d'eau (taille de l'ordre du mètre) ont des difficultés à franchir des ouvrages imposant une différence de hauteur d'eau supérieure à 1 m.

Différence de hauteur d'eau imposée par l'ouvrage	vitesse du courant à l'ouvrage (m/s) (eq. 1.1)	Taille minimale d'un poisson pouvant franchir l'obstacle (eq. 1.2)	Possibilité pour une Civelle de franchir l'obstacle (McCleave, 1980)	Possibilité pour une Anguille jaune de franchir l'obstacle (Blaxter and Dickson, 1959)
1 cm	0,44	5 mm	oui	oui
5 cm	0,99	8 cm	non	oui
10 cm	1,4	14 cm	non	non
50 cm	3,13	37 cm	non	non
1 m	4,43	54 cm	non	non
5 m	9,9	1,3 m	non	non
10 m	14	1,8 m	non	non

TABEAU 1.4 – Vitesses imposées par une différence de hauteur d'eau à un ouvrage hydraulique et tailles de poisson pouvant franchir un ouvrage imposant ces différences de hauteur d'eau.

Endurance des poissons

Nous avons fait l'hypothèse que les ouvrages hydrauliques imposaient des vitesses importantes sur de petites distances (i.e. des distances sur lesquelles les poissons peuvent soutenir une nage anaérobie). Si la distance face à des vitesses importantes à parcourir est longue (i.e. : si un poisson a besoin de plus de quelques secondes pour parcourir cette distance), il faut prendre en compte l'endurance du poisson pour savoir si l'obstacle est franchissable. Comme pour la vitesse de nage, elle dépend de la taille du poisson et de la température de l'eau. Les espèces les plus étudiées sont également les salmonidés (Beach (1984)). Une base de données d'expérience permet de caractériser l'endurance de 76 espèces de poissons en fonction de leur longueur Katopodis and Gervais (2012). L'endurance est aussi un compromis à trouver avec la vitesse de nage (Castro-Santos (2005)). Pour les seuils et les vannes, on peut considérer que les modifications sur les vitesses sont localisées. Mais les passages busés peuvent être longs de plusieurs mètres.

Saut

Certaines espèces de poissons ont des capacités de saut. Il s'agit, en France métropolitaine, des salmonidés et des mulets. Pour pouvoir sauter, ces poissons ont besoin de prendre appel : il faut soit une fosse de profondeur suffisante au pied de l'ouvrage, soit un tirant d'eau suffisant. La trajectoire est alors parabolique. Le protocole permettant d'évaluer le franchissement des obstacles par les poissons (Baudoin et al. (2014)) donne les amplitudes horizontales (L_{max}) et verticales (H_{max}) maximales :

$$L_{max} = \frac{(V_{max} \sin \beta)^2}{2g} \quad (1.3)$$

$$H_{max} = \frac{V_{max}^2 2 \cos \beta \sin \beta}{2g} \quad (1.4)$$

Où β est l'angle d'incidence du saut, le plus souvent autour de 60° , g est l'accélération de la pesanteur, et V_{max} la vitesse maximale de nage du poisson (on prend comme hypothèse que le poisson prend son appel à sa vitesse maximale).

Reptation de certains poissons (anguille)

Certaines espèces de poissons ont des capacités de reptation. En France métropolitaine seule l'anguille a ce type de capacité sur des supports humides présentant des aspérités. Cette capacité lui permet de franchir des obstacles, si le substrat sur lequel elle rampe n'est ni trop long, ni trop pentu.

Attractivité de l'ouvrage

Il y a d'autres facteurs à prendre en compte pour savoir si un poisson arrivera à franchir un obstacle. Williams et al. (2012) nous invitent à nous mettre à la place du poisson pour essayer d'énumérer la liste des paramètres qui peuvent être pris en compte par les poissons pour se diriger. Il en ressort deux choses importantes à prendre en compte :

- La turbulence : le poisson peut être effrayé par un écoulement trop turbulent (Lacey et al. (2012)).
- L'appel d'eau : le poisson doit trouver un appel d'eau visible, en provenance des endroits où il peut passer, assez loin de l'ouvrage, pour trouver son chemin. Cela lui permet aussi de savoir dans quelle direction se diriger, pour trouver l'amont ou l'aval suivant le sens de migration (Chanseau et al. (1999)).

1.2.6 Impact de l'obstruction due aux ouvrages sur la migration

Comme vu dans la partie précédente, les ouvrages sont une des causes invoquées dans la chute des populations de poissons. De manière générale les chances de succès pour le franchissement dépendent de la configuration de l'ouvrage et des conditions hydrauliques au moment où le poisson veut franchir (Amaral et al. (2016)). Comme les capacités de nage d'un poisson sont déterminées par son espèce et sa taille, les chances de succès de franchissement varient entre les individus. Il existe des ouvrages qui sont infranchissables par les poissons quelles que soient les conditions hydrologiques. Les ouvrages de régulation hydraulique sont ainsi des obstacles à la migration

piscicole. Ils ont un impact sur les dynamiques des populations piscicoles, de plusieurs manières :

- Ils bloquent les poissons : les ouvrages qui sont infranchissables empêchent le passage des poissons entre différents habitats. Ce qui rend plus difficile (ou condamne) l'accès à des zones indispensables comme les zones de reproduction pour certaines espèces. La présence d'obstacle peut aussi isoler certaines populations dans des parties d'un réseau hydrographique, empêchant alors tout échange avec d'autres populations de la même espèce. Cela crée des pertes de mixité génétique entre les différentes populations d'une même espèce (Junge et al. (2014)). Il est difficile d'estimer l'impact que peut avoir sur une espèce l'impossibilité d'accès à la totalité de leurs habitats (d'hivernage ou de croissance ou de reproduction), ou l'isolement de certaines de ces populations. Par exemple pour l'anguille, la succession des obstacles (ouvrages hydrauliques) rend l'accès aux habitats dans la partie amont du réseau hydrographique compliqué. Or les anguilles femelles se trouvent plutôt dans les parties amont des réseaux hydrographiques tandis que les anguilles mâles se trouvent plutôt dans les parties aval. Les facteurs de détermination du sexe de l'anguille ne sont pas connus. Il existe donc un risque qu'un déséquilibre dans l'accès entre les zones de croissance en amont des réseaux hydrographiques et les zones de croissance en aval entraîne un déséquilibre dans le sexe ratio des anguilles.
- Retard de migration : même si un ouvrage est franchissable, il peut y avoir un délai de franchissement (Ovidio and Philippart (2002)). Cela a un impact négatif pour les poissons qui doivent arriver sur des sites spécifiques à un moment bien précis (pour que les partenaires sexuels soient là, que les conditions de débit/température soient bonnes...). Pour certaines espèces de poissons, un retard dans la migration représente un risque mortel. Les arrêts et délais dans les migrations des poissons amphihalins peuvent avoir des conséquences importantes sur la mortalité des poissons. En effet, durant leur migration, ils subissent des changements biologiques qui les rendent inaptes à vivre dans le milieu duquel ils partent (1.2.3). Un retard dans leur migration augmente les risques de mortalité. En 2009, des suivis de montaison de saumon, par radiopistage, ont été effectués sur l'Allier (Bach et al. (2011)), montrant des mortalités pour les saumons qui n'avaient pas réussi à atteindre des zones favorables dans le réseaux hydrographique (principalement en termes de température de l'eau).
- Modifications des habitats et des régimes hydrauliques : La présence d'ouvrages hydrauliques modifie fortement l'hydrologie et l'hydraulique des cours d'eau : hauteur d'eau, débit,... Or comme vu dans la partie 1.2.2, il s'agit de paramètres importants pour l'habitat piscicole. De plus, la présence d'ouvrages peut modifier suffisamment l'écoulement d'un cours d'eau pour faire disparaître des habitats potentiels pour des poissons. Il y a, au moins, deux conséquences. Cela peut obliger les poissons à migrer sur de plus grandes distances pour trouver des habitats adéquats. De plus cela peut aussi, sur les parties de cours d'eau à l'hydraulique modifiée, conduire à une surpopulation dans les zones d'habitats non modifiées.
- Favorise la prédation, le braconnage et la transmission de maladie : au pied d'un obstacle infranchissable une accumulation de poissons se crée. Cela augmente les risques de prédation (ou braconnage) par des prédateurs (ou braconniers) qui profitent de l'opportunité, l'accumulation favorise aussi la propagation de

maladies et de parasites (De Leaniz (2008)).

Ces problèmes sont augmentés par la forte anthropisation des cours d'eau vue dans la partie 1.2.1. En effet nous avons vu que sur un réseau hydrographique il pouvait y avoir plusieurs ouvrages à la suite. Cette succession d'ouvrages amplifie les problèmes. Il y a un effet cumulatif des obstacles sur les retards à la migration. L'accumulation d'ouvrages sur un même axe rend aussi la colonisation de certaines parties de réseau hydrographique compliquée. Cela peut poser des problèmes de concurrence pour l'accès aux habitats préférés. La présence d'un grand nombre d'ouvrages sur un même réseau hydrographique amplifie aussi les problèmes liés à la fragmentation d'habitat : les zones d'habitat sont beaucoup plus petites et isolées les unes des autres. Cela a pour conséquences la diminution de diversité génétique au sein d'un même habitat et une plus grande différenciation génétique des populations (Yamamoto et al. (2004)).

1.2.7 La réglementation

Cet impact des ouvrages sur la continuité écologique a conduit à l'élaboration de règlements et de lois pour imposer et encadrer la restauration de la continuité écologique en rivière. Dans la réglementation, la notion de continuité écologique en rivière a été introduite, au niveau européen par la Directive cadre sur l'eau (2000/60CE) du 23/10/2000. Elle introduit les notions de masses d'eau naturelles, fortement modifiées et artificielles. De plus elle fixe des objectifs d'état pour les masses d'eau avec des échéances pour 2015, 2021, et 2027. Cela permet de classer l'état écologique des cours d'eau en fonction d'un grand nombre de critères : indicateurs biologiques, état physico-chimique, continuité écologique... Les conditions nécessaires à remplir sur le critère de la continuité écologiques pour qu'un cours d'eau soit classé comme à minima en bon état écologique sont :

- Très bon état écologique : "La continuité de la rivière n'est pas perturbée par des activités anthropogéniques et permet une migration non perturbée des organismes aquatiques et le transport de sédiments"
- Bon état écologique : "Continuité écologique à restaurer comme élément sous tendant le bon état pour les paramètres biologiques"

La notion de continuité écologique arrive dans la réglementation française avec la loi sur l'eau et les milieux aquatiques (30/12/2006). Plusieurs articles du code de l'environnement ont trait à la continuité écologique et aux obstacles à celle-ci. Parmi ces articles, on peut noter :

- Article L.211-17 : qui annonce que "le rétablissement de la continuité écologique au sein des bassins hydrographiques est un des objectifs mentionnés pour la gestion équilibrée et durable de la ressource en eau".
- Article L.214-17 : qui classe les cours d'eau en 2 catégories :
 - Liste 1 : Il s'agit des cours d'eau "déjà en très bon état écologique", ou qui sont des "réservoirs biologiques" dotés d'une riche biodiversité jouant le rôle de pépinière, ou "nécessitant une protection des migrateurs amphialins". Sur ces cours d'eau, il n'est pas possible de construire de nouveaux ouvrages si ils constituent un obstacle à la continuité écologique. De plus les impacts sur la continuité écologique des ouvrages existants doivent être compensés lors du renouvellement des autorisations d'exploitation.

- Liste 2 : Il s'agit des cours d'eau pour lesquels il est nécessaire d'assurer le transport suffisant des sédiments et la circulation des poissons migrateurs. Environ 15 000 tronçons de cours d'eau (avec des ouvrages dessus...) ont été classés en liste 2 lors du recensement fait en 2012. 9 000 de ces ouvrages avaient une obligation de mise en conformité dans un délai de 5 ans après publication des listes (c'est-à-dire en 2017/2018). Un délai supplémentaire de 5 ans a été accordé si un dossier a été déposé dans les temps impartis par le premier délai, mais que les travaux de mise en conformité n'ont pu être réalisés.
- Article R.214-109 : qui permet de déterminer si un ouvrage est un obstacle à la continuité écologique (et permet ainsi le classement des cours d'eau au titre de l'Article L.214-17). Un ouvrage "Constitue un obstacle à la continuité écologique, au sens du 1° du I de l'article L.214-17 et de l'article R. 214-1, s'il entre dans l'un des cas suivants :
1. Il ne permet pas la libre circulation des espèces biologiques, notamment parce qu'il perturbe significativement leur accès aux zones indispensables à leur reproduction, leur croissance, leur alimentation ou leur abri;
 2. Il empêche le bon déroulement du transport naturel des sédiments;
 3. Il interrompt les connexions latérales avec les réservoirs biologiques;
 4. Il affecte substantiellement l'hydrologie des réservoirs biologiques."

Les échéances imposées par la loi pour la restauration de la continuité écologique dans les cours d'eau imposent de trouver des solutions pour améliorer la franchissabilité des ouvrages hydrauliques par les poissons migrateurs. Les solutions sont développées ci-après.

1.3 Solutions de franchissement

1.3.1 L'effacement et arasement

La suppression, partielle (arasement) ou totale (effacement), d'un ouvrage hydraulique semble être la solution la plus logique pour supprimer l'obstacle qu'il représente. En effet, l'effacement des ouvrages hydrauliques est une bonne solution pour restaurer la continuité des cours d'eau. Cependant le retrait d'un ouvrage a des impacts, au-delà de la seule restauration de la continuité piscicole des cours d'eau (De Leaniz (2008)) : stabilité des berges et des ouvrages d'art, transport de sédiments, risques d'inondation, transport de potentiels sédiments toxiques, variation des hauteurs d'eau en amont, et questions sociales/culturelles. La conséquence la plus importante est probablement la restauration de la continuité sédimentaire, des modifications morphodynamiques du cours d'eau peuvent donc suivre l'effacement d'un ouvrage. La remobilisation des sédiments peut poser un problème dans le cas où ils sont pollués; dans ce cas, on risque une contamination de l'aval du cours d'eau même si quelques études ont montré que le plus souvent les effets d'augmentation de transport de sédiments sont de court terme (Bednarek (2001)) et que le cours d'eau retrouve son état physico-chimique pré-régulation (Ashley et al. (2006), Velinsky et al. (2006)). Les modifications sur les hauteurs d'eau en amont et aval, et sur la régulation des débits en période d'étiage et d'inondation sont à prendre en compte. Ces ouvrages remplissent

des fonctionnalités importantes : irrigation, production d'énergie, adduction d'eau, protection de plaines habitées, récréation... Il est difficile d'envisager la suppression d'ouvrages remplissant de telles fonctionnalités. De manière générale, dans ces cas-là, il est demandé de faire des modifications ou d'ajouter des dispositifs de franchissement.

1.3.2 Les ouvrages de franchissement

D'après [Larinier et al. \(1999\)](#) le principe d'une passe à poisson "consiste à attirer les migrateurs en un point déterminé du cours d'eau à l'aval (ou l'amont) de l'obstacle et à les inciter, voire à les obliger à passer en amont (ou en aval), en leur ouvrant une voie d'eau (passe à poissons stricto sensu) ou en les piégeant dans une cuve et en déversant celle-ci en amont (ou en aval) (ascenseurs et systèmes de piégeage et de transport)." Le choix et le dimensionnement de ces ouvrages se fait en fonction des capacités de franchissement et des périodes de migration des espèces que l'on veut faire transiter.

[Katopodis and Williams \(2012\)](#) font une synthèse des différents dispositifs de franchissement d'ouvrage à la montaison et à la dévalaison. Ici sont présentés les dispositifs de franchissement les plus classiques. Les dispositifs non courants comme le Whoosh ou l'airlift ([Haro et al. \(2016\)](#)) ne seront pas présentés. Nous n'évoquerons pas non plus les dispositifs ajoutés pour protéger et guider les poissons vers le dispositif de franchissement : grilles pour les turbines ([Calles et al. \(2013\)](#)), protection prise d'eau Coanda ([Bestgen et al. \(2004\)](#)) ...

Passe à bassins :

D'après [Larinier \(2002c\)](#) le principe des passes à bassins consiste "à diviser la hauteur d'eau à franchir en plusieurs petites chutes formant une série de bassins. Le passage de l'eau d'un bassin à l'autre peut s'effectuer soit par déversement de surface, par écoulement à travers un ou plusieurs orifices ménagés dans la cloison séparant deux bassins, soit encore par écoulement par une ou plusieurs fentes ou échancrures." (figure 1.8). Il s'agit d'un dispositif initialement prévu pour la montaison. Mais il peut être accessoirement emprunté par des poissons lors de leur dévalaison.

Son efficacité dépend de deux choses : sa franchissabilité, et son attractivité. La franchissabilité dépend en grande partie du nombre de bassins qui définit les hauteurs de chutes entre les bassins, et donc les vitesses d'écoulement au niveau des fentes (ou échancrures) par lesquelles passent les poissons. Elle dépend aussi d'autres paramètres comme par exemple le volume des bassins qui définit la puissance dissipée à l'intérieur. Il n'y a, a priori, aucune raison pour que ce dispositif soit infranchissable s'il y a un nombre suffisant de bassins. Malgré cela, l'encombrement et le coût sont des freins à la mise en place de ces bassins.

Ce type de passe à poissons est utilisé depuis plus d'un siècle. À la fin du XIX^{ème} siècle, on en dénombrait plus d'une centaine en France. À cette période ces passes à poissons ont été dimensionnées pour des salmonidés, qui sont les espèces avec les meilleures capacités de nage. Cela a pour conséquence qu'elles ne sont pas franchissables pour toutes les espèces piscicoles. Des études sont en cours pour modifier les bassins avec des rugosités de fond pour diminuer les vitesses au fond ([Ballu et al. \(2017\)](#)). Cela permettrait de modifier les anciennes passes à bassins sans avoir à les détruire et reconstruire.



FIGURE 1.8 – Photo de la passe à bassins à l’usine d’Auterrive sur le Gave d’Oloron. ©OFB.

Passes dites "naturelles"

Il s’agit d’une rampe ou un chenal reliant le bief en amont de l’ouvrage et le bief en aval de l’ouvrage. Le principe de ces dispositifs est de réduire les vitesses et de dissiper l’énergie à l’aide de rugosité de fond ou d’une succession de singularités plus ou moins régulièrement réparties. Ces dispositifs sont initialement développés pour faciliter la montaison des poissons, mais ils permettent aussi accessoirement un passage à la dévalaison. Ils peuvent être classés en deux catégories :

- Les passes à macrorugosités : il s’agit d’une rampe dans laquelle des rugosités (ou des obstacles) sont placées pour freiner l’écoulement (figure 1.9). Les rugosités (ou les obstacles) peuvent être émergées ou immergées (Cassan and Laurens (2016)). L’efficacité des rampes à macrorugosités dépend des hauteurs d’eau dans la rampe. En effet les tailles des rugosités (ou les obstacles) sont dimensionnées pour être efficaces dans une gamme de hauteurs précises. Son efficacité est donc dépendante des conditions hydrologiques. Pour pouvoir encaisser des variations de hauteur d’eau plus importantes, les rampes peuvent avoir un pendage latéral. Plusieurs types de rugosité et différentes pentes ont été testées (Baker and Bou-bée (2006)). La limite principale à l’utilisation des rampes à macrorugosités est l’importance d’avoir une pente pas "trop" forte, pour éviter de forte vitesse dans le dispositif. En France, les préconisations les plus courantes reposent sur des pentes inférieures à 5 %, et les pentes maximales acceptées sont de 6 à 7 % (10 % pour les Salmonidés). C’est-à-dire que pour franchir un obstacle de 1 mètre il faut une rampe d’une quinzaine de mètres de long. Ce type de dispositif est donc limité à de petites chutes (2-3 mètres).
- Les rivières de contournement : Il s’agit d’un chenal, à faible pente, contournant

l'ouvrage dans lequel des rugosités, ou des obstacles, sont placés pour freiner l'écoulement. Il s'agit de dispositifs à emprise spatiale importante. Elles ne sont donc pas réalisables partout. Cette solution a un avantage spécifique par rapport aux autres dispositifs de franchissement car si les pentes sont faibles, les rivières de contournement peuvent aussi servir d'habitat piscicole.



FIGURE 1.9 – Photo de la passe à macrorugosités de Sordes sur le Gave d'Oloron. ©OFB.

Dispositif de reptation (spécifique à l'anguille) :

Les anguilles ont des capacités limitées de nage. Elles peuvent avoir des difficultés à franchir certains types de passe à poissons : passe à bassins ou passe à macrorugosités sans pendage latéral. Par contre elles ont une capacité de reptation sur des supports humides présentant des aspérités (1.2.5). Des dispositifs de franchissement spécifiques ont été développés pour tirer avantage de cette particularité. Il s'agit de rampes de montée par reptation (Porcher (2002)). Ces rampes sont recouvertes d'un substrat (cailloux, fagots, tresses de paille ...) sur lequel les anguilles peuvent prendre appui pour faciliter leur reptation (figure 1.10). Il existe trois facteurs de sélectivité (Legault (1992)) : l'espacement dans le substrat, la pente de la rampe, et l'alimentation en eau. L'espacement dans le substrat sélectionne la taille des individus qui peuvent emprunter la rampe : l'individu doit pouvoir passer au travers du substrat (ne pas être "trop grand") et il doit aussi pouvoir prendre appui sur le substrat (ne pas être "trop petit"). Il existe différents types de substrat, qui n'ont pas la même efficacité (Watz et al. (2019)). Les pentes de ces ouvrages dépendent du substrat utilisé et de la hauteur à faire franchir. Par exemple la pente maximale possible est de 45% pour des substrats de type brosse et une longueur de rampe de l'ordre du mètre. Si la hauteur à rendre franchissable est supérieure à 5 mètres il est nécessaire d'aménager un (ou plusieurs) bassin de repos dans le dispositif. Les anguilles ne peuvent ramper que sur des substrats humides. Donc pour que la rampe puisse fonctionner un filet d'eau doit s'écouler dans le substrat. Pour que le dispositif soit attractif un débit précis doit être injecté dans ou au pied de la rampe (Piper et al. (2012)). De plus l'alimentation en eau est également un paramètre important car si il n'y a pas d'eau les anguilles ne l'emprunteront pas, et si il y a trop d'eau elles ne pourront pas ramper.



FIGURE 1.10 – Photo de la rampe à reptation de l’usine de Masseys sur le Gave d’Oloron. ©OFB.

Les ascenseurs à poisson

L’ascenseur à poissons est un dispositif mécanique qui piège les poissons dans une cuve remplie d’eau au pied de l’obstacle, cette cuve est ensuite soulevée au-dessus de l’obstacle, et pour finir son contenu est déversé en amont de l’obstacle (Travade and Larinier (2002)). C’est un dispositif utilisé pour faciliter la montaison, qui ne peut pas être utilisé pour la dévalaison.

La capture-transport

La capture transport consiste à piéger les poissons en aval d’un obstacle, puis de les transporter en véhicule (en camion le plus souvent) en amont de l’obstacle. Il est possible de faire franchir plusieurs obstacles grâce à cette méthode. Cependant elle a un énorme inconvénient : entre le piégeage et le transport il est nécessaire de manipuler les poissons pour les amener au véhicule. Lors de cette manipulation les poissons subissent a minima un énorme stress qui peut avoir des conséquences pouvant aller jusqu’à la mort de certains individus. Il y a aussi une forte probabilité de blesser des individus durant le transport : cuve de transport imposant un espace confiné, poissons en état de stress. Le confinement favorise aussi la transmission de maladie et de parasites.

Dispositif pour les buses

Pour ce qui est des buses, en plus de pouvoir fabriquer une passe à poissons à côté de l’ouvrage, il est possible de modifier l’ouvrage en ajoutant rugosités de fond ou des successions de singularités plus ou moins régulièrement réparties, pour diminuer les

vitesse et/ou créer des zones de repos pour que les poissons se reposent pendant le franchissement. Ces dispositifs sont initialement développés pour faciliter la montaison des poissons. Il existe plusieurs types de singularités : cloison de fond (Newbold et al., 2014), blocs profilés & rugosité au fond (MacDonald and Davies, 2007), ailette & déflecteur dans les coins (Cabonce et al., 2019),...

1.3.3 Les limites des solutions

Il existe deux manières de tester la franchissabilité d'un dispositif de franchissement : regarder/compter les poissons arrivant à franchir l'obstacle grâce au dispositif de franchissement (Larinier et al., 2005) ou regarder si l'implantation d'un dispositif de franchissement augmente le nombre de poissons et/ou d'espèces piscicoles en amont de l'obstacle (Franklin and Bartels, 2012).

Pour savoir si un ouvrage de franchissement est efficace il faut déterminer : combien de poissons se sont présentés à l'obstacle mais n'ont pas trouvé l'entrée du dispositif, et combien de poissons ont tenté de passer par le dispositif. Cela permet de calculer les ratios : du nombre d'individus ayant franchi le dispositif sur le nombre d'individus qui se sont présentés à l'obstacle, et du nombre de réussite de franchissement sur le nombre de tentatives de franchissement.

Des études permettant d'évaluer le franchissement et l'efficacité des dispositifs de franchissement présentés dans la partie 1.3.2 ont été effectuées sur des sites tests. Roscoe and Hinch (2010) recensent 98 études effectuées dans le monde, entre 1960 et 2008, ayant été publiées dans un journal à comité de lecture. L'efficacité de ces dispositifs dépend de l'attractivité de l'ouvrage et de la motivation des poissons (Vowles et al., 2019). L'efficacité dépend aussi des conditions hydrologiques, en effet les vitesses dans les dispositifs de franchissement dépendent du débit transitant dans le dispositif et des hauteurs à l'amont et à l'aval de l'obstacle. Or le débit et les hauteurs d'eau sont sujets à des variations saisonnières et journalières.

Il existe aussi des cas pour lesquels les dispositifs de franchissement sont inefficaces (Larinier et al., 1999) :

- Une différence de hauteur d'eau à l'obstacle trop grande. Plus la différence de hauteur d'eau est grande, plus le dispositif de franchissement est grand et a une grande emprise au sol (exception faite des ascenseurs à poisson). Or la taille d'un dispositif est un facteur limitant de l'efficacité d'un dispositif de franchissement pour deux raisons : il faut de la place pour le construire et, plus il est grand, moins il est efficace (les risques que les poissons fassent demi-tour, ou se fatiguent, sont accrus).
- Milieux soumis à la marée. Les fortes variations de hauteur d'eau rendent impossible le dimensionnement correct d'un dispositif de franchissement, par exemple pour une passe à bassins. À marée basse, la cote basse de l'eau impose de fortes différences de hauteur d'eau entre les bassins, donc des vitesses élevées dans le dispositif. À marée haute la réduction de la différence de hauteur d'eau peut noyer les bassins aval, et ainsi rendre le dispositif non-attractif.
- Des problèmes d'attractivité dus à un mauvais dimensionnement, une mauvaise localisation du dispositif, ou une morphologie du cours d'eau défavorable (i.e. : impossibilité de placer le dispositif à un endroit attractif).
- Pas assez de place à côté de l'ouvrage pour construire un dispositif de franchissement aux bonnes dimensions. En général, dans ce cas-là, les dispositifs de fran-

chissement ne sont pas construits car il ne permettraient pas le franchissement de l'ouvrage.

1.3.4 Échelles spatiales des solutions

Des solutions locales

Les solutions présentées dans la partie 1.3.2, sont toutes des solutions de rétablissement de la continuité piscicole à l'échelle locale. Le but est de rendre franchissable un ouvrage sans avoir de modification hydraulique à l'échelle du/des cours d'eau. La présence d'un ouvrage de franchissement doit avoir un impact minimal sur les hauteurs d'eau ou le débit dans le cours d'eau. Le but est de minimiser l'impact des ouvrages de franchissement sur la régulation des cours d'eau. L'ouvrage de franchissement doit être efficace un maximum de temps pendant la période de migration des espèces cibles.

Une réflexion à l'échelle de l'axe

A cause de la présence de nombreux ouvrages hydrauliques sur un même axe (sections 1.2.1 et 1.2.2), la continuité écologique dans les cours d'eau est à réfléchir à l'échelle du réseau hydrographique. Il faut alors passer de solutions locales à des solutions à l'échelle de l'axe. Pour rétablir la continuité écologique à l'échelle d'un réseau, il faut effacer, ou équiper de solutions de franchissement, chaque ouvrage qui fait un obstacle à la migration piscicole. Cela permettrait la migration des poissons dans toutes les parties du réseau hydrographique. Cependant l'équipement de tous les ouvrages n'est pas toujours possible pour des questions de coût (études de faisabilité, chantier, fabrication des dispositifs de franchissement, ...), de contraintes techniques (partie 1.3.3), et des droits de propriété des ouvrages à équiper. Pour les ouvrages sur les tronçons en liste 2, les propriétaires ont l'obligation de se mettre en conformité, mais il n'existe pas de contrainte "physique". Un propriétaire peut préférer payer une amende que de se mettre en conformité.

Pour aborder la question de la continuité piscicole à l'échelle de l'axe, il faut souvent prioriser les ouvrages à retirer/équiper/gérer, selon plusieurs critères (ouvrage le plus contraignant, ouvrage ou le plus de poissons passent (par exemple l'ouvrage le plus en aval pour les migrateurs amphihalins), en fonction des espèces cibles, de la qualité des habitats des espèces cibles, des coûts financiers), en fonction des portions du réseau que l'on veut rendre franchissables en priorité.

1.4 Des cours d'eau particuliers : les marais rétro-littoraux

1.4.1 Qu'est ce qu'un marais?

Définition

Un marais est une zone humide composée de couches d'eau stagnante, en général peu profondes, et envahies par la végétation aquatique ou herbacée. Une circulation d'eau est possible, surtout entre les couches d'eau stagnantes, dans les marais artificialisés. En effet, dans ces marais, des canaux et des ouvrages hydrauliques permettent la création de réseaux hydrographiques.

Les zones géographiques à fond plat sont localisées près des côtes. Il est donc normal qu'un grand nombre de marais se trouvent en zone côtière. Ces derniers sont donc sous l'influence de la marée ce qui engendre des problématiques dues au marnage et aux caractéristiques de l'eau de mer (salinité, MES, Température, ...).

Différents types

Il existe une grande variété de marais en zone rétro-littorale. La classification se fait en fonction de plusieurs critères. Le marais peut être :

- doux ou salé. A cause du contact avec l'estuaire, certains marais ont des admissions d'eau salée. Ils sont alors appelés marais salés. A contrario il existe des marais qui, bien que soumis à l'influence de la marée, n'admettent pas de sel. Ils sont alors appelés marais doux. Cette différence se traduit par des différences de flore, de faune et d'utilisation de l'eau. Il est à noter que, grâce à des ouvrages de gestion de l'eau, il est possible de limiter les entrées d'eau de sel dans un marais salé, et ainsi le transformer en marais doux.
- régulé ou non. L'écoulement dans certains marais est contrôlé par des ouvrages hydrauliques. Dans ces marais l'écoulement peut être fortement modifié. Il existe deux manières de réguler les marais (Rogers et al. (1994)) : régulation passive ou bien régulation active. Dans le cas de la gestion passive, des ouvrages de gestion sont construits et aucun autre changement n'est habituellement apporté (ex : seuils fixe, digues, ...). Il s'agit d'un type de gestion "autonome" ou aucun gestionnaire n'a à intervenir pour faire de la régulation. Dans le cas de la gestion active, les ouvrages de gestion de l'eau peuvent être manipulés, par un gestionnaire, après leur construction (vanne à glissières, seuil à hauteur modifiable,...). La fréquence de manipulation des ouvrages est variable suivant les marais : manipulations rares, manipulations saisonnières (manipulation une fois tous les 2-3 mois), et manipulations journalières (manipulation au moins une fois par semaine).
- humide ou asséché. Cette différence dépend surtout des besoins de la gestion de l'eau. Un marais est dit asséché lorsqu'il est fortement régulé et qu'il y a peu d'eau stagnante. Le marais devient alors surtout un réseau de canaux. A l'inverse un marais est qualifié d'humide lorsqu'il est composé d'une grande surface d'eau stagnante.

Cette thèse se concentre sur les problèmes de continuité piscicole dus aux ouvrages de gestion de l'eau. C'est pourquoi nous avons décidé de nous intéresser à un marais asséché et régulé. Car c'est ce type de marais qui est susceptible d'être le plus régulé et d'abriter le plus d'ouvrages de gestion.

1.4.2 Les spécificités hydrauliques

Pour l'écoulement

L'écoulement dans les marais rétro-littoraux présente des spécificités qui les différencient des cas d'écoulement dans des rivières ou des fleuves :

- Les canaux sont à fond plat. Le sens de l'écoulement n'est donc pas défini par le sens de la pente du terrain comme dans les rivières et les fleuves. Dans ces

systèmes, les écoulements s'effectuent selon les différences de hauteur d'eau. Les ouvrages créant des différences de hauteur d'eau, l'écoulement dans le réseau est totalement contrôlé par les ouvrages de gestion.

- Le contact avec l'estuaire impose une variation, quotidienne ou bi-quotidienne, de la cote en aval. Les variations de cotes d'eau sont du même ordre de grandeur que celui du tirant d'eau dans les canaux. Ceci est une différence avec l'écoulement en rivière ou en fleuve où les variations de hauteur ou de débit viennent de l'amont. De plus en rivière ou en fleuve, ces variations sont souvent plus lentes (cycle saisonnier ou annuel), avec des variations brusques et ponctuelles comme des crues.

Avec cette variation de hauteur d'eau et ce fond plat, il n'est pas rare de voir des inversions de courant dans les canaux. A certains moments, en aval des réseaux hydrographiques, l'eau coule de l'aval vers l'amont.

Problématiques de gestion spécifiques

La gestion de l'eau en marais rétro-littoraux fait face à des contraintes spécifiques qui sont dues à leur proximité avec un estuaire :

- Intrusion de sel et de Matières En Suspension (MES) : Dans les estuaires il y a des intrusions d'eau de mer. Cette eau est salée et il y a présence de MES. La salinité peut atteindre celle de l'eau de mer (35g/L) dans la partie aval des estuaires. Cette entrée d'eau salée peut atteindre les réseaux de canaux présents dans les marais rétro-littoraux. Dans certains cas cela pose des problèmes, par exemple pour un réseau de canaux dont la fonction est l'irrigation. L'intrusion de MES dans les réseaux de canaux peut entraîner l'apparition de bouchons vaseux, qui vont combler ces canaux. Cela pose des problèmes dans le cas où ils sont utilisés pour du drainage.
- Difficulté de drainage : Les marais rétro-littoraux sont des zones où le drainage est difficile. En effet comme le fond est plat l'eau a tendance à stagner. Il est donc difficile d'évacuer l'eau hors d'un marais. De plus, comme le sens d'écoulement dépend de la différence de hauteur d'eau, le marnage dans les estuaires impose un drainage non-constant sur une marée. Le marnage entraîne des variations importantes du débit à l'exutoire du marais. Il y a plus d'évacuation d'eau à marée basse (lorsque le niveau de l'eau dans l'estuaire est au plus bas) qu'à mi-marée ou marée haute. Si le marnage est suffisamment important, la hauteur d'eau à marée haute peut être plus grande dans l'estuaire que dans le marais. Il peut y avoir, alors, des entrées d'eau à chaque marée. Cela augmente le volume d'eau à évacuer et diminue la période sur laquelle l'évacuation peut avoir lieu (pas d'évacuation possible quand il y a une intrusion).
- Risque de submersion : Les variations de hauteur d'eau dues à la marée dans l'estuaire peuvent entraîner des submersions de certaines zones de plaine. Ce risque est augmenté sur les côtes océaniques par le risque de tempête venant de l'océan. En effet cela peut créer des surélévations des hauteurs d'eau dans l'estuaire et submerger jusqu'aux ouvrages de protection. Cela fut le cas de la tempête Xynthia pour les marais Charentais. Les problèmes liés aux submersions sont accentués par les difficultés de drainage. Une zone inondée par une submersion venant de l'estuaire sera difficile à drainer.

Des ouvrages de gestion spécifiques

Pour pouvoir contrôler l'écoulement de l'eau dans les marais, on utilise des ouvrages de gestion de l'eau classiques tel que des seuils, des vannes, et des buses. Mais en plus, des ouvrages spécifiques aux zones de marais ont été développés pour répondre aux contraintes et aux enjeux spécifiques aux marais rétro-littoraux. Il en existe deux, qui fonctionnent sur un même principe (Giannico and Souder (2005)) : les portes à flots (Figure 1.11) et les clapets anti-retour (Figure 1.12).

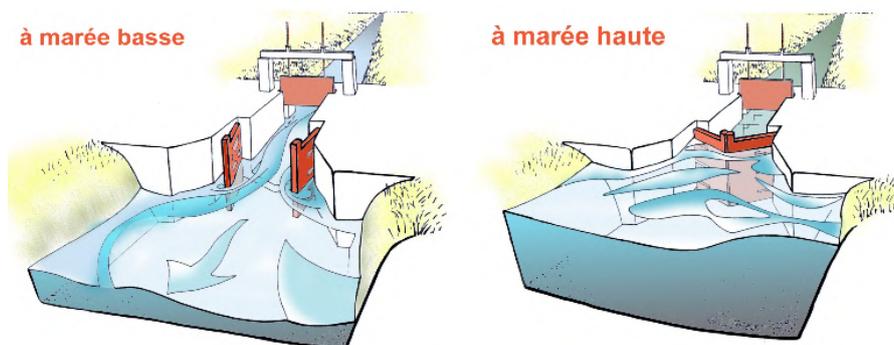


FIGURE 1.11 – Schéma du fonctionnement d'un ouvrage à la mer (une porte à flots). Source : maraispoitevin evail free fr



FIGURE 1.12 – Photo d'une buse avec un clapet (île de Noirmoutier). ©Léo Guiot.

Ces ouvrages ont pour but d'assurer l'écoulement dans un seul sens. Cela permet d'empêcher les entrées d'eau des estuaires dans les marais. Cela répond aux deux problématiques spécifiques des marais. Premièrement, cela empêche des entrées de sel et de MES. Deuxièmement cela empêche les entrées d'eau dans les marais, ce qui facilite leur drainage.

Peu d'études ont été effectuées sur le fonctionnement de ces ouvrages. Les relations entre hauteurs d'eau à l'ouvrage et débitance de l'ouvrage non pas été formellement posées comme pour les ouvrages classiques. Sur les ouvrages à la mer, quelques études ont été effectuées à l'IMFT (Chorda et al. (1996)). Pour les clapets, il existe quelques guides techniques expliquant leurs fonctionnements et caractéristiques (Service (1971), Rampano (2009)).

Les ouvrages à la mer sont souvent couplés avec des ouvrages de régulation classiques (vanne ou seuil), qui sont présents pour réguler le débit ou maintenir un niveau d'eau quand l'ouvrage à la mer est ouvert (i.e : ne contraint pas l'écoulement). De manière générale, on trouve l'ouvrage à la mer suivi de l'ouvrage classique quelques mètres à l'amont.

1.4.3 Des milieux particuliers pour la migration et l'habitat piscicole

Les marais et cours d'eau côtiers sont des zones à forts enjeux pour la migration piscicole car ils constituent des zones de passage obligé pour les espèces de poissons amphihalines. En effet, (cf section 1.2.3), il s'agit de poissons qui doivent migrer entre des milieux d'eau douce (cours d'eau continentaux) et des milieux d'eau salée (Mer ou Océan). Comme les cours d'eau en zones côtières sont l'interface entre ces deux milieux, les poissons amphihalins vont passer par ces cours d'eau.

Or, il s'agit de zones fortement régulées pour la gestion de l'eau via des ouvrages de gestion de l'eau (section 1.2.1), qui sont autant d'obstacles à la migration piscicole (Partie 1.2.5). A cause des modifications biologiques qu'ils subissent lors de leur migration, les poissons amphihalins sont fortement impactés par les obstructions à la migration que constituent les ouvrages de gestion de l'eau (partie 1.2.3). Au vu de ces enjeux de migration, ces cours d'eau sont soumis aux réglementations présentées dans la partie 1.2.7.

Pendant, les solutions actuelles au franchissement d'ouvrages par les poissons (cf. 1.3.3) sont difficilement applicables dans les marais rétro-littoraux asséchés et régulés. En effet, il s'agit de zones soumises à la marée où l'on trouve un grand nombre de "petits" ouvrages de régulation avec peu de place pour construire des dispositifs de franchissement.

Questionnements scientifiques

Au regard du contexte développé dans ce chapitre, cette thèse va s'attacher à répondre aux questions suivantes :

- Comment modéliser, et dimensionner, les ouvrages à la mer, et leurs éventuelles solutions de franchissement, qui soumis à des conditions hydrauliques instationnaires (marnage) ?
- Comment évaluer le franchissement d'une espèce piscicole à un ouvrage d'étagement (vannes, seuils, ...) en marais côtiers ? Et peut-on les modifier pour améliorer leur franchissabilité par une espèce piscicole ?
- Peut-on profiter des spécificités hydrauliques des marais côtiers (instationnarités hydrauliques) pour améliorer la franchissabilité des ouvrages hydrauliques par une espèce piscicole ? Et si oui comment définir et tester des scénarii de gestion de ces instationnarités ?
- Comment connaître et modéliser les impacts associés aux modifications de gestion, et d'ouvrages hydraulique, sur la qualité de l'eau (principalement sur la salinité venant de la mer) ?

Chapitre 2

Site d'étude et méthodologie

« (...) *Mais l'eau douce bouge
Pour ce qui la touche,
Pour le poisson, pour le nageur, pour le
bateau
Qu'elle porte
Et qu'elle emporte.* »

Paul Eluard

Sommaire

2.1	Le site d'étude : Le marais de Charras & l'estuaire de la Charente . . .	31
2.1.1	le marais de Charras : un marais typique	31
2.1.2	La gestion du marais de Charras	34
2.1.3	Le cycle des marées dans l'estuaire de la Charente	35
2.1.4	Intrusion saline dans l'estuaire de la Charente	36
2.2	Espèce cible : l'anguille européenne à son stade civelle	41
2.2.1	La civelle	41
2.2.2	Les civelles en zone soumise à la marée	42
2.2.3	Les civelles en-dehors de la zone soumise à la marée	44
2.2.4	Impact des ouvrages à la mer sur la migration des civelles	45
2.2.5	Solutions pour améliorer le franchissement des ouvrages à la mer	47
2.2.6	Et maintenant les ouvrages d'étagement	48
2.3	Les mesures effectuées dans la thèse	48
2.3.1	Représentation du marais	49
2.3.2	Mesures de hauteur d'eau	51
2.3.3	Mesure de débit	52
2.3.4	Mesures de conductimétrie	53
2.3.5	Évaluation du comportement des civelles à un ouvrage d'étagement	54
2.4	Modélisation de l'écoulement dans le marais	56
2.4.1	Équations de Saint-Venant 1D	56
2.4.2	Les Vannes	57
2.4.3	Les seuils	60
2.4.4	Ouvrages à la mer	62

2.1 Le site d'étude : Le marais de Charras & L'estuaire de la Charente

2.1.1 le marais de Charras : un marais typique

La façade atlantique compte environ 300 000 ha de marais littoraux. Près de 80 000 ha de ces marais littoraux se trouvent en Charente-Maritime. Cette forte emprise spatiale est accompagnée d'une forte diversité de fonctionnement : ces marais peuvent être doux ou salés, mouillés ou asséchés, réalimentés ou non, à gestion différenciée ou non... Les 30 000 ha des marais nord Rochefort sont des zones humides caractéristiques de ces marais.

Les marais doux, et desséchés représentent la majorité des cas présents dans les marais Charentais. Il s'agit de marais fortement anthropisés où l'écoulement de l'eau est fortement contrôlé à l'aide de nombreux ouvrages hydrauliques. Le marais de Charras en est un exemple caractéristique (2.1). Ce marais s'étend autour d'un canal central : le canal de Charras d'une longueur d'environ 20 km. Ce canal et le réseau hydrographique associé assurent le drainage de plus de 33 000 ha de marais et l'irrigation de 26 000 ha. Pour éviter les intrusions d'eau salée, venant de l'estuaire de la Charente, une porte à flots a été installée à l'aval du canal. Les hauteurs d'eau dans le canal de Charras sont contrôlées à l'aide de 3 vannes : la vanne de Charras à l'embouchure du canal (positionnée 10 mètres en amont de la porte à flot), la vanne de Suze à 7 kilomètres en amont de l'embouchure du canal, et la vanne de Portefache à 15 kilomètres en amont de l'embouchure du canal.



FIGURE 2.1 – Cartes du canal de Charras. Tracé du canal en bleu, et position des 3 vannes présentes sur le canal de Charras

Le long du canal de Charras il existe une trentaine d'ouvrages latéraux de prises et/ou de rejets. Ces ouvrages drainent les 33 000 ha de marais visibles sur la figure 2.2. Les

caractéristiques des ouvrages et des marais drainés sont présentées dans le tableau 2.1.

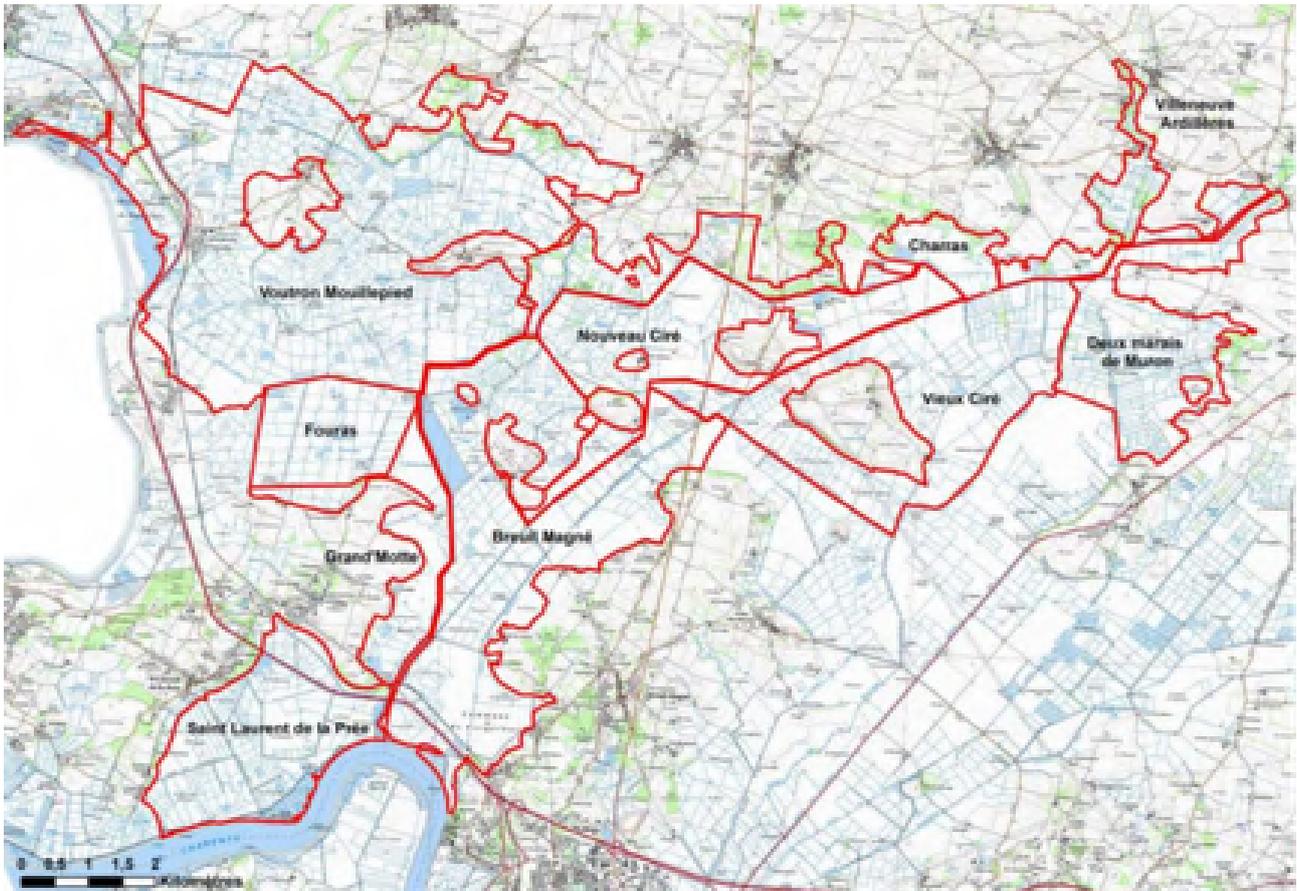


FIGURE 2.2 – Cartes des marais connectés au canal de Charras. ©UNIMA.

Nom du marais	Caractéristiques dimensionnelles				Gestion hydraulique	
	Bief	Nombre d'ouvrage	Marais (ha)	BV (ha)	Fonction	Régularité d'utilisation
AS des marais des deux Murons	amont	2 vannes suivies de plusieurs ouvrages jusqu'à l'exutoire	495	647	alimentation estivales et exutoire du canal de Charras en crue	peu de manoeuvre hivernale
AS du vieux marais de Ciré	amont	1 vanne	850	219	alimentation estivale	manoeuvres estivales
AS des marais de Charras et de Villeneuve-Ardillières	amont et intermédiaire	6 en connexion avec le canal dont 4 avec clapet et cales, 3 ouvrages d'étagement et un barrage	Charras 437 ha et Villeneuve-A 109 ha	Charras 1793 ha et Villeneuve-A 1545 ha	alimentation estivale et évacuation hivernale	visité 2 fois par an pour les vannes et manoeuvres estivales sur les barrages
AS du nouveau marais de Ciré	amont et intermédiaire	4 vannes	630	102	alimentation estivale	manoeuvres estivales
Canal d'Agère (Port Punay, Mouillepied - Ballon)	intermédiaire et aval	2 vannes (dont une commune avec Voutron), un barrage et un siphon	599	2732	alimentation estivale et évacuation hivernale	manoeuvres régulières
AS de Voutron	aval	2 vannes dont une avec double clapet bois	2038	317	alimentation estivale et évacuation hivernale	manoeuvres régulières
AS Fouras	aval	1 vanne avec clapet et cale	328	0	alimentation estivale et évacuation hivernale	peu de manoeuvres
AS de la Grand Motte	aval	1 vanne avec clapet et cale	249	188	alimentation estivale et évacuation hivernale	peu de manoeuvres
AS Breuil Magné et Le Roy	aval de la porte à flot	1 vanne avec clapet et cale	1154	711	alimentation estivale et évacuation en crue	peu de manoeuvres hivernale, évacuation par autres canaux

TABLEAU 2.1 – Présentation des marais et des ouvrages les connectant au canal de Charras. Le bief amont correspond au bief en amont de la vanne de Portefache. Le bief intermédiaire à celui entre les vanne de Portefache et Suze. Le bief aval au bief entre les vanne de Suze et Charras. Données fournis par l'UNIMA

Les marais autour du canal de Charras se caractérisent par de grands ensembles ouverts de prairies plus ou moins humides, de parcelles cultivées et un important réseau de fossés et canaux en eau. On peut y ajouter les zones bocagères, les boisements humides et levées boisées ainsi que des milieux naturels plus localisés tels que les rose-lières, mégaphorbiaies et pelouses calcaires.

De cette diversité de milieux découle une richesse floristique et faunistique importante. Par exemple les marais charentais sont des zones de refuge pour des espèces emblématiques telle que la loutre ou le vison d'Europe. Il s'agit aussi d'une zone de halte migratoire pour de nombreuses espèces aviaires.

Ces marais sont aussi importants pour des espèces piscicoles emblématiques de nos cours d'eau. Comme vue dans la partie 2.2.2 les marais de la façade atlantique sont un lieu de migration et d'habitat pour la civelle. Au vu de la chute des populations, il est donc important d'assurer le libre passage des civelles dans les marais comme celui de Charras pour trouver un habitat directement dans les marais ou pour remonter plus en amont. Cependant les nombreux ouvrages de gestion présents dans les marais sont un obstacle à cette libre circulation.

2.1.2 La gestion du marais de Charras

Les ouvrages de gestion hydraulique ont deux objectifs principaux : assurer le drainage du marais en hiver et maintenir des niveaux d'eau minimum dans les canaux d'irrigation en été. Ces deux objectifs, à deux moments de l'année différents, impliquent le cycle de gestion suivant :

- Durant les périodes de fortes pluies en hiver (de Décembre à Février), les vannes de régulation sont utilisées pour drainer le marais et évacuer l'eau. Les vannes sont donc complètement ouvertes.
- Au printemps (de Mars à Mai), les vannes de régulation sont utilisées pour évacuer l'eau provenant des pluies ponctuelles. L'objectif est d'évacuer les volumes d'eau en excès, tout en maintenant un volume d'eau minimum dans le marais durant les périodes plus sèches du printemps. Le but est aussi de stocker de l'eau pour l'été. Les niveaux d'eau dans les canaux sont maintenus autour de niveaux de références (tableau 2.2). Les vannes sont donc utilisées pour contrôler l'écoulement par sous-verse, avec gestion quotidienne de l'ouverture de plusieurs vannes.
- En été (entre Juin et Septembre) il y a peu de pluies. Le marais est alors utilisé comme réserve d'eau. Les vannes sont donc fermées. Si il y a une forte pluie, l'eau est évacuée par surverse au-dessus de la vanne. Les écoulements sont donc contrôlés par surverse, en utilisant les vannes comme des seuils. Les niveaux d'eau sont maintenus autour des valeurs données dans le tableau 2.2.
- En automne, avec les premières pluies (entre Octobre et Décembre) les vannes sont maintenues fermées jusqu'à ce que les niveaux d'eau dans le marais soient remontés suffisamment pour considérer le marais comme rempli.

Le tableau 2.3 résume le cycle de gestion annuel, et indique les saisons d'arrivée des civelles dans l'estuaire de la Charente. Les portes à flots ne sont pas gérées par les gestionnaires. Elles fonctionnent de manière automatique, et limitent l'intrusion d'eau venant de l'estuaire, quelle que soit la période.

amont de la vanne	Cotes d'eau objectif en mètre	
	Été	Hiver
Charras	2,15 - 2,20	1,90 - 2,00
Suze	2,25 - 2,30	2,15
Portefache	2,35 - 2,40	2,25 - 2,30

TABLEAU 2.2 – Cote d'eau objectif dans le canal de Charras.

Saison	Pluie	Objectif	Ouverture des vannes	Vitesse du courant dans les canaux	Arrivée de civelle depuis l'estuaire
Hiver	beaucoup	Évacuation de l'eau excédentaire	Complètement ouvertes	Haute	Fin de l'Hiver
Printemps	Ponctuelles	Évacuation de l'eau et Maintien de niveau d'eau	Ouverture contrôlée de manière journalière	Moyenne	Beaucoup
Été	Faible	Maintenir des niveaux d'eau	Fermées	Nulle	Peu
Automne	beaucoup	Évacuation de l'eau excédentaire	Complètement ouvertes	Haute	Aucune

TABLEAU 2.3 – Objectif de la régulation et écoulement dans le marais de Charras.

Le tableau 2.3 montre que les civelles arrivent à un moment où les vannes ne sont pas grandes ouvertes. Elles constituent donc des obstacles au passage des civelles. Cependant au moment de l'arrivée des civelles, elles ne sont pas non plus complètement fermées, elles sont manipulées de manière journalière pour avoir un contrôle sur l'écoulement de l'eau. Il s'agit donc d'une période où l'on contrôle fortement l'écoulement. Alors pourquoi ne pas gérer ces ouvrages pour créer des conditions d'écoulement, au niveau des ouvrages d'étagement, favorables à la migration piscicole?

2.1.3 Le cycle des marées dans l'estuaire de la Charente

La marée est caractérisée par un marnage. Le marnage est l'amplitude de variation du niveau de l'eau sur une marée. C'est à dire la différence entre la hauteur d'eau au moment où le niveau de l'eau est au plus haut (marée haute ou pleine mer), et la hauteur d'eau au moment où le niveau de l'eau est au plus bas (marée basse ou basse mer). Le marnage n'est pas le même dans tous les estuaires. Dans certains estuaires, il n'est que de quelques centimètres (Mer Méditerranée), et il peut aller jusqu'à 16 mètres (Baie de Fundy, au Canada).

Les ouvrages de régulation à la mer ont pour but d'empêcher les entrées d'eau dans les marais dues à l'influence de la marée dans l'estuaire. Avant de faire des modifications au niveau des ouvrages et de leurs gestions, il convient donc de faire le point sur les connaissances sur la marée dans l'estuaire de la Charente.

La confluence du canal de Charras et de la Charente se trouve à 10 km de l'embouchure de l'estuaire. Au niveau de l'estuaire de la Charente, l'influence de la marée se fait ressentir à plus de 80 km en amont. La limite de l'influence de la marée dépend de l'hydrologie, des obstacles, de la géomorphologie, et de l'importance du marnage (vives eaux ou mortes eaux). Récemment une thèse a été effectuée sur la modélisa-

tion hydro-sédimentaire dans l'estuaire de la Charente (Toublanc (2013)). Cette thèse a permis de préciser un certain nombre de connaissances sur cet estuaire, concernant les aspects du type de marée et sur les entrées d'eau de mer.

La marée océanique est définie par le Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM) comme : "la variation du niveau de la mer due à l'action gravitationnelle de la Lune et du Soleil, astres dont les mouvements peuvent être calculés avec précision sur des périodes de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers d'années". Au niveau des côtes et dans les estuaires, cette variation des hauteurs d'eau est influencée par le débit des fleuves, la remontée rapide du fond, le rétrécissement plus ou moins brusque des berges, le vent, et la pression atmosphérique. Une marée peut se décomposer en une somme de marées élémentaires périodiques. Il existe quatre types de composantes d'harmoniques : des ondes semi-diurnes (ondes avec des périodes d'environ 12 heures), des ondes diurnes (ondes avec des périodes d'environ 24 heures), des ondes de longue période (ondes avec des périodes mensuelles, ou annuelles), et des ondes Quart-diurnes (ondes avec des périodes d'environ 3 ou 4 heures). Il existe quatre types de marées, qui se différencient par leurs harmoniques et leurs variations de marnages inter-marée :

- diurne : Les harmoniques diurnes sont dominantes par rapport aux harmoniques semi-diurnes. Il y a une marée par jour.
- semi-diurne : Les harmoniques semi-diurnes sont dominantes par rapport aux harmoniques diurnes. Il y a donc deux marées par jour, et elles ont un marnage similaire.
- semi-diurne à égalité diurne : Les harmoniques diurnes et semi-diurnes ne sont pas dominantes les unes sur les autres. Il s'agit donc d'un mix entre marée diurne et marée semi-diurne. Il y a deux marées par jour, mais dans ce cas, ces deux marées ont un marnage pouvant être très différent.
- mixte : Comme le cas précédent il s'agit d'un cas intermédiaire ou il n'y a pas domination d'harmonique diurnes et/ou semi-diurnes. Il en résulte une combinaison des 3 cas types de marées précédents.

Sur la côte atlantique française, on a des marées de type semi-diurne. Pour l'estuaire de la Charente, les amplitudes des harmoniques ont été calculé par Gouriou (2012). Les principales harmoniques sont données dans le tableau 2.4. Les harmoniques qui dominent sont les semi-diurnes. La présence d'harmoniques quart-diurnes (M4, MS4, et MN4) crée des asymétries (Aubrey and Speer (1985) et Speer and Aubrey (1985)) et des marées à double pic à mortes eaux. Cependant les marée de vives eaux peuvent être individuellement assimilées à des sinusoides.

Une étude de la propagation des ondes de marée dans la Charente (Toublanc et al. (2015)) a montré qu'une marée à deux harmoniques M2 et S2 permet de bien approximer l'évolution de la hauteur d'eau dans l'estuaire. Pour pouvoir représenter les asymétries de marée il suffit d'ajouter une harmonique quart diurne M4.

2.1.4 Intrusion saline dans l'estuaire de la Charente

La marée permet l'intrusion d'eau de mer dans l'estuaire. À ce moment il y a rencontre de deux types d'eaux. De l'eau douce venant de la partie continentale du fleuve et de l'eau de mer (très salée avec présence de MES). Ces deux volumes d'eau ont des densités différentes, ce qui amène dans certaines conditions à des écoulements stratifiés

Composante	harmonique (Symbole usuel)	Periode (H)	Amplitude (cm)	Phase(°)
Diurnes	O1	25,82	7,3	326
	K1	23,93	6,2	74
Semi-diurnes	M2	12,42	174,6	99
	S2	12,00	62,9	132
	N2	12,66	36,2	80
	K2	11,97	17,9	130
	NU2	12,63	6,9	83
Quart-diurnes	M4	6,21	24,8	11
	MS4	6,10	10,2	97
	MN4		10,8	323

TABLEAU 2.4 – Amplitudes et phases des composantes de la marée principales au marégraphe de la Pallice (La Rochelle). Données de [Gouriou \(2012\)](#)

en estuaire. Une classification des estuaires en fonction de leur stratification a été faite ([Valle-Levinson \(2010\)](#)) :

- Coin salé : Il s'agit d'estuaire où l'eau salée provenant de la mer entre dans l'estuaire au fond sous une couche d'eau douce venant du fleuve. Ce système est caractérisé par un fort gradient entre les masses d'eau de surface (eau douce) et de fond (eau salée). Ce type de stratification se retrouve dans des estuaires soumis à un faible marnage, associé à un débit important mais pas suffisant pour évacuer l'eau salée.
- Fortement stratifié : Ce type d'estuaire ressemble au coin salé. Cependant le gradient vertical de salinité est plus faible. Il y a aussi plus de mélange entre les masses d'eau (i.e : entre le fond et la surface).
- Partiellement mélangé : Pour obtenir cette configuration, il faut avoir un estuaire où les entrées d'eau dues à la marée sont importantes devant le débit fluvial. Les courants induits par la marée sont alors suffisamment forts pour générer de la turbulence par cisaillement. La turbulence ainsi générée permet de créer une couche de mélange entre les deux masses d'eau.
- Bien mélangé : Ce type d'écoulement se trouve dans les estuaires où il y a un fort marnage par rapport à la hauteur d'eau, et donc de fortes entrées d'eau de mer en comparaison des débits fluviaux. Il y a suffisamment de turbulence pour mélanger les eaux venant de l'estuaire et du fleuve.

Le nombre d'estuaire N : Les entrées d'eau salée dans les estuaires et leur classification peuvent être quantifiés à l'aide de nombres adimensionnels tel que le nombre d'estuaire N ([Toublanc, 2013](#)). Il s'agit du rapport entre le volume d'eau douce sortant par l'estuaire (venant du fleuve) et le volume d'eau salée entrant dans l'estuaire (venant de l'océan) :

$$N = \frac{Q_f T}{P_t} \quad (2.1)$$

Avec Q_f le débit fluvial, T la période de la marée, et P_t le prisme de marée de l'estuaire (volume d'eau entrant avec la marée dans l'estuaire et en ressortant après le temps

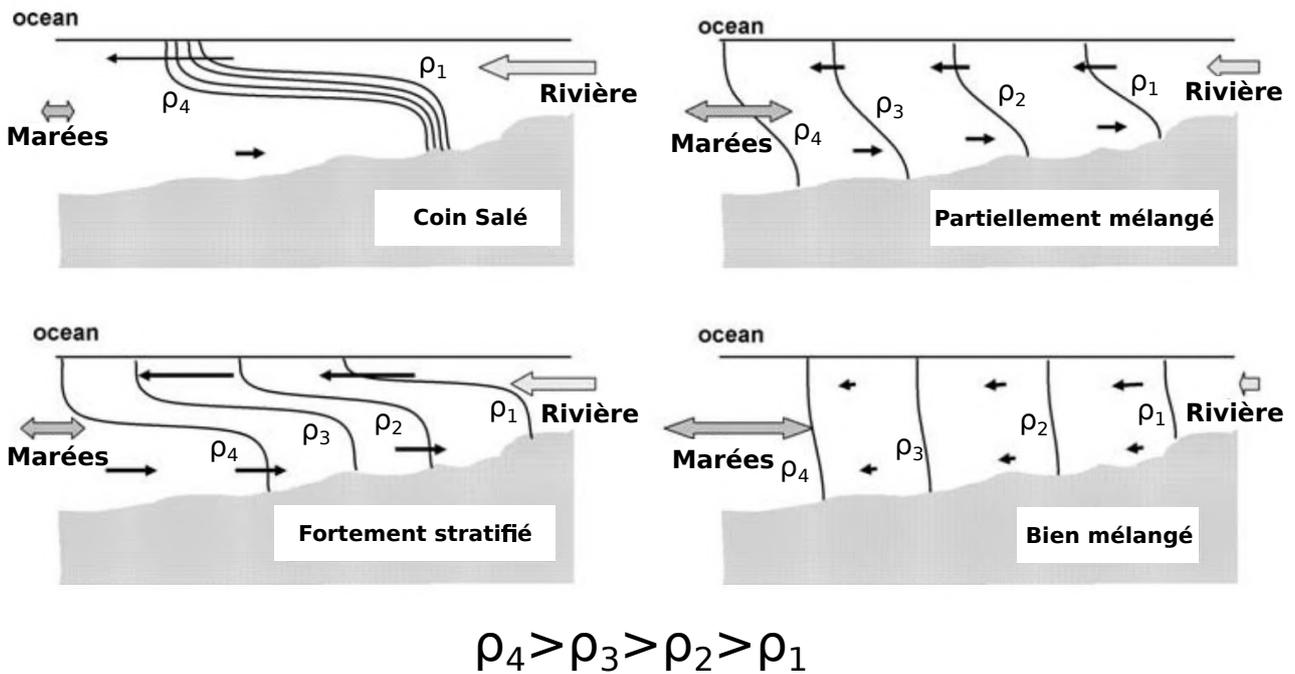


FIGURE 2.3 – Classification des estuaire en fonction de la stratification. Adapté de Valle-Levinson (2010).

d'une marée complète, à l'exclusion de tout débit amont). Un estuaire est considéré comme fortement stratifié si $N > 1$, partiellement mélangé pour $1 > N > 0.1$, et bien mélangé pour $N < 0.1$. Le nombre d'estuaire N dépend du débit du fleuve et du marnage. La figure 2.4 nous montre le diagramme de Simmons appliqué à plusieurs estuaires Français. Ce diagramme montre l'évolution du volume d'eau salée introduit par la marée en fonction du débit fluvial. Un même estuaire peut avoir plusieurs configurations d'écoulement (fortement stratifié, partiellement mélangé ou bien mélangé). Cela dépend du marnage de la marée et du débit fluvial. Un estuaire peut être fortement stratifié en période de mortes-eau avec un fort débit fluvial, et bien mélangé en période de vives-eau avec un faible débit fluvial.

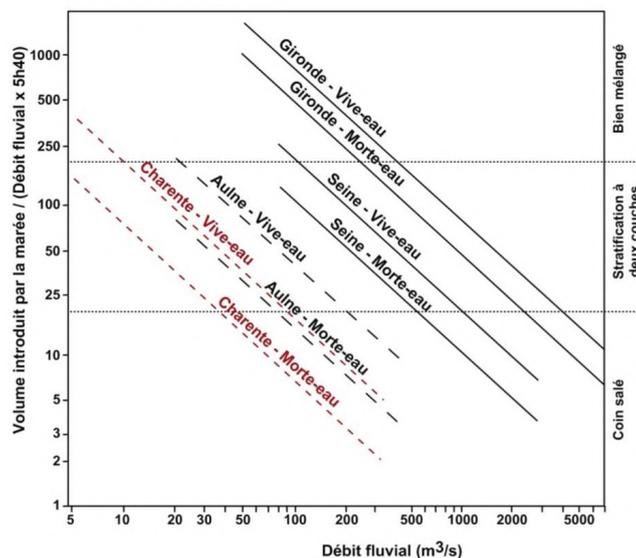


FIGURE 2.4 – Diagramme de Simmons appliqué à plusieurs estuaires. Repris de Toublanc (2013).

Un autre nombre sans dimension permet d'évaluer le type d'écoulement (fortement stratifié, partiellement mélangé ou bien mélangé) :

Le nombre de Richardson R_i : Pour quantifier la stratification dans un fluide il existe un nombre sans dimension : le nombre de Richardson R_i . Il s'agit d'un nombre qui compare les effets de la flottabilité aux effets de frottement. Une formulation a été faite par **Fischer (1972)** pour les estuaires :

$$R_i = \frac{\Delta\rho}{\rho} \frac{gQ_f}{bu_t^3} \quad (2.2)$$

Avec $\Delta\rho$ la différence de masse volumique entre l'eau salée et l'eau douce, ρ la masse volumique de l'eau douce, b la largeur du fleuve, et u_t la vitesse RMS du courant.

Un estuaire est considéré comme fortement stratifié si $R_i > 0.8$, partiellement mélangé pour $0.08 < R_i < 0.8$, et bien mélangé pour $R_i < 0.08$. En mécanique des fluides, on utilise généralement ce nombre pour étudier les écoulements stratifiés. Dans notre cas on sera amené à lui préférer le nombre d'estuaire car il est plus simple d'utilisation pour caractériser l'écoulement dans l'estuaire. Il demande simplement une connaissance des volumes d'eau (venant de l'amont et de la mer) transitant dans l'estuaire. Alors que nombre de Richardson demande une connaissance des densités des deux masses d'eau, une mesure de vitesse, et une meilleure connaissance de la géométrie de l'estuaire.

Résultat de la modélisation hydro-sédimentaire Les études effectuées par **Toublanc (2013)** ont permis de calculer le nombre d'estuaire pour l'estuaire de la Charente dans différentes conditions hydrologiques (Tableau 2.5). À l'aide du travail de modélisation effectué (Figure 2.5), il est possible d'évaluer la salinité probable dans l'estuaire au niveau de la confluence avec le canal de Charras, en fonction du marnage et du débit de la Charente (Tableau 2.6). Dans des conditions de débit moyen et en période de vives-eaux, le marais de Charras est donc atteint par les entrées d'eau salée venant de l'océan.

Marée	Débits (m ³ /s)	N	Estimation de la configuration de l'écoulement dans l'estuaire de La Charente à partir de N
Vive-eau	400	0,41	Partiellement mélangé
	50	0,05	Bien mélangé
	5	0,005	Bien mélangé
Morte-eau	400	1,23	Stratifié
	50	0,15	Partiellement mélangé
	5	0,015	Bien mélangé

TABLEAU 2.5 – Nombre d'estuaire N, pour l'estuaire de la Charente calculé pour des marées de vives-eaux et de mortes-eaux à un débit fort (400 m³/s), un débit moyen (50 m³/s), et un débit faible (5 m³/s). Données repris de **Toublanc (2013)**.

Les volumes d'eau de mer admis dans l'estuaire de la Charente remontent donc jusqu'à Charras. Les dispositifs de franchissement utilisés à la porte à flots (cale) sont donc susceptibles de faire entrer de l'eau salée dans un marais d'eau douce, dont

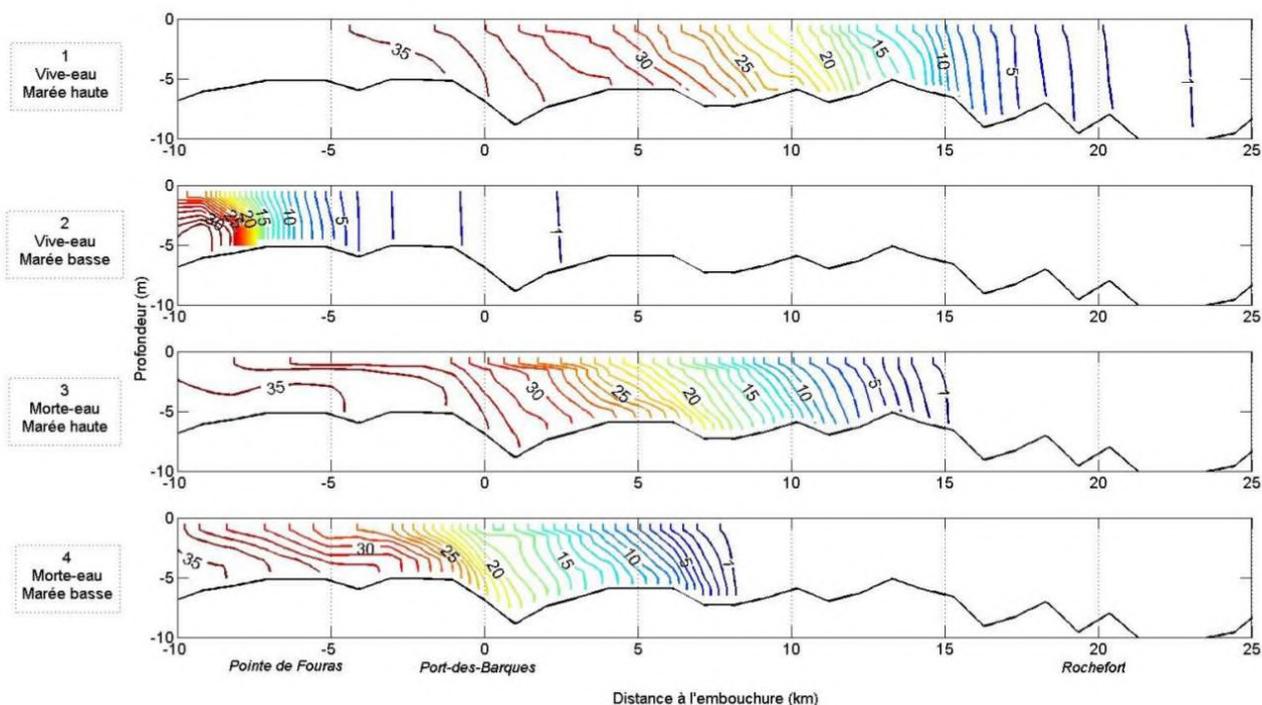


FIGURE 2.5 – Salinité obtenue par modélisation avec un débit moyen (50 m³/s). Le canal de Charras est connectée à l'estuaire de la Charente à 10 kilomètre en amont de son embouchure (Port-des-barques). Repris de [Toublanc \(2013\)](#).

	Débit de crue (400 m ³ /s)		Débit moyen (50 m ³ /s)		Débit d'étiage (5 m ³ /s)	
	salinité (g/l)	Turbidité	salinité (g/l)	Turbidité	salinité (g/l)	Turbidité
Vives-eaux	2		20	> 1 g/l	> 35	> 1 g/l
Mortes-eaux	0		10		35	

TABEAU 2.6 – Salinité à l'embouchure du marais de Charras en fonction des débits de l'amplitude du marée.

certaines usages sont incompatibles avec la présence de sel dans l'eau (comme par exemple l'agriculture).

De plus les remontées d'eau salée dans l'estuaire peuvent se faire de manières stratifiées (dépend des conditions hydrologiques et des amplitudes de marées). Il est donc possible de voir un écoulement stratifié dans le marais. Il s'agit d'une information à prendre en compte pour estimer les évolutions des entrées d'eau de mer dans le marais de Charras.

2.2 Espèce cible : l'anguille européenne à son stade civelle

Dans le cadre de cette thèse nous allons nous concentrer sur l'amélioration des conditions de franchissement d'une espèce piscicole en particulier : l'anguille européenne (*Anguilla anguilla*). Nous nous intéresserons à une période de son cycle de vie particulier : au moment où elle migre de nos estuaires vers les cours d'eau continentaux. A cette période de son cycle de vie, l'anguille est à un stade de développement particulier appelé civelle.

Pendant un long moment, on a pensé que les zones estuariennes et les cours d'eau/marais soumis à l'influence de la marée étaient seulement des zones de passage pour les civelles. En effet jusqu'aux années 80 on pensait qu'après leur métamorphose en anguillette, les anguilles étaient incapables de vivre en eau salée. Mais de récentes études microchimiques des pièces osseuses ont montré que des anguilles ont vécu tout leur cycle de vie en eau salée, ou ont effectué un aller-retour entre eau douce et eau salée (Daverat et al. (2006)). Donc les zones estuariennes peuvent être un habitat pour les civelles en plus d'être une voie de passage obligé lors de leur migration. De plus les densités de civelle sont maximales près des côtes ce qui renforce le besoin d'ouvrir ces milieux aux civelles.

2.2.1 La civelle

La civelle (ou pibale) est le nom du stade de vie de l'anguille européenne, au moment où elle arrive dans les estuaires. Il s'agit d'une période dans son cycle de vie où elle effectue une transition entre les stades larvaires et l'anguille jaune. Beaucoup de modifications biologiques ont lieu lors de cette transformation. Une classification en 9 stades a été définie (Elie et al. (1982)). Cette transformation commence par la métamorphose des larves en civelle transparent (stade V_A) et finit lorsque la civelle est totalement pigmentée. Il s'agit alors d'une anguillette (stade VII). Au cours des différents stades, les civelles subissent différentes modifications (tableau 2.7). La vitesse de pigmentation de la civelle dépend principalement de la température et de la salinité (Briand et al. (2005)). Les modifications biologiques se passent relativement rapidement. Par exemple dans une eau à 8 - 12 C° et à une salinité de 20 g/L, le stade V_B ne dure en moyenne que 8 jours.

Le recrutement des civelles venant de l'océan a connu un brusque effondrement à partir des années 80 (partie 1.2.4). Une des raisons invoquée est la présence d'ouvrages de gestion de l'eau qui font obstacle à la migration des civelles. Nous allons donc regarder le comportement des civelles lors de leur arrivée dans les estuaires et leur début de remontée dans les cours d'eau. Nous verrons en détail comment les ouvrages de gestion

Stade	Nom	Lieu	Pigmentation	Migration	Alimentation
I à IV	Leptocephale	Océan		Passive	Alimentation
VA	civelle	Estuaire	Pigmentation croissante	Passive	Jeune
VB					
VIA0					
VIA1				Nage active croissante	Reprise croissante de l'alimentation
VIA2					
VIA3					
VIA4					
VIB					
VII	Anguilette	Rivière	Pigmentée	Nage & escalade	Alimentation

TABLEAU 2.7 – Différent stades de civelles.

de l'eau (qu'ils soient spécifiques aux zones estuariennes ou non) impactent la migration des civelles. Cette synthèse sur les connaissances du comportement de la civelle nous permettra de proposer des solutions de franchissement d'ouvrages adaptées aux civelles.

2.2.2 Les civelles en zone soumise à la marée

Les premiers stades de civelle sont présents toute l'année dans les estuaires d'Europe et d'Afrique du nord (Figure 2.6). Même si elles sont présentes toute l'année, leur présence massive est limitée dans le temps et dépend de la période de l'année. Le tableau 2.8 synthétise le travail bibliographique effectué par [Elie and Rochard \(1994\)](#). La densité de civelles semble aussi corrélée à l'amplitude de la marée. En effet plus l'amplitude de la marée est grande plus le nombre de civelles arrivant dans l'estuaire semble élevé ([Laffaille et al. \(2007\)](#)).

Zones Géographique	Périodes de maximum d'abondance	Auteurs
Gibraltar	Octobre	Schmidt (1923)
Palma de Mallorca	Septembre - Avril	Gandolfi-Hornyold (1935)
Ligurie	Octobre - Mai	Gandolfi-Hornyold (1935)
Languedoc	Octobre - Février	Lecomte Finiger (1976)
Arno	Février - Mai	Gandolfi et al. (1980)
Lac de Tunis	Janvier - Juillet	Heldt and Heldt (1929)
Egypte	Avril - Mai	Ezzat and El-Serafy (1977)
Adour	Janvier - Février	Desaunay et al. (1996)
Gironde	Décembre - Février	Elie and Rochard (1994)
Loire	Janvier - Mars	Elie (1979)
Vilaine	Janvier - Avril	Desaunay et al. (1996)
Somme	Mars - Avril	Desaunay et al. (1996)

 TABLEAU 2.8 – Périodes habituels des maxima d'abondance de civelles pour différentes zones géographiques. Adapté de [Elie and Rochard \(1994\)](#)

Lors de leur arrivée en estuaire les civelles sont à jeûn avec des capacités de nage limitées par rapport aux vitesses des courants présents dans un estuaire. Leurs déplace-

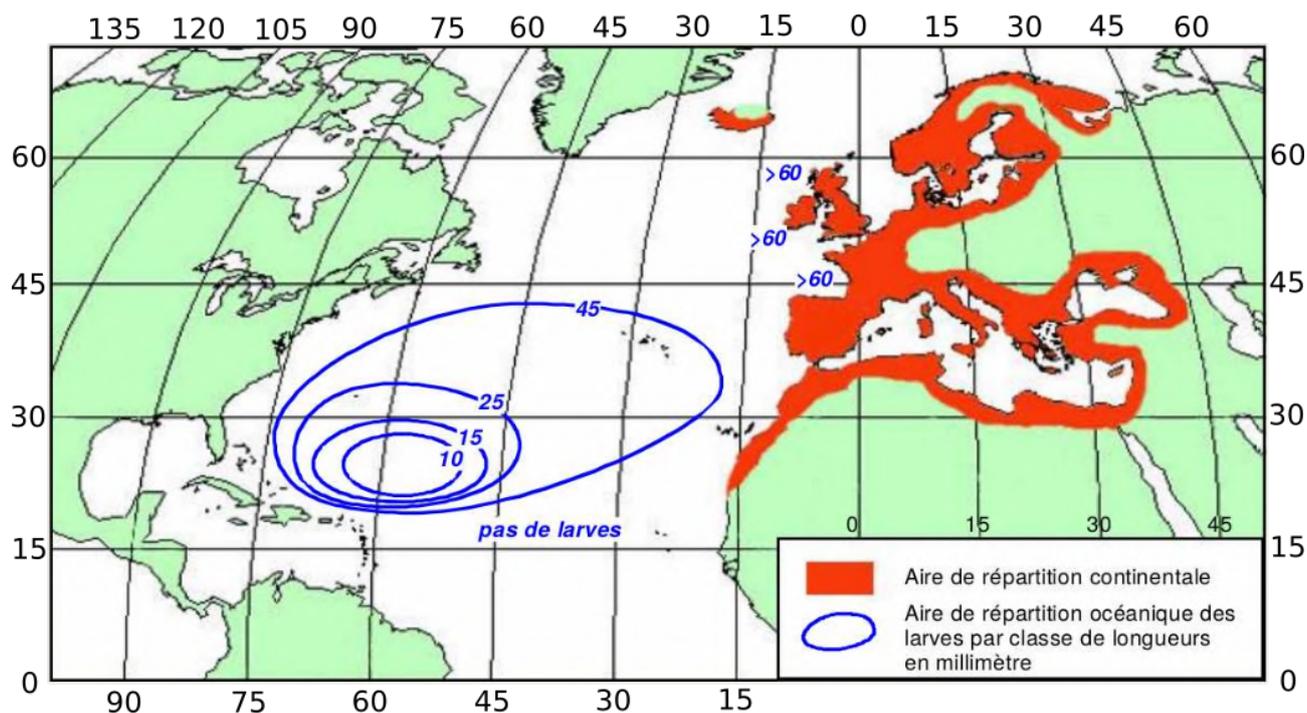


FIGURE 2.6 – Aire de répartition de l’anguille européenne adaptée de [Germain \(1927\)](#) pour l’aire continentale et [Schmidt \(1923\)](#) pour la répartition des larves.

ments dans les estuaires et les réseaux hydrographiques soumis à la marée sont donc dépendantes du déplacement des masses d’eau.

Dans toutes les zones soumises à la marée, les civelles utilisent un mécanisme de déplacement particulier : le transport tidal sélectif. Il s’agit d’un cycle synchronisé sur la marée visant à profiter efficacement des courants de flot ([McCleave and Kleckner \(1982\)](#)). Lorsque la marée monte (période du flot), et que les courants vont de l’estuaire vers les cours d’eau continentaux, les civelles se positionnent dans la colonne d’eau pour être poussées par le courant. Un peu avant l’étale de pleine mer, les civelles descendent au fond. Durant la phase de marée descendante (période du jusant) et que les courants vont des cours d’eau continentaux vers l’estuaire, les civelles restent au fond pour se protéger du courant et ne pas repartir en direction de l’océan. Puis lors de la remontée des eaux, les civelles attendent que le courant aille de l’estuaire vers les cours d’eau continentaux pour se repositionner dans la colonne d’eau. Ce cycle pourrait expliquer une densité plus grande de civelles arrivant lors des marées à fort coefficient. En effet plus l’amplitude de la marée est grande, plus le transport tidal sélectif est efficace, car les courants allant de l’estuaire vers les cours d’eau continentaux sont plus longs et forts.

Le transport tidal sélectif n’est pas un mode de déplacement totalement passif. Les civelles sont autonomes pour leurs positionnements dans la colonne d’eau. De nombreuses observations montrent aussi une autonomie dans le choix de la direction, par exemple des appels d’eau douce ou dessalées peuvent constituer un attrait ([Crivelli et al. \(2008\)](#))

Des expériences en laboratoire ont montré que d’autres espèces catadromes Européennes (le Mulet et le Flet) sont susceptibles d’utiliser le transport tidal sélectif ([Trancart et al. \(2012\)](#)). De plus, il semblerait que les espèces utilisant ce comportement l’utilisent autant qu’elles le peuvent ([Trancart et al. \(2014\)](#)). Ce mécanisme de nage est donc susceptible d’être utilisé jusqu’à la limite de marée dynamique.

Les civelles sont capables d'utiliser un autre mode de déplacement. Certaines civelles semblent avoir des comportements de nage à contre-courant (Bolliet and Labonne (2008)). Des comportement d'escalade et de reptation sont aussi fréquemment observés sur des passes à reptation (Hyacinthe (2009)). Ces phénomènes ne sont observés que pour des températures de l'air suffisamment élevées (Linton et al. (2007)). Dans la pratique les comportements de reptation ne sont observés que si la température de l'air est supérieure à la température de l'eau.

Il est à noter que les mouvements des civelles sont aussi synchronisés sur le cycle jour/nuit. Des pêches effectuées en estuaire montrent des densités de civelle plus importantes arrivant la nuit que le jour (Rigaud et al. (2014)).

2.2.3 Les civelles en-dehors de la zone soumise à la marée

Certaines civelles arrivent au-delà de la limite dynamique de marée, avant d'avoir fini leur métamorphose en anguilllette. À ce moment pour pouvoir avancer, il est nécessaire d'avoir une nage dynamique à contre-courant pour progresser en amont du réseau hydrographique. A ce moment les civelles sont donc capables de nager à contre courant, mais elles conservent des capacités physiques limitées. En effet McCleave (1980) a montré que les civelles ont une vitesse de nage aérobie (maximale) de 0.3 m/s et une vitesse de nage anaérobie (qui n'est soutenable que quelques secondes) de 0.6 m/s.

Pour pouvoir nager à contre courant avec ces faibles capacités de nage, les civelles adoptent une stratégie de nage particulière. Elles se positionnent dans le haut de la colonne d'eau le long des berges. Le but est utiliser la couche limite le long des berges où les vitesses sont plus faibles que dans le centre du cours d'eau (Cassan et al. (2015)). Cette stratégie de nage est couplée à l'utilisation des zones rivulaires (végétation, branchages, bloc,...) comme zones d'abris temporaires lorsque le courant devient trop important ou que la fatigue se fait sentir.

Une stratégie collective de nage contre courant a aussi été observée. Il s'agit de la création de cordon (Rigaud (2015)), qui constitue une stratégie permettant des économies d'énergie lors de la progression des civelles contre le courant. Des cordons de plusieurs centaines de mètres et, larges de plusieurs mètres, étaient régulièrement observés il y a encore 50 ans.

Des comportements de reptation sur des substrats mouillés sont observés dans les parties de réseaux hydrographiques non soumis à la marée (Figure 2.7). Comme dans les estuaires, les comportements de reptation sont dépendants de la température de l'air (Linton et al. (2007)).

De manière générale les facteurs environnementaux contrôlant la migration des civelles, dans les parties de réseau hydrographique non soumis à la marée, sont : la température, le débit (appel d'eau), cycle jour/nuit, et la période de la marée. En effet les études montrent peu de mouvements de civelles pour des température de l'eau inférieures à 8-10 C° (White and Knights (1997), Jessop (2003)). La température limite pour l'activité de nage des civelles a été déterminée en laboratoire, et elle est de 6 C° (Tongiorgi et al. (1986)). Les suivis montrent plus de mouvements la nuit que le jour (Rigaud et al. (2014)). Le comportement des civelles semble aussi rester synchronisé sur les cycles de marée plusieurs jours après avoir franchi la limite de marée dynamique (Trancart et al. (2014)). Bolliet and Labonne (2008) montrent que les comportements de nage des civelles, qu'il soit avec ou contre le courant, sont synchronisés à un changement de direction du courant. Ce travail indiquerait aussi que les civelles, malgré



FIGURE 2.7 – civelle pigmentées en reptation sur une paroi bétonnée verticale. La paroi est humidifiée par un déversement en hauteur ©Irstea

cette synchronisation, perdent leur comportement de nage basé sur les courants dus à la marée (le transport Tidal Sélectif).

2.2.4 Impact des ouvrages à la mer sur la migration des civelles

Les ouvrages à la mer (porte à flots, clapet,...) sont des obstacles à la migration des civelles. En effet, dans les zones soumises à la marée, les civelles migrent lorsque le courant va de l'estuaire vers les cours d'eau continentaux. Or c'est à ce moment que les ouvrages à la mer sont fermés. Ils empêchent donc l'accès au cours d'eau à toute les espèces voulant passer, pas seulement les civelles (Doehring et al. (2011)). Ils empêchent aussi toute sortie des zones continentales vers l'estuaire. Or il est à noter que les passages sont effectués dans les deux sens (Kimball et al. (2010)). En effet certaines espèces de poisson cherchent à aller de l'estuaire vers des cours d'eau douce, alors que d'autres espèces cherchent à faire l'inverse.

Ces blocages, plus ou moins longs devant des ouvrages fermés, augmentent les risques liés à la prédation par des oiseaux, et des poissons carnassiers. Le blocage augmente aussi les risques de pathologies associées aux fortes densités d'individus (ex : ichtyophytiose). De plus il augmente la dépense d'énergie des poissons devant les franchir, or la consommation d'énergie des poissons semble être un facteur contrôlant le comportement migratoire de la civelle (Du Colombier et al. (2011)).

Les solutions actuelles pour améliorer le franchissement consistent en des passes à reptations. Mais il s'agit de dispositifs très peu efficaces pour l'amélioration du franchissement d'ouvrages soumis à la marée par des civelles. Il y a trois raisons à cela :

- La difficulté de dimensionnement : les variations importantes de hauteur en aval rendent le dimensionnement de ce type d'ouvrage compliqué (partie 1.3.3).
- Les températures : les civelles montrent des capacités de reptation quand la température de l'air est supérieure à la température de l'eau. Or dans beaucoup d'estuaires les arrivées massives de civelles se font de nuit, à des périodes où l'air est plus froid que l'eau (Tableau 2.8).
- Les forts risques de braconnage si les poissons empruntent les rampes. En effets les rampes concentrent toutes les civelles arrivant en un seul endroit facile d'accès pour les braconniers.

Comportement des civelles en aval des ouvrages à la mer

Le comportement d'approche de ces ouvrages par les civelles doit être étudié, pour développer les meilleures solutions de franchissement pour cette espèce.

Différents travaux de synthèse effectués sur le comportement de la civelle (Elie and Rochard (1994), Harrison et al. (2014), Rigaud (2015)) montrent qu'il existe un grand nombre de paramètres contrôlant la densité de civelles se présentant à l'ouvrage : la température de l'eau, le cycle jour nuit, la turbidité de l'eau, le coefficient de la marée et la turbidité de l'eau. L'influence combinée de ces différents paramètres sur la présence des civelles en aval des ouvrages à la mer n'est pas connue. Il est donc difficile de prévoir la quantité de civelles se présentant en aval d'un ouvrage. L'idéal serait donc d'avoir un dispositif de franchissement qui soit efficace tout le temps.

Si cela n'est pas possible, nous pouvons tirer plusieurs constatations des différents suivis effectués dans des estuaires et des zones soumises à la marée, permettant de privilégier des périodes lors desquelles il faudrait maximiser l'efficacité du dispositif (en gardant en tête le grand nombre de paramètres et les interactions possibles entre eux) :

- Période de l'année : dans un premier temps le nombre d'individus se présentant à un ouvrage à la mer, dépend du nombre d'individus qui se présentent dans l'estuaire. Bien qu'il y ait des arrivées de civelles toute l'année, la majeure partie des arrivées se produit sur une période de quelques semaines (Tableau 2.8).
- Moment de la journée : Les diverses synthèses sur le comportement des civelles évoquées dans cette partie montrent que les civelles ont tendance à bouger la nuit. De jour, il y a plus de civelles actives si l'eau est turbide que si elle est claire.
- Moment de la marée : Un pic d'abondance en aval d'un ouvrage est souvent observé entre 3h00 et 1h00 avant l'étale pleine mer. Cela a été observé dans l'estuaire du Couesnon (Laffaille et al. (2007)), dans l'estuaire de la Charente (Rigaud et al. (2014)), et l'estuaire de l'Yser (Mouton et al. (2011)). Ce pic résulte d'une accumulation de civelle, qui se déplace sur cette période, au niveau de l'ouvrage qui fait obstacle.
- Appel d'eau douce : La qualité de l'eau qui arrive de l'amont, et que les civelles perçoivent semble jouer un rôle important. En effet, plusieurs études ont montré qu'un appel d'eau douce attire les civelles (Tosi et al. (1990), Rigaud et al. (2014)). Par exemple Crivelli et al. (2008) montrent qu'un appel d'eau douce de plusieurs jours consécutifs est corrélé à une plus grande capture de civelles à un ouvrage à la mer. Cet appel d'eau douce ne doit cependant pas être trop important pour rester compatible avec les vitesses de courant permettant aux civelles d'arriver en amont de l'ouvrage.

Il faut donc privilégier l'efficacité des dispositifs de franchissement entre 3h00 et 1h00 avant la pleine mer pour des marées de nuit, durant les semaines d'arrivées massives de civelles dans l'estuaire concerné. Ce dispositif doit être efficace pour toutes les marées peu importantes leurs amplitudes. En effet Rigaud et al. (2014) a constaté que la quantité de civelles en amont d'un ouvrage n'est pas fortement corrélée aux coefficients de marée. Il faut juste avoir une marée d'amplitude suffisante pour inverser le courant au niveau de l'ouvrage.

Il serait bénéfique, pour améliorer son attractivité, que la solution de franchissement puisse produire un appel d'eau douce.

2.2.5 Solutions pour améliorer le franchissement des ouvrages à la mer

Effacement La solution la plus efficace consiste en l'effacement de l'ouvrage. Cependant, il y a les mêmes objections concernant l'arasement que celles présentées pour l'effacement dans la partie 1.3.1. Il s'agit donc de la meilleure solution, mais les impacts sociaux, culturels et sur l'utilisation de l'eau sont à prendre en compte. Par exemple l'effacement d'un clapet qui empêche des entrées d'eau salée dans des canaux d'irrigation, semble difficile à mettre en œuvre au vue des impacts qu'il aurait. Leur suppression imposerait de repenser et réaménager les usages et les gestions de l'eau des réseaux concernés. Des études (Boys and Williams (2012)) ont montré une augmentation du nombre de poissons et d'espèces après le retrait d'un ouvrage à la mer.

Rampe à reptation La solution la plus commune consiste à équiper l'ouvrage d'une rampe à reptation. Elle tire profit de la capacité de reptation, sur des substrats humides, de l'anguille. Ce type de dispositif est présenté dans la partie 1.3.2. Il existe plusieurs limites à son efficacité : la pente de la rampe doit être inférieure à 45°, la sélectivité du substrat choisi qui est efficace pour une gamme de taille (donc d'âge) d'individus. Une autre limite vient du comportement de reptation des civelles avec la température (partie 2.2.2). De plus, ces dispositifs marquent une forte chute d'efficacité lorsque le débit d'appel du cours d'eau n'est plus significatif (Drouineau et al. (2015)).

Modification d'ouvrage Une autre solution simple remplissant les conditions déterminées dans la partie 2.2.4 consiste à laisser une ouverture dans l'ouvrage à la mer lorsqu'il est fermé. Il existe plusieurs solutions pour cela : faire un trou dans l'ouvrage ou placer des cales pour empêcher la fermeture totale de l'ouvrage. Cela permet de laisser un passage durant la marée haute, tout en minimisant les entrées d'eau de mer. Ce type de solution (rétablir la continuité écologique à marée haute) a été testé sur plusieurs ouvrages (Kimball et al. (2010), Mouton et al. (2011), Rigaud et al. (2014)). Dans tous ces cas des passages de poissons ont été constatés à marée haute.

En tenant compte du pic d'arrivée des civelles en aval des ouvrages (entre 3h00 et 1h00 avant la pleine mer), des retardateurs de fermeture ont été testés pour retarder la fermeture des ouvrages à la mer. Il s'agit le plus souvent de ressorts qui permettent de garder l'ouvrage à la mer ouvert lorsque le courant s'inverse au niveau de l'ouvrage, pour faire passer les civelles qui se présentent à l'ouvrage. Puis plus le niveau de l'eau en amont monte, plus il y a de pression sur le ressort, qui finit par se comprimer, et ainsi la porte se ferme (Rigaud (2015)).

Il existe aussi des systèmes de retardateur de fermeture à l'aide de flotteur (Giannico and Souder (2005)). On peut citer les systèmes SRT (Self-Regulating Tidal Gates) à flotteur pour les clapets. Il s'agit de fixer des flotteurs sur le clapet. Lorsque le niveau de l'eau monte, la flottabilité des flotteurs permet au clapet de rester ouvert tant que les flotteurs ne sont pas submergés. Ce dispositif permet de garder le clapet ouvert durant tout ou partie de la marée (en fonction de la hauteur d'installation des flotteurs)

Actuellement il s'agit de dispositifs artisanaux. Par exemple pour les ressorts il peut s'agir d'amortisseurs de voiture qui sont reconvertis pour l'occasion. Il n'existe pas de méthode de dimensionnement d'une ouverture dans l'ouvrage (que ce soit une vante, une cale, ...) ou du retardateur de fermeture (raideur du ressort). Il n'y a pas non

plus de méthode pour faire un choix entre une ouverture "simple" (cale, vantelle) ou l'utilisation d'un retardateur de fermeture (ressort ou flotteur).

2.2.6 Et maintenant les ouvrages d'étagement

Une fois que les civelles ont franchi l'ouvrage à la mer, elles entrent dans un réseau hydrographique où l'écoulement de l'eau est régulé à l'aide d'ouvrages hydrauliques classiques (vanne, seuil,...). Ces ouvrages sont aussi des obstacles pour les civelles. Comme vu dans la partie 1.2.5, les ouvrages de gestion (vannes, seuil,...) imposent des conditions d'écoulement incompatibles avec les capacités de nage des poissons en général, et de la civelle en particulier. Ces ouvrages sont soumis à des fluctuations de niveau d'eau dues à la marée. Le principal impact consiste en une forte augmentation des vitesses d'écoulement au niveau de l'ouvrage. Cette vitesse est proportionnelle à la racine de la différence de hauteur d'eau créée par l'ouvrage (partie 1.2.5).

Pour améliorer le passage des civelles à ces ouvrages il existe actuellement deux solutions : l'arasement et les passes à reptation. Il existe toujours les mêmes objections que pour les ouvrages à la marée concernant l'arasement. De plus, l'efficacité des dispositifs de franchissement par reptation sont soumis aux mêmes limites que lorsqu'ils sont utilisés pour les ouvrages à la mer.

Les solutions consistant à laisser une ouverture dans l'ouvrage à la mer ont un impact sur plusieurs kilomètres en amont de l'ouvrage (Franklin and Hodges (2015)). Serait-il possible de contrôler cet impact pour modifier les conditions d'écoulement aux ouvrages amont pour les rendre franchissables? Plus précisément nous pensons qu'il est possible de dimensionner les ouvertures pour faire rentrer de l'eau dans les biefs aval du réseau hydrographique. Cela devrait faire monter les niveaux d'eau en aval des ouvrages d'étagement, et ainsi diminuer les vitesses au niveau de ces ouvrages.

Nous utilisons seulement la vitesse comme critère de franchissabilité. Cependant, il existe d'autres critères hydrauliques, en plus de la vitesse qui contrôlent la franchissabilité d'un ouvrage (1.2.5). Mais nous manquons d'études concernant le comportement de la civelle pour pouvoir utiliser ces autres critères. Par exemple nous n'avons pas d'information sur les comportements de prospection des civelles en aval des ouvrages. Nous n'avons pas non plus d'information sur le fait que les civelles abordent les ouvrages d'étagement : près du fond, au milieu de la colonne d'eau, ou en surface. Il est donc difficile de déterminer s'il est plus efficace de faire passer des civelles par une ouverture en surface ou une ouverture au fond. Il n'existe pas, non plus, d'études sur l'effet de la turbulence sur le comportement de la civelle (répulsion ou attraction). Nous ne sommes donc pas en mesure d'identifier les formes d'écoulement qui repousseraient les civelles. Il est donc possible que certains écoulements que nous considérerons franchissables par les civelles (en se basant sur la vitesse), ne le soient pas en réalité. A l'inverse des écoulements que nous considérerons infranchissables par les civelles (en se basant sur la vitesse), le seront dans la réalité.

2.3 Les mesures effectuées dans la thèse

Cette thèse s'inscrit dans le cadre d'études menées par le pôle écohydraulique OFB/IMFT/PPRIME et l'INRAE (ex-IRSTEA) Cestas pour l'amélioration de la continuité piscicole dans les marais charentais depuis 10 ans. Ces travaux ont été valorisés (Rigaud et al., 2014). Cependant il existe des mesures effectuées avant le début de cette thèse qui n'avaient

pas encore été valorisées (non publiées et peu analysées). Certaines d'entre elles ont été analysées et utilisées dans le cadre de cette thèse. Elles sont présentées dans cette partie. Des répliqua de chacun des types de mesure effectués avant la thèse, et présentés ci-dessous, (hauteur d'eau, débit, et comportement piscicole), ont été réalisés plusieurs fois durant cette thèse. Cela a permis d'approfondir les analyses sur les résultats, et les discussions sur les dispositifs expérimentaux dans la suite du manuscrit.

2.3.1 Représentation du marais

Au vu du nombre d'ouvrages latéraux (une trentaine) et de la complexité du réseau hydrographique (grand nombre de fossés et petits canaux), le réseau a été simplifié en un canal central, avec des apports/prises d'eau latéraux. Cela est schématisé sur la figure 2.8

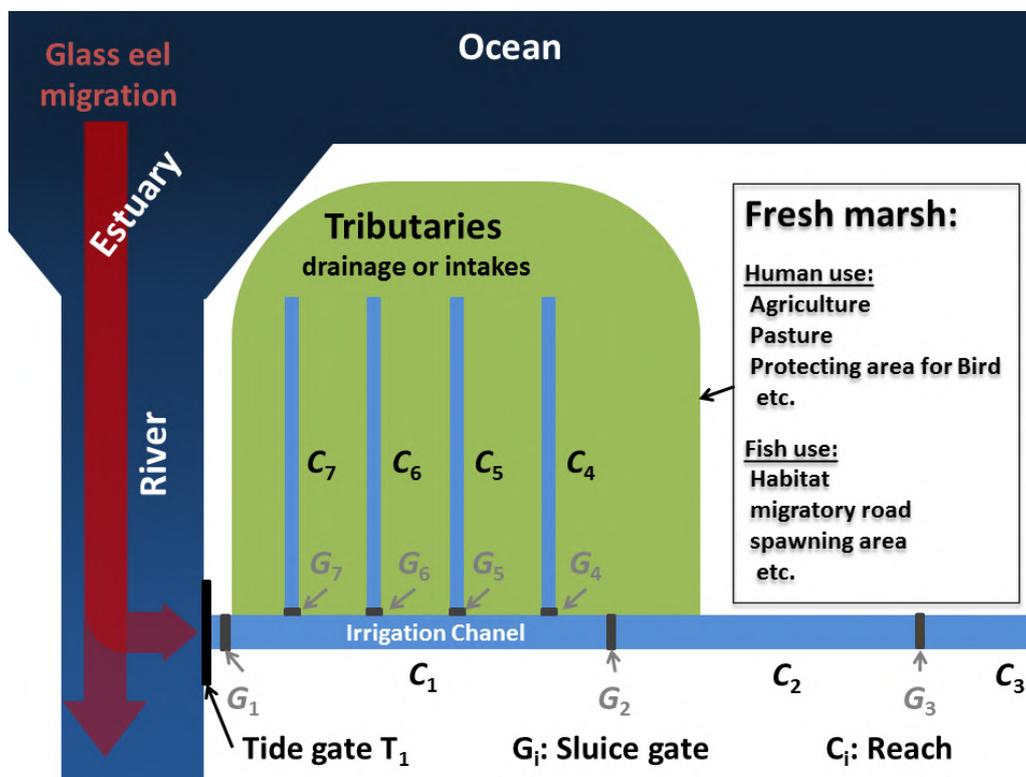


FIGURE 2.8 – Schéma du canal de Charras et des apports latéraux suivis.

Le fonctionnement est le suivant : pour éviter les intrusions d'eau salée, la porte à flot (T_1) se trouve à l'aval du canal. Les hauteurs d'eau dans le canal sont contrôlées à l'aide des 3 vannes, présentées dans la description du marais (partie 2.1.1) : la vanne de Charras (G_1), la vanne de Suze (G_2), et la vanne de Portefache (G_3). Les apports latéraux sont représentés par quatre canaux latéraux connectés au canal de Charras. Chacune des connections entre un tributaire et le canal de Charras est assurée par une vanne (G_4 , ou G_5 , ou G_6 , et G_7) couplée à un clapet. Les caractéristiques des ouvrages (porte à flots T_1 et vannes G_i) sont données dans le tableau 2.9.

Cette représentation du marais montre 5 points d'apports/prises latérales dans le canal de Charras : 4 en amont des canaux latéraux (G_4 , G_5 , G_6 , et G_7) et 1 en amont du canal (en amont de la vanne G_3). Ce choix est fait sur la base de deux hypothèses :

- Les apports et prises d'eau en amont de la vanne G_3 ne sont pas soumis à un contrôle journalier (ce qui semble être le cas au vu des informations fournies par

Ouvrage	Nom	Largeur (m)	Cote radier (m)
Porte à Flot de Charras	T ₁	2,2	-0,5
Vanne Droite Charras	G ₁	2,2	-0,5
Vanne Gauche Charras	G ₁	2,2	-0,5
Vanne de Suze	G ₂	6,5	-0,5
Vanne de Portefache	G ₃	5,5	0,18
Vanne de Pelle rouge	G ₄	1,5	0,59
Vanne de Roseaux	G ₅	1,5	0,95
Vanne de Fouras	G ₆	1,2	0,78
Vanne de Grande motte	G ₇	1,2	0,83

TABLEAU 2.9 – Caractéristique des ouvrages du marais de Charras.

le tableau 2.1). La réaction des bassins versants ne change donc pas au cours des périodes étudiées.

- les apports et prises d'eau, dans le canal de Charras, entre les vannes G₃, et G₂ peuvent être négligés. En effet, bien que les surfaces drainées soient importantes (tableau 2.1), les marais latéraux qui sont connectés au canal de Charras entre ces deux vannes se déversent aussi, soit en aval de la vanne G₂ (Canal d'Agère), soit en amont de la vanne G₃ (nouveau marais de Ciré, et marais de Charras et de Villeneuve-Andillières). Des suivis de débit en aval de G₂ (présentés plus bas), et les informations des gestionnaires, nous indiquent que les entrées d'eau entre ces deux vannes sont minimales au regard des volumes d'eau drainés par le canal de Charras.

Pour comprendre le fonctionnement hydraulique dans le marais de Charras plusieurs campagnes de mesures ont été effectuées au cours des printemps 2015, 2018, et 2019. Elles font suite aux mesures biologiques et hydrauliques effectuées précédemment par le pôle écohydraulique et l'IRSTEA Cestas (Rigaud et al. (2014)). Les campagnes se sont concentrées sur les saisons printanières, car il s'agit du moment d'arrivée des civelles dans le marais de Charras.

Il y avait quatre buts à ces campagnes de mesures :

- pouvoir tester des lois d'ouvrage, et en développer des spécifiques pour les ouvrages à la marée.
- caler et tester des modélisations d'écoulement dans les canaux basées sur les équations de Saint-Venant.
- évaluer les impacts des modifications de gestion sur d'éventuelles intrusions salines.
- approfondir nos connaissances sur les capacités d'une civelle à franchir une vanne.

Toutes les données ont été collectées avec l'aide de membres du pôle écohydraulique OFB/IMFT/PPRIME, de l'IRSTEA Cestas et de l'UNIMA. Une partie des données de hauteurs d'eau sont des données mesurées pour la gestion du marais, et nous ont été fournies par le gestionnaire (l'UNIMA).

2.3.2 Mesures de hauteur d'eau

Des mesures de côtes ont été réalisées en continu durant des périodes de plus d'un mois sur 3 années différentes (voir tableau 2.10). Elles ont été effectuées à l'aide de sondes à ultrason (figure 2.9). Ces sondes envoient une onde acoustique vers la surface de l'eau, cette onde est réfléchiée par la surface de l'eau vers la sonde. Le temps entre l'envoi de l'onde et la réception de l'onde réfléchiée nous donne la distance entre la sonde et la surface de l'eau. Cette conversion est faite par la sonde une fois qu'elle a été calée. Cela nous permet d'avoir un suivi en continu de l'évolution de la hauteur d'eau.

Les mesures ont été réalisées à l'amont et/ou l'aval des ouvrages présentés dans le tableau 2.9. Elles permettent dans un premier temps de comprendre le fonctionnement hydraulique du marais. Dans un second temps, en les analysant avec les données de gestion (modification des ouvertures de vannes,...), elles mettent en évidence des règles de gestion. De plus, en couplant ces mesures de hauteur d'eau à des mesures de débit, il est possible de caler des coefficients de débit pour des lois d'ouvrages. Pour finir, elles seront aussi utilisées pour valider des modèles mathématiques présentés dans la suite du manuscrit.

Lieu	période		
	06/02/2015 - 18/03/2015	01/02/2018 - 30/06/2018	01/02/2019 - 31/05/2019
Aval T ₁ (forçage de l'estuaire)	15 min	10 min	10 min
Amont G ₁	15 min	10 min	10 min
Aval G ₂	15 min	10 min	10 min
Amont G ₂	15 min	10 min	10 min
Aval G ₃	15 min	10 min	10 min
Amont G ₃	15 min	10 min	10 min
Amont G ₄	15 min	pas de données	pas de données
Amont G ₅	15 min	pas de données	pas de données
Amont G ₆	15 min	pas de données	pas de données
Amont G ₇	15 min	pas de données	pas de données

TABLEAU 2.10 – Résumé des mesures de hauteur d'eau effectuées. La première colonne indique la localisation des sondes de mesures. Les temps indiqués correspondent au pas de temps des mesures



FIGURE 2.9 – Photos des sondes des mesures de hauteur d'eau.

2.3.3 Mesure de débit

Des mesures ponctuelles de débit ont été effectuées au niveau des ouvrages de régulation pour pouvoir caler des lois hauteurs débits. Elles ont été effectuées à l'aide d'un ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) visible sur la figure 2.10.



FIGURE 2.10 – Photos de l'ADCP.

Pour estimer le débit au niveau des ouvrages T_1 , G_1 , G_2 , et G_3 , des mesures de débits ont été faites dans le canal de Charras. Les cours d'eau latéraux sont trop fins pour pouvoir y mesurer des débits à l'ADCP (phénomène de résonance qui perturbe la mesure). Pour estimer les débits passant par les ouvrages latéraux (G_4 , G_5 , G_6 , et G_7), deux mesures sont effectuées dans le canal de Charras : une mesure en amont de l'ouvrage et une mesure en aval de l'ouvrage. Le débit à l'ouvrage latéral est la différence entre ces deux mesures. Le délai entre la mesure à l'amont et la mesure en aval (dû au temps de déplacement entre les deux positions) implique une moins bonne précision que pour les mesures de débit passant par les ouvrages du canal de Charras. Une mesure plus précise aurait pu être faite à l'aide d'un courantomètre directement sur les latéraux, mais cette méthodologie a été écartée pour des raisons logistiques. Certains latéraux sont difficiles d'accès et cela rend impossible le suivi de tous les latéraux sur la même marée avec le nombre de courantomètres, et de personnel pour leurs utilisations, à notre disposition (besoin de se déplacer entre tous les points de mesures, plusieurs fois par jour).

Les mesures de débit (date et nombre) sont résumées dans le tableau 2.11. Le nombre de ces mesures semble faible au regard des mesures de hauteur d'eau. Ce déséquilibre est dû au fait qu'il faut être physiquement présent sur site pour faire une mesure à l'ADCP, contrairement aux mesures de hauteur d'eau par sonde à ultrason. De plus les mesures serviront à caler des lois de débitance des ouvrages hydrauliques (elles seront présentées dans la partie 2.4). Une fois calées ces lois nous permettrons de calculer les

débites aux ouvrages à partir des mesures de hauteur d'eau amont/aval. Nous aurons donc une évaluation du débit pour chaque mesure de hauteur d'eau réalisées.

Les mesures de débit nous permettront de déterminer les vitesses moyennes d'écoulement au niveau des ouvrages. Elles seront calculées en divisant les débits par les sections d'écoulement. Ces dernières seront déterminées à l'aide des hauteurs d'eau, et des géométries des ouvrages.

Ouvrage	Date des mesures	Nombre de mesure
T ₁ &G ₁	18/02/2015	Suivi en continu d'une marée
	19/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée
	16/03/2018	Mesure à 2 moments différents d'une marée
G ₂	17/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée
	19/02/2015	Mesure à 4 moments différents d'une marée
	06-07/03/2018	Mesure à 4 moments différents répartis sur 2 marées
G ₃	19/02/2015	Mesure à 3 moments différents d'une marée
G ₄	17/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée
G ₅	17/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée
G ₆	17/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée
G ₇	17/02/2015	Mesure à 5 moments différents d'une marée

TABLEAU 2.11 – Résumé des mesures de débits effectuées. Pour les ouvrages latéraux les mesures détaillées ne sont pas données, seul le résultat de la différence des mesures amont/aval de l'ouvrage, dans le canal, est donné.

2.3.4 Mesures de conductimétrie

Les modifications d'ouvrages à la mer et de gestion des ouvrages, induisent des entrées d'eau venant de l'estuaire dans le marais. Des suivis de l'évolution de la conductimétrie ont été effectués pour estimer les entrées d'eau salée dans le marais. Pour faire ces suivis de conductimétrie 6 enregistreurs de conductimétrie HOBO U24 ont été utilisés. Pour placer les enregistreurs des lests ont été fabriqués. Il s'agit de blocs de béton dans lesquels des tiges ont été fichées (figure 2.11). Ces tiges servent à placer les enregistreurs de conductimétrie à la hauteur souhaitée. Toutes les mesures ont été effectuées avec un pas de temps de 10 minutes.

Trois campagnes ont été effectuées :

- en mars 2018 pour étudier la dynamique de propagation des entrées d'eau salée dues aux admissions d'eau venant de l'estuaire dans le premier kilomètre du canal Charras. Les 6 enregistreurs ont été disposés en six abscisses différentes. Ces abscisses sont définies par rapport à l'ouvrage à la mer. Les enregistreurs de conductimétrie sont fixés sur des tiges pour être à 30 centimètres au dessus du fond. Ils sont disposés à 0 m, 250 m, 400 m, 530 m, 750 m et 865 m en amont de l'ouvrage à la mer. L'enregistreur positionné à l'ouvrage à la mer nous sert à avoir la conductivité de l'eau entrante à marée haute. L'enregistreur positionné à 865 m de l'ouvrage a été positionné en amont de la position du bouchon vaseux observé par les gestionnaires du marais en 2017. Les résultats de cette campagne de mesure ont montré que les intrusions salines remontent plus haut que le bouchon vaseux. Ceci explique pourquoi, dans les campagnes de mesure de conductimétrie suivantes des enregistreurs seront positionnés plus en amont dans le canal de Charras.



FIGURE 2.11 – Photos : enregistreur conductimétrie avec protection (à gauche) et enregistreur attaché a une tige prise dans un leste (à droite).

- entre avril et juin 2018 pour faire un suivi longitudinal des entrées d'eau salée dues aux admissions d'eau venant de l'estuaire. Les 6 enregistreurs ont été disposés en cinq abscisses différentes. Ces abscisses sont définies par rapport à l'ouvrage à la mer. Cinq enregistreurs de conductimétrie sont fixés sur des tiges pour être à 30 centimètres au dessus du fond. Ils sont disposés à 0 m, 250 m, 750 m, 1150m, et 3500m en amont de l'ouvrage à la mer (figure 2.12). L'enregistreur positionné à l'ouvrage à la mer nous sert à avoir la conductivité de l'eau entrante à marée haute. L'enregistreur positionné à 3500 m de l'ouvrage à la mer sert à avoir la conductivité de l'eau arrivant de l'amont. A 250 mètres de l'ouvrage à la mer un second enregistreur de conductimétrie à 80 centimètres du fond pour voir si des effets de stratifications sont présents (figure 2.13).
- entre mars et mai 2019 pour étudier les phénomènes de stratification. Quatre enregistreurs ont été positionnés à la même abscisse (à 250 mètres en amont de l'ouvrage G_1), mais à quatre hauteurs différentes du fond (figure 2.13). Les deux enregistreurs placés proche du fond (à 30 et 80 centimètres au dessus du fond) serviront à comparer avec les données de 2018. Les deux enregistreurs le plus haut (à 160 centimètres du fond et à 5 centimètres sous la surface) serviront à savoir si il y a des effets de mélange suivant les conditions hydrologiques. En plus de ces quatre enregistreurs, deux enregistreurs supplémentaires ont été installés. Un a été positionné plus de 3 km en amont de l'ouvrage G_1 pour avoir le signal amont. Le second a été fixé en aval de la porte à flot pour avoir le signal entrant.

2.3.5 Évaluation du comportement des civelles à un ouvrage d'étagement

Pour confirmer et compléter les connaissances sur le comportement des civelles au niveau des ouvrages d'étagement une étude a été menée entre 2016 et 2017. Les principaux objectifs de cette étude étaient 1/ d'estimer la capacité des civelles à nager sous une vanne, dans différentes conditions hydrauliques, et 2/ de vérifier si la rugosité du

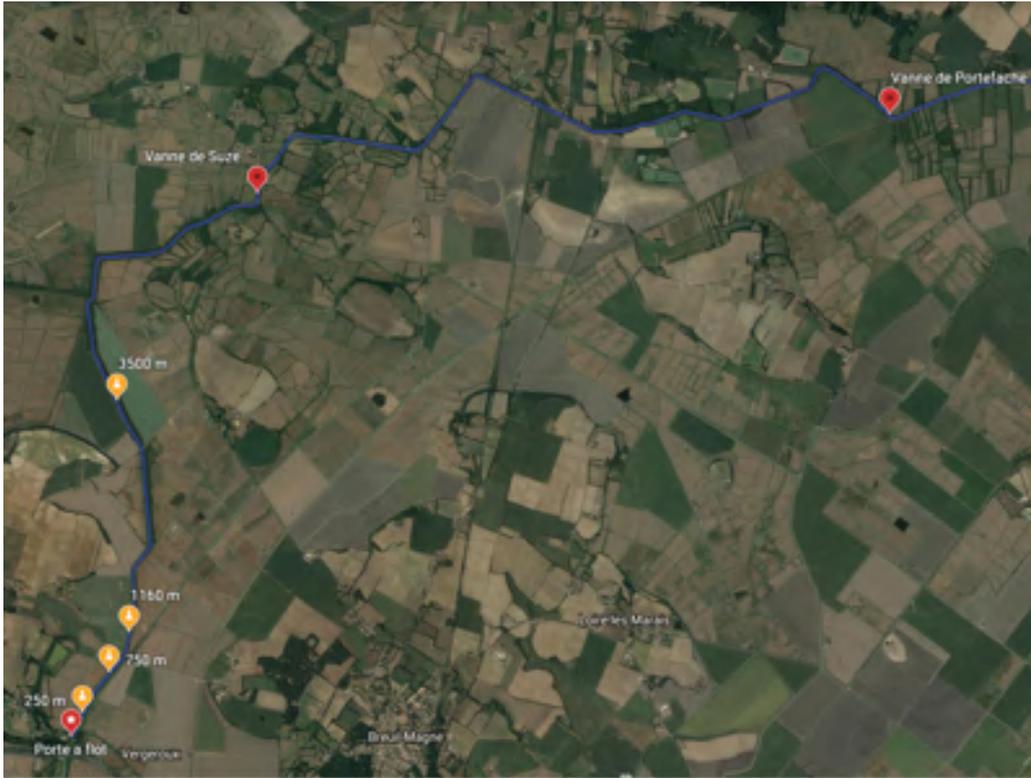


FIGURE 2.12 – Carte de la position des enregistreurs de conductimétrie lors, de la seconde campagne de mesure de conductimétrie de 2018, dans le bief C₁. Les enregistreurs de conductimétrie sont représenté par des bulle jaune, et leurs distances à la porte à flot sont indiquées à coté.

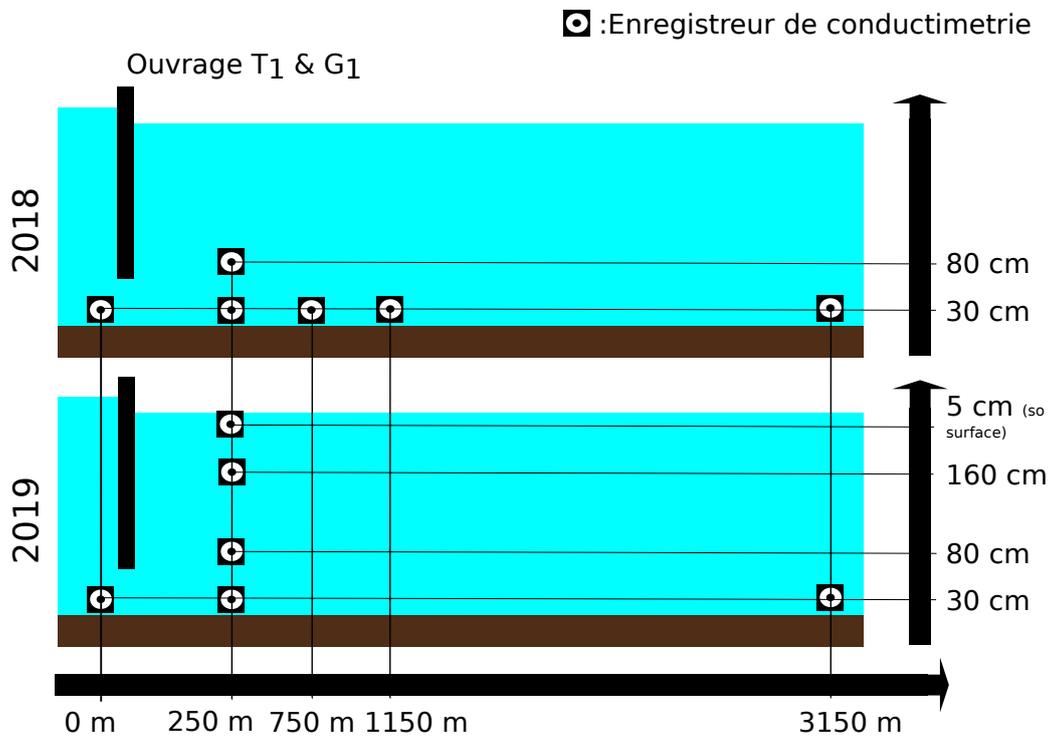


FIGURE 2.13 – Schéma de la position des enregistreurs de conductimétrie, pour la seconde campagne de mesure de conductimétrie de 2018 et celle de 2019, dans le bief C₁.

fond sous la vanne pouvait améliorer leur passage, par exemple en réduisant la vitesse moyenne de l'écoulement.

Un canal expérimental a été construit sur les berges de l'estuaire de la Charente. Il présente une zone aval de déversement des poissons, une vanne réglable, et un piège à l'amont de cette vanne. Des civelles sont pêchées lors de leur arrivée dans l'estuaire, et sont déversées à l'aval du canal. Des expériences sont réalisées avec différentes configurations de rugosité de fond :

- aucune rugosité au fond et vanne entièrement ouverte. Cela impose une vitesse maximale de 13 cm/s dans le canal.
- aucune rugosité au fond et vanne imposant des vitesses comprises entre 60 cm/s et 100 cm/s.
- rugosité au fond et conditions hydrauliques identiques à celle permettant d'obtenir une vitesse de 60 cm/s sous la vanne sans rugosité au fond.

A la suite des mesures de comportement, dans le cadre de cette thèse, les champs de vitesse au niveau d'une vanne, avec et sans rugosité, ont été cartographiés en laboratoire dans un canal expérimental transparent avec la méthode de Particle Tracking Velocimetry. Ces mesures de vitesses serviront à approfondir les analyses et discussions des résultats des études de comportement des civelles.

2.4 Modélisation de l'écoulement dans le marais

Dans cette partie seront présentés les choix de modélisation de l'évolution des hauteurs et des débits dans les biefs et au niveau des ouvrages de gestion du marais de Charras.

2.4.1 Équations de Saint-Venant 1D

Des modèles d'écoulement basés sur les équations de Saint-Venant ont été développés pour des rivières et des fleuves. Ils permettent d'évaluer les évolutions spatiales et temporelles du débit et des hauteurs d'eau dans un cours d'eau ou un réseau hydrographique. Nous avons choisi ce type de modélisation car il est capable de représenter les instationnarités des écoulements en marais : variation des hauteurs d'eau (cycle de 12 heures) due à l'influence de la marée, et variation journalière des débits amont due à l'hydrologie. Ils ont été principalement testés dans des systèmes où il y a une pente non nulle (qui définit un sens d'écoulement), et où les conditions aval sont fixes (généralement on impose une hauteur d'eau). Ceci implique que l'on a des difficultés à initialiser un modèle 1D d'écoulement en marais : on part de conditions initiales instationnaires car les hauteurs d'eau varient continuellement.

Cependant il existe des études basées sur des modélisations 1D (équations de Saint-Venant 1D, équation de continuité + équation de Manning Strickler, etc...) (Roman et al. (1995), Boumans et al. (2002)). Pour modéliser l'évolution des hauteurs d'eau et des débits dans le marais de Charras nous utiliserons ce type de modèle.

Les équations de Saint-Venant 1D s'écrivent sous la forme :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q^2/A}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_b) = 0 \quad (2.4)$$

Avec t le temps, x l'abscisse, Q le débit, A l'aire mouillée, h la hauteur d'eau, g l'accélération de la pesanteur, S_f le frottement au fond, et S_b la pente du fond.

Les équations de Saint-Venant 1D (2.3 et 2.4) peuvent être couplées avec les équations d'ouvrages de régulation, liant le débit passant à l'ouvrage avec les hauteurs d'eau amont et aval, introduites dans les parties suivantes. Ces équations peuvent être couplées à des algorithmes pour assurer le contrôle et la régulation automatique, des niveaux d'eau et des débits. C'est par exemple le cas pour les réseaux d'irrigations (Wahlin et al. (2014)).

Il existe plusieurs logiciels permettant de modéliser l'écoulement dans une rivière à l'aide des équations de Saint-Venant 1D. Les modélisations d'écoulement 1D de cette thèse seront réalisées à l'aide du logiciel SIC2 (Simulation Intégrée des Canaux et de leur Contrôle) développé par l'UMR G-EAU. Ce logiciel a été choisi car il permet de réaliser de la régulation à l'aide d'algorithmes de contrôle automatique des ouvrages de régulation (Baume et al. (2005) , (Lozano et al. (2010))).

Le logiciel SIC2 semble donc adapté au test de scénario de gestion et de régulation de l'eau. Il a déjà été utilisé dans une thèse réalisée à Montpellier SupAgro (Fovet (2010)) qui étudiait des méthodes pour la gestion de la croissance des algues dans des canaux hydrauliques. Ce modèle a servi à tester des stratégies de gestion de chasse hydraulique (Fovet et al. (2012a)) et une régulation automatique de ces chasses en fonction de la turbidité de l'eau (Fovet et al. (2012b)).

2.4.2 Les Vannes

Les vannes de fond sont utilisées pour réguler un débit ou pour maintenir une hauteur d'eau selon sa position dans le réseau hydraulique. Il existe deux régimes d'écoulement différents pour une vanne (figure 2.14) :

- Le régime dénoyé : Le régime dénoyé correspond à la présence d'un écoulement torrentiel en aval de la vanne. Cela signifie que l'écoulement de la vanne est contrôlé uniquement par la géométrie de l'ouvrage et les conditions imposées par l'amont. Les conditions hydrauliques à l'aval de la vanne n'impactent pas l'écoulement au niveau de la vanne. En aval de la vanne l'écoulement se contracte depuis la hauteur d'ouverture de la vanne jusqu'à une hauteur d'eau contracté (noté h_c) plus petite que l'ouverture de la vanne (Figure 2.14). On définit le coefficient de contraction C_c comme le rapport de h_c sur l'ouverture de la vanne.
- Le régime noyé : Le régime noyé est lié à l'absence d'écoulement torrentiel en aval de la vanne. Cela signifie que l'écoulement de la vanne dépend alors de ce qui se passe en aval. Les conditions hydrauliques à l'aval de la vanne impactent l'écoulement au niveau de la vanne. Dans ce cas-là, en aval de la vanne l'écoulement peut être divisé en deux zones (Figure 2.14). Une première située au fond, où il y a présence d'un jet avec de forte vitesse due à la contraction de l'écoulement (comme pour le régime noyé). Cette zone s'appelle la veine contractée. La seconde zone se situe au-dessus de la veine contractée, il s'agit d'un rouleau d'eau avec de faible vitesse. Ce rouleau peut être vu comme une masse d'eau en recirculation.

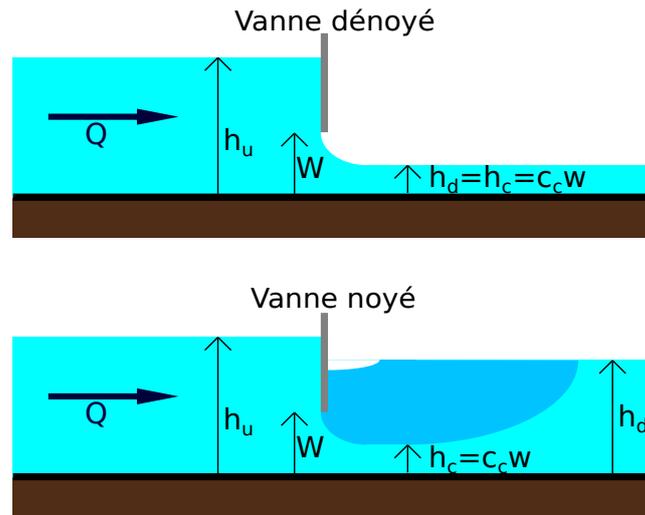


FIGURE 2.14 – Schéma des régimes d'écoulement possibles sous une vanne. Avec Q le débit passant par l'ouvrage, W l'ouverture de la vanne, h_u la hauteur à l'amont de la vanne, h_d la hauteur à l'aval de l'ouvrage, h_c la hauteur de la veine contractée.

Équations classiques

Les études les plus anciennes sont celles effectuées par Torricelli sur la vidange d'un réservoir. Elles portent sur le lien entre le débit passant par l'exutoire et la hauteur d'eau dans le réservoir. En appliquant le théorème de Bernoulli il est possible de retrouver une formulation de la vidange d'un réservoir (Eq.2.5)

$$Q = C_d L W \sqrt{2gh_u} \quad (2.5)$$

Avec L la largeur de l'ouvrage, et C_d est le coefficient de débit. C'est un coefficient qui est essentiellement lié au phénomène de contraction, mais il prend en compte également les pertes de charge au passage de l'ouvrage, ainsi que l'approximation de la charge par la hauteur d'eau amont. Sa valeur dépend des caractéristiques de l'ouvrage; elle est généralement autour de 0,6 pour une vanne dénoyée verticale sur fond plat, et prendra des valeurs plus fortes pour des ouvrages où l'écoulement est moins contracté.

Pour ce qui est de l'écoulement à travers une vanne stricto sensu, on peut à l'aide d'un bilan de charge retrouver la valeur du coefficient de débit (C_d) pour les deux régimes d'écoulement de la vanne. Des études détaillées peuvent être trouvées dans des traités d'hydraulique comme [Henderson \(1966\)](#) ou [Sinniger and Hager \(1988\)](#). Ici nous présenterons seulement le résultat pour les lois classiques des deux régimes :

Régime dénoyé Le régime qui a été le plus étudié est celui de la vanne en régime dénoyé. Grâce à un bilan de charge (Eq. 2.6), on obtient l'équation 2.7 :

$$h_u + \frac{Q^2}{2gL^2h_u^2} = h_c + \frac{Q^2}{2gL^2h_c^2} \quad (2.6)$$

soit, après simplification :

$$C_d = C_c \frac{\sqrt{1 - \frac{C_c W}{h_u}}}{\sqrt{1 - C_c^2 \frac{W^2}{h_u^2}}} = C_c \frac{1}{\sqrt{1 + C_c \frac{W}{h_u}}} \quad (2.7)$$

Si l'on fait l'hypothèse que la vanne est fortement contractante (i.e. $\frac{W}{h_u} \ll 1$) :

$$Q = C_c L W \sqrt{2g(h_u - C_c W)} \quad (2.8)$$

Régime noyé Si on applique un bilan de charge amont-aval d'une vanne noyée (Eq.2.9), on trouve la valeur de C_d donnée par l'équation 2.10 :

$$h_u + \frac{Q^2}{2gL^2 h_u^2} = h_d + \frac{Q^2}{2gL^2 h_c^2} \quad (2.9)$$

$$C_d = C_c \frac{\sqrt{1 - \frac{h_d}{h_u}}}{\sqrt{1 - C_c^2 \frac{W^2}{h_u^2}}} \quad (2.10)$$

Si l'on fait l'hypothèse que la vanne est fortement contractante (i.e. $\frac{W}{h_u} \ll 1$) :

$$Q = C_c L W \sqrt{2g(h_u - h_d)} \quad (2.11)$$

Les équations 2.8 et 2.11 sont les équations les plus communes pour calculer le débit qui passe par une vanne. On considère que le C_c est constant, en général il est compris entre 0.6 (vanne dénoyée) et 0.8 (vanne fortement noyée)

Il y a deux limites à ces lois. Premièrement elles ne sont pas continues entre les régimes (vanne non contractante - régime dénoyé - régime noyé). Deuxièmement on considère que le coefficient de contraction (C_c) est constant. Cela pose des problèmes pour représenter la dynamique des écoulements au niveau de la vanne lorsque les conditions hydrauliques varient beaucoup et peuvent imposer des changements de régime. Le coefficient de contraction C_c peut varier de plus de 10% en fonction de la charge amont et de l'ouverture de la vanne (Benjamin (1956)). De plus il peut y avoir des phénomènes d'hystérésis aux transitions de régime (Defina and Susin (2003)).

Équations continues

De récents travaux ont permis d'évaluer correctement le champ de pression sur la vanne (Belaud and Litrico (2008)). Cela a permis d'effectuer un bilan d'énergie associé à un bilan de quantité de mouvement qui permettent de calculer le coefficient de contraction C_c (Belaud et al. (2009)). On montre alors que C_c dépend de l'ouverture relative $a = \frac{W}{h_u}$ et du rapport des hauteurs amont et aval $s = \frac{h_d}{h_u}$. Une formulation approchée a été développée pour pouvoir faire des calculs de débit en limitant le recours à des méthodes itératives (Belaud et al. (2012)) :

— Pour le régime dénoyé ($h_d < 0.61W$), le coefficient de contraction C_c vaut :

$$C_{cf} = 0.618 - 0.0598a + 0.0261a^2 + 0.0254a^3 \quad (2.12)$$

— Pour le régime noyé ($h_d > W$), le coefficient de contraction C_c vaut :

$$C_{cs} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2\Phi(a) + a)}}{(2\Phi(a) + a)} \quad (2.13)$$

avec

$$\Phi(a) = 0.194a^2 - 0.499a + 0.308 \quad (2.14)$$

— Pour le régime de transition entre le régime dénoyé et le régime noyé ($0.61W < h_d < W$), le coefficient de contraction C_c vaut :

$$C_c = \delta C_{cf} + (1 - \delta) C_{cs} \quad (2.15)$$

Pour pouvoir calculer le coefficient de contraction dans les deux derniers régimes, il faut calculer un ou plusieurs coefficients :

$$\gamma = \frac{1 - \frac{s'}{a}}{1 - C_{cf}} \quad (2.16)$$

$$\delta = -0.6212\gamma^3 + 1.7349\gamma^2 - 0.1133\gamma \quad (2.17)$$

Le débit peut alors être calculé, quelque soit le régime (noyé/dénoyé), à l'aide de l'équation 2.18 :

$$Q = \frac{C_c W}{\sqrt{1+k}} L \sqrt{2g} \sqrt{\frac{h_u - h_d}{1 - \frac{C_c^2 W^2}{h_u^2}}} \quad (2.18)$$

Où k est un coefficient (supérieur ou égal à 0) représentant les pertes de charges, qui est évalué à l'aide de mesure. Le régime (noyé/dénoyé) est déterminé à l'aide d'un algorithme basé sur un bilan de quantité de mouvement (voir [Belaud et al. \(2012\)](#)).

La comparaison entre les lois classiques et la loi à C_c continu est présentée en Annexe A. On en conclut qu'une loi à C_c constant peut ne pas bien représenter l'évolution des débits d'une vanne soumise à la marée (surtout dans le cas où la marée impose des changements de régime d'écoulement). Nous pensons qu'il est donc préférable d'utiliser la loi à C_c variable pour les vannes dans le marais de Charras.

Des études sur l'écoulement autour et sous la vanne ([Cassan and Belaud \(2012\)](#), [Bijankhan et al. \(2017\)](#)), ont permis d'établir que l'écoulement est bidimensionnel. Elles ont aussi montré que la contraction de la vanne impose une vitesse constante dans le jet au fond en aval de la vanne. Le maximum de la vitesse de l'écoulement, autour de la vanne (amont et aval), est atteint à l'aval à une distance de la vanne d'environ 2 fois son ouverture. C'est aussi à cet endroit que se produit le maximum de perte de charge (par frottement au fond).

2.4.3 Les seuils

Un seuil est un ouvrage positionné en travers de l'écoulement. Il force le passage de l'eau en surverse. Les seuils sont utilisés pour maintenir une hauteur d'eau ou créer une retenue d'eau. Comme pour les vannes, il existe deux régimes d'écoulement différents pour un seuil (figure 2.15) :

- Le régime dénoyé : Le régime dénoyé correspond à un écoulement torrentiel en aval du seuil. Cela signifie que l'écoulement aux seuils est contrôlé par ce qui se passe à l'amont (i.e : hauteur du seuil, et la hauteur d'eau en amont du seuil). Les conditions hydrauliques à l'aval du seuil n'impactent pas l'écoulement au niveau du seuil.
- Le régime noyé : Le régime noyé correspond à la présence d'un écoulement fluvial en aval du seuil. Cela signifie que l'écoulement du seuil dépend alors de ce qui se passe en aval. Les conditions hydrauliques à l'aval du seuil impactent l'écoulement au niveau du seuil.

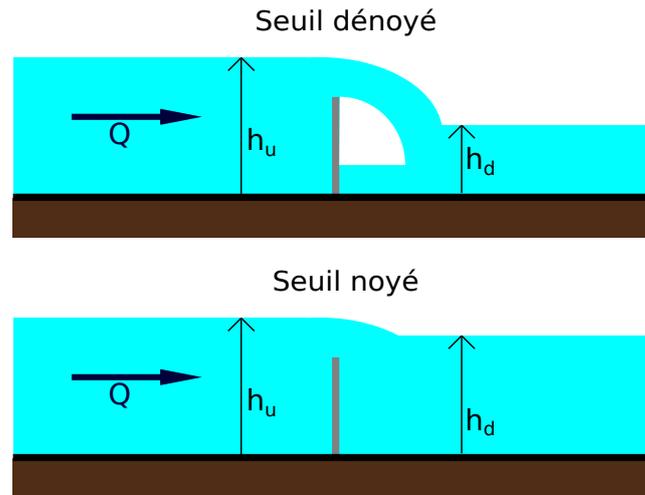


FIGURE 2.15 – Schéma des régimes d'écoulement possibles au-dessus d'un seuil. Avec Q le débit passant par l'ouvrage, h_u la hauteur à l'amont de la vanne, et h_d la hauteur à l'aval de l'ouvrage.

Les lois d'estimation du débit en fonction des hauteurs d'eau amont et aval ont été beaucoup étudiées [Henderson \(1966\)](#); [Sinniger and Hager \(1988\)](#) en régime dénoyé, car dans ce régime d'écoulement un seuil permet une mesure du débit précise à l'aide de la mesure de la hauteur d'eau amont du seuil ([French \(1985\)](#)).

Régime dénoyé : La loi hauteur-débit est de la forme générale ([Chow \(1959\)](#)) :

$$Q = \mu_f L \sqrt{2g} H_u^{3/2} \quad (2.19)$$

Avec L la largeur du seuil, g la constante de gravité et H_u la charge à l'amont du seuil. H_u est égale à la différence entre la hauteur amont (h_u) et la hauteur du seuil. μ_f est le coefficient de débit du seuil. Ce coefficient est en général proche de 0.4. Il peut varier entre 0.35 et 0.5 pour prendre en compte des effets de forme ou des pertes de charge.

Régime noyé : Pour trouver l'équation liant le débit et les hauteurs d'eau en régime noyé, on effectue un bilan de charge comme pour les vannes :

$$H_u = H_d = h_d + \frac{U_d^2}{2g} \quad (2.20)$$

On fait l'hypothèse que la charge amont (H_u) est égale à la hauteur amont (h_u), ce qui nous donne une estimation de la vitesse dans le jet au niveau aval :

$$U_d = \sqrt{2g(h_u - h_d)} \quad (2.21)$$

Pour obtenir le débit Q , il suffit de multiplier la vitesse U_d par la section du jet Lh_d :

$$Q = \mu_s L h_d \sqrt{2g(h_u - h_d)} \quad (2.22)$$

μ_s est un coefficient de débit permettant de prendre en compte des effets de forme du seuil. Il est proche de 1.

Les équations 2.19 et 2.22 sont les équations "classiques" qui lient le débit aux hauteurs d'eau. Ce jeu d'équations fonctionne bien indépendamment, mais pose un problème de continuité si l'on veut représenter la dynamique d'un changement de régime. Comme pour les vannes, des lois d'écoulement ont été développées pour effectuer la transition entre les deux régimes (Baume et al. (2005)). Nous pourrions donc nous en servir si des transitions de régimes sont observées comme pour les vannes (Annexe A). Le logiciel SIC2 utilise les lois suivantes :

— régime dénoyé

$$Q = \mu_f L \sqrt{2g} h_u^{3/2} \quad (2.23)$$

— régime noyé

$$Q = k_f \mu_f L \sqrt{2g} h_u^{3/2} \quad (2.24)$$

Avec k_f un coefficient pour le régime noyé. Il permet de faire la transition entre les régimes dénoyé et noyé. k_f est une fonction du rapport de la hauteur aval sur la hauteur amont et de α la valeur de ce rapport à la transition dénoyé-noyé. Le seuil est noyé lorsque $\frac{h_d}{h_u} > \alpha = 0.75$. Deux équations ont été déterminées, à partir de données expérimentales, pour le calculer suivant la valeur de $x = \sqrt{1 - \frac{h_d}{h_u}}$:

- si $x > 0.2$ $k_f = 1 - (1 - \frac{x}{\sqrt{1-\alpha}})^\beta$
- si $x < 0.2$ $k_f = 5x(1 - (1 - \frac{0.2}{\sqrt{1-\alpha}})^\beta)$

Avec $\beta = -2\alpha + 2.6$

2.4.4 Ouvrages à la mer

Peu d'études ont été effectuées sur le fonctionnement de ces ouvrages. Les relations entre hauteurs d'eau à l'ouvrage et débitance de l'ouvrage n'ont pas été formellement posées comme pour les ouvrages plus haut. Sur les ouvrages à la mer quelques études ont été effectuées à l'IMFT (Chorda et al. (1996)). Pour les clapets il existe quelques guides techniques expliquant leurs fonctionnements et caractéristiques (Service (1971), Rampano (2009)).

Les ouvrages à la mer sont souvent couplés avec des ouvrages de régulation classiques (vannes ou seuil), qui sont présents pour réguler le débit ou maintenir un niveau d'eau quand l'ouvrage à la mer est ouvert (i.e : ne contraint pas l'écoulement). De manière générale on trouve l'ouvrage à la mer suivi de l'ouvrage classique quelques mètres à l'amont.

Chapitre 3

Modélisation des solutions hydromécaniques pour la restauration de la continuité piscicole aux ouvrages à la mer

« Toc toc toc

Dany Wilde : Mais qu'est-ce que tu fais là maintenant.

Bret Sinclair : Je voudrais entrer.

Dany Wilde : encombrez-vous d'amateur.

»

Amicalement Votre

Sommaire

Introduction de l'étude	65
3.1 Introduction	68
3.2 Tidal gates and fish migration	69
3.2.1 functioning principles	69
3.2.2 Available solutions for passability	70
3.3 Material and method	71
3.3.1 Experimental device	71
3.3.2 Water level regulation and opening calculation	71
3.3.3 Numerical method	72
3.4 Modelling of tide gate modifications for fish passage	73
3.4.1 Tidal door and stiffener	73
3.4.2 Flap gate and stiffener	75
3.4.3 Flap gate and float	76
3.4.4 Quasi-stationary hypothesis	78
3.4.5 Calibration	78
3.4.6 Sensitivity study	79
3.5 Results	81
3.5.1 Impact of Variability in Hydrological Conditions	81
3.5.2 solution with block	82

3.5.3	Solution with hydromechanical system	84
3.5.4	Optimization of devices	84
3.6	Discussion	86
3.6.1	Continuity Solutions	86
3.6.2	Use for other environmental issues	87
3.6.3	Modeling	87
3.7	Conclusion	88

Introduction de l'étude

Ce chapitre a été publié sous forme d'un article (Guio et al. (2020a)). Il est ici retranscrit en anglais, avec le texte et les figures publiées par l'éditeur. Cependant la mise en page a été modifiée pour être homogène avec le reste du manuscrit, et aussi pour éviter les problèmes de droits avec l'éditeur qui a publié l'article.

Cet article a été écrit par Léo Guio, Ludovic Cassan, et Gilles Belaud. Il a été proposé au Journal of Irrigation and Drainage, qui l'a accepté le 29 Juin 2020 et publié sur son site web le 18 septembre 2020 (au moment où le manuscrit est déposé il n'est pas encore publié au format papier).

Cet article a été publié avec des calculs présentés dans une section Annexe, cette annexe est disponible à la fin du manuscrit (Annexe B). L'étude s'intéresse aux ouvrages à la mer (porte à flot et clapet), ainsi qu'aux dispositifs de franchissement piscicole spécifiques à ces ouvrages. L'étude prend en exemple le cas de l'Anguille à son stade civelle. Cependant les méthodologies sont utilisables pour d'autres espèces piscicoles qui auraient besoin de franchir les ouvrages à la mer lorsqu'ils sont fermés.

Résumé de l'étude

Pour favoriser le contrôle de l'eau dans les zones côtières aménagées pour l'agriculture, des ouvrages à la marée (portes à flot et clapet) sont utilisés pour la gestion hydraulique des réseaux d'irrigation et de drainage. En se fermant lorsque le courant arrive de l'aval avec la marée, ils permettent de prévenir les entrées d'eau de mer. Cependant ils bloquent aussi l'accès au réseau hydrographique des poissons utilisant l'onde de marée pour avancer (ex : la civelle). Il existe des solutions hydromécaniques pour remédier à ces problèmes : ajouter une cale pour laisser une ouverture à marée haute ou ajouter un ressort pour retarder la fermeture de l'ouvrage. Cette dernière solution permet de laisser l'ouvrage ouvert une partie de la marée haute. Conçues de manière empirique, ces solutions peuvent soit altérer la régulation hydraulique, soit s'avérer insuffisamment efficaces vis à vis du franchissement piscicole. Cette étude propose un modèle de fonctionnement des ouvrages hydromécaniques équipés de ces solutions de franchissement. Les modélisations obtenues permettent d'évaluer l'impact de ces solutions sur les possibilités de franchissement des poissons, et sur leur performance en termes de régulation hydraulique. À l'aide de ces modélisations il est possible de dimensionner les solutions hydromécaniques assurant un compromis entre les besoins de franchissement des espèces piscicoles et les usages agricoles.

Hypothèses faites pour la modélisation

Dans cette étude deux hypothèses ont été faites et méritent un paragraphe d'explication, qui n'a pu être intégré à l'article compte tenu des besoins de synthèse de l'information inhérent au format d'un article scientifique :

- Pression hydrostatique : Pour modéliser le fonctionnement des ouvrages à la mer, qui ont un fonctionnement hydromécanique, nous avons fait l'hypothèse que les forces de pression que l'eau exerce sur les ouvrages sont hydrostatiques. Il s'agit d'une approche classique pour effectuer une modélisation d'un ouvrage hydraulique en première approximation. Différentes études ont montrées que cela donne de bons résultats (Chow (1959), Henderson (1966), French (1985),

Sinniger and Hager (1988)). Des différences peuvent être obtenues lorsque l'on fait une modélisation plus complexe des pressions. C'est le cas de vannes par exemple (Belaud et al. (2009), Belaud et al. (2012)). Cependant le propos de cette étude est de fournir une première modélisation simple des divers ouvrages à la mer, permettant une comparaison des divers dispositifs de franchissement, et utilisable par des personnes non spécialiste de l'hydraulique (biologiste, et gestionnaire de marais côtiers). Nous nous sommes donc contentés de l'hypothèse des pressions hydrostatiques qui donne de bon résultats lorsque l'on se pose ce genre de question pour les ouvrages hydraulique déjà fortement étudiés (seuil, vanne,...).

- Perte charge négligeable : Les ouvrages à la mer (Figure 3.1) modélisé dans cet article sont couplés à des ouvrages de régulation (ici une vanne). Or nous avons fait l'hypothèse, qu'à marée haute la régulation s'effectue seulement par l'ouvrage à la mer, et à marée basse la régulation s'effectue seulement par l'ouvrage d'étagement. Cela revient à négliger les pertes de charge dans l'ouvrage qui n'effectue pas de régulation (l'ouvrage à la mer à marée basse et l'ouvrage d'étagement à marée haute). Cette hypothèse a été faite compte tenue de résultats de mesures de hauteur d'eau effectuées sur un ouvrage de ce type (Figure 3.2). La hauteur d'eau a été mesurée entre les deux ouvrages. Nous avons constaté qu'à marée basse la hauteur entre les deux ouvrages était égale à la hauteur en aval de l'ouvrage à la mer, et qu'à marée haute la hauteur entre les deux ouvrages était égale à la hauteur en amont de l'ouvrage de régulation.

Modélisation du (ou des) biefs en amont de l'ouvrage à la mer

Dans cette étude, nous avons modélisé le bief en amont de l'ouvrage à la mer pour pouvoir reproduire les conditions instationnaires en amont de l'ouvrages (notamment les sur les hauteurs d'eau). Il est important de les représenter dans la modélisation pour le dimensionnement d'ouvrages hydromécaniques et pour estimer l'impact des solutions de franchissement sur le marnage induit en amont des ouvrages. Ici, ce bief est modélisé par un bief de forme trapézoïdale (bief réel ou un volume de stockage), et l'évolution de la hauteur d'eau dans le bief est estimée par un bilan de masse. Cette modélisation impose une pente hydraulique nulle dans le bief amont. Cela peut poser des problèmes si le bief est suffisamment long pour que les pertes de charges soient suffisamment grandes pour imposer une pente hydraulique. On peut modéliser une pente hydraulique constante grâce à une équation du type Manning-Strickler. Cependant si les hauteur d'eau dans le bief suivent des courbes de remous qui n'ont pas une pente constante (bief grand, ou si le bief a une variation brutale du fond et/ou des berges), alors une modélisation de hauteur d'eau uniquement basé sur un bilan de masse ne sera pas capable de représenter correctement l'évolution des hauteurs d'eau en amont de l'ouvrage à la mer.

Les modélisations des lois d'ouvrages à la mer effectuées dans cet article lient le débit qui transite aux ouvrages avec les hauteurs amont et aval aux ouvrages. Ces lois d'ouvrages peuvent donc être associées aux modélisations d'écoulements basées sur les équations saint-venant 1D, comme pour les lois de vannes ou de seuils (section 2.4). Les lois d'ouvrages développées dans cet article sont donc utilisables avec les méthodologies développées dans le chapitre 5. Les utilisations possibles de ce couplage seront développées en introduction du Chapitre 5.

Les informations nécessaire a priori

Cet article présente une méthode de modélisation hydraulique d'ouvrage de gestion de l'eau équipé d'une solution de franchissement piscicole. Les besoins en termes de gestion hydraulique pour le dimensionnement sont beaucoup plus développés que les besoins des diverses espèces piscicoles. Ceci permet de présenter des résultats principalement sur des critères de gestion hydraulique (côtes d'eau, débit drainé, volumique d'eau salée entrant, ...). Cependant pour effectuer un choix, et un dimensionnement, efficace du dispositif de franchissement il est nécessaire d'effectuer un travail bibliographique, les capacités de nage, et la physiologie, du (ou des) espèce(s) piscicole(s) ciblées.

Calage a posteriori

Les lois d'ouvrage développées dans cette étude ont deux coefficients de calage : un pour l'ouvrage à la mer (C_d) et un pour l'ouvrage d'étagement (k). Ils permettent de prendre en compte les spécificités de chaque ouvrage (géométrie, matériaux de construction, ...). Ces coefficients ne peuvent pas être calculés lors du dimensionnement (avant construction) d'un ouvrage. Ils sont estimés (après la construction) à l'aide de mesures de débits et de hauteurs d'eau à l'ouvrage. C'est une problématique qui se retrouve lors du dimensionnement de tout ouvrage hydraulique. Pour la loi de vanne utilisée dans cet article, il n'existe pas d'étude concernant les valeurs que peut prendre le coefficient de calage k . Les différents calages effectués dans cette thèse nous ont donnés des valeurs de k comprise entre 0 et 1 (chapitre 5). Cela implique une incertitude sur l'estimation du débit qui peut atteindre 30 % si le coefficient est mal calé. Il parait donc pertinent d'en faire une estimation a priori, à partir d'ouvrages existants similaires, pour avoir une estimation réaliste de la débitance de l'ouvrage lors du dimensionnement. Pour ce qui est de la comparaison entre les dispositifs, l'impact de l'incertitude des débits a un impact limité, car elle est identiques pour les différents dispositifs comparés.

Abstract

To promote water control in coastal areas developed for agriculture, tidal hydraulic structures (doors and flap gates) are used for the hydraulic management of irrigation and drainage networks. By closing when the water level increases due to the tide, they prevent sea water inflow. However, fish using the tidal wave to move forward (e.g., glass eels) are also blocked from accessing the hydrologic network. There are hydromechanical solutions to mitigate these problems, such as adding a wooden block to leave an opening at high tide or adding a spring to delay the closing of the structure. The latter solution allows the structure to remain open only during a part of high tide. Designed empirically, these solutions can either alter the hydraulic control performance or be insufficiently effective for fish passage. This study proposes an operating model approach for hydromechanical structures that takes these passage solutions into account. This approach makes it possible to evaluate the performance of the passage solutions for fish passage and hydraulic regulation. With the help of these models, it is possible to design solutions that ensure a compromise between the passability of fish species and agricultural uses.

3.1 Introduction

Today's hydrographic networks are strongly anthropized, and in rivers both the water heights and the flows (Nilsson et al. (2005)) are regulated. The objectives of this regulation is to benefit different activities : agriculture, habitat, navigation, drinking water supply and energy production. Hydraulic references (Chow (1959), Henderson (1966), French (1985), Sinniger and Hager (1988), among others) correctly deal with the problem of modelling standard hydraulic control structures, but structures specific to the coastal environment are rarely addressed. The presence of these structures also raises problems of ecological and fish continuity. Indeed, they constitute obstacles to the free movement of fish, which induce risks for the survival and sustainability of some fish species (amphialine fish for example). Some structures impose local flow conditions that are impossible for fish to pass (Ovidio and Philippart (2002), Amaral et al. (2016)) due to excess velocity or head barriers. To restore fish passage, fishway structures have been developed, such as fish ladders (Larinier (2002c)), fish lifts (Travade and Larinier (2002)), and nature-like" fish passes (Katopodis et al. (2001); ?). Developed in continental rivers, these solutions have proved to be very effective but are no longer relevant when the direction of the flow can change with tidal cycles as it does on the coast. Yet coastal hydrographic networks are no exception to the current strong anthropisation of rivers, which is also accompanied by ecosystem degradation (Lotze et al. (2006)). They also face specific management problems due to seawater intrusion. Indeed, this water is salty, which is harmful for agricultural use, and can have a high content of suspended matter, leading to sedimentation in the networks. To limit seawater intrusions, specific works have been developed (Giannico and Souder (2005)), such as flap gates (top-hinged gate) and tidal doors (side-hinged gates).

However, these structures are also obstacles to fish migration (Giannico and Souder (2004)). Indeed, when the current moves from saltwater areas to rivers, they close and prevent any passage for fish that wish to pass at this time of the tide (Doehring et al. (2011)), such as amphialine fish, which have a physiological need to change their living environment (salt/freshwater) during their growth cycle. This is the case of the elver

which have low swimming ability and use the tide-induced current to be "pushed" from the estuary or the sea into the waterways (McCleave and Kleckner (1982)), as do many species (Gibson (2003)).

This is the case for *Anguilla anguilla*, an economically and ecologically important species. Its population has decreased dramatically since 1980, leading the IUCN (International Union for Conservation of Nature) to declare it as an endangered species. Obstacles to migration due to hydraulic structures is one of the major reasons cited for this decline (Feunteun, 2002). Indeed, glass eels, one of the juvenile stages of *Anguilla anguilla*, have a burst swimming speed of 0.6 m/s (McCleave, 1980), and use the tide to move from the estuary to the upstream river systems (McCleave and Kleckner, 1982). Solutions to improve passability are based on keeping an opening during all or part of the tide. These solutions are used in France in some freshwater marshes along the Atlantic coast in order to improve the passage of glass eels at tidal gates (Rigaud, 2015). Field measurements demonstrated that elvers were able to move from the estuary to freshwater marsh at tidal gates with small openings, whereas they were blocked by gates completely closed (Rigaud et al., 2014).

These adaptations have a hydraulic influence even upstream of the network, due to backwater effect. It is therefore necessary to make a compromise between ecological continuity (fish migration) and the hydraulic functionality of the network (water level and water quality). To find this compromise it is therefore essential to be able to dimension the hydromechanical solutions and their impact.

The objective of this study is to develop an original modelling approach for hydromechanical structures under the influence of the tide, in order to evaluate and compare adaptations of these structures for fish passage.

After a review of the water management structures present in tidal rivers, models of hydromechanical structures including passage solutions are introduced. Their application is presented on a typical case of coastal areas. The results are then discussed with a view to their application to other contexts.

3.2 Tidal gates and fish migration

3.2.1 functioning principles

The regulation of flows between the marine environment and the coastal hydrographic network meets several different needs. It may be a way of limiting only the inlets to avoid flooding or to preserve an estuarine ecosystem. For agriculture, the aim is usually to stop salt intrusions from the sea and maintain high water levels for irrigation. Tidal conditions, with fluctuating downstream water level and water quality, impose specific constraints on regulating structures which involve variations in opening according to the tide.

Structures connected to the sea, used to prevent these issues, are generally flap gates (*top hinged*) or tidal doors (*side hinged*). In normal operation, hydromechanical structures close when water levels are reversed. Tide gates can be associated with other structures to regulate the flow when open. For this reason, a sluice gate or weir is usually found a few metres upstream of a tide gate. A review of this type of structure is available in Rampano (2009).



FIGURE 3.1 – Example of tidal door at Charras Marsh.

3.2.2 Available solutions for passability

Tidal gates also have an impact on fish passage. For certain species of fish this amounts to a complete blockage since they only move at high tide.

The simplest solution to restore the free movement of fish is to keep an opening in the structure that allows fish to pass through it. This can be done with the help of a fixed opening or a block that prevents the structure from closing completely. The disadvantage of these solutions is the admission of volumes of salt water and suspended matter that could hamper the functionality of the network. In addition, the admission of salt water creates a rise in the water level upstream of the structure which can also hinder the drainage function. To limit the volume of salt water admitted to the network at high tide, hydromechanical solutions can open or close the orifices depending on the water levels. With a spring (Lauronce et al., 2015) or float system with counterweight, it is possible to delay the closing and allow time for fish passage.

Closure retarders do not keep the tide gate open to the sea during high tide. There is always a temporary interruption in ecological continuity, but it is not as long. Trancart et al. (2012) has shown that, in some estuaries, fish species with low swimming ability take advantage of the first few hours of tidal inversion to make use of the current induced by the flow. This is also the case for other species (Becker et al. (2016)), for which closure retarders will also have a positive impact.

Other more complex systems of self-regulating gate exist (*Self Regulating Tide gates*, or *SRT gates*). Waterman float type gates or *Regulator of Tidal Exchange gate* (RTE) (Taylor, 2011) can also be described by a law giving the opening as a function of the downstream water level.

It can be mentioned that for endangered species such as manatees, gate management using acoustic detection sensor system has also been developed to avoid their mortality (O'Shea et al., 1985).

For the sake of simplification, we will focus on 3 types of gates for the study of passage adaptations : tidal doors (TD), flap gate (FG) and SRT. The method proposed can be easily adapted to other gates if the relationship between opening and water level is known.

3.3 Material and method

3.3.1 Experimental device

To demonstrate the performance of the passage devices (springs and floats, applied on different types of gates), the approach is illustrated on the Charras marsh, a medium-sized marsh for the French Atlantic coast. The structure provides control between the Charente estuary and a 5 m wide channel at the bottom (width of the gate), with a riverbank slope of (m) 4, 7.5 km long, with tidal ranges from 2 to 4 metres and upstream inflows (Q_m) of up to $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Upstream of the modeled channel, the flow is assumed to be constant per period, since the inflow results from drainage of the watershed. The hydraulic control structure consists of two separate, parallel reach, each equipped with a tidal door and a 2-m-wide sluice gate. Only one of the 2 gates is equipped with a block keeping a minimum opening of 20 cm. Level probes were installed (i) downstream of the door, (ii) between the door and the gate, and (iii) upstream of the control gate (Fig. 3.2). They record the water level in 10-minute time steps. The measurement periods extend over several months in 2015 and 2018. Several consecutive tides with different tidal ranges will be considered. Flow measurements were carried out with an ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler, RDI Instr.) during several tides, upstream of the control structure, with a sampling time of 15 to 30 minutes.

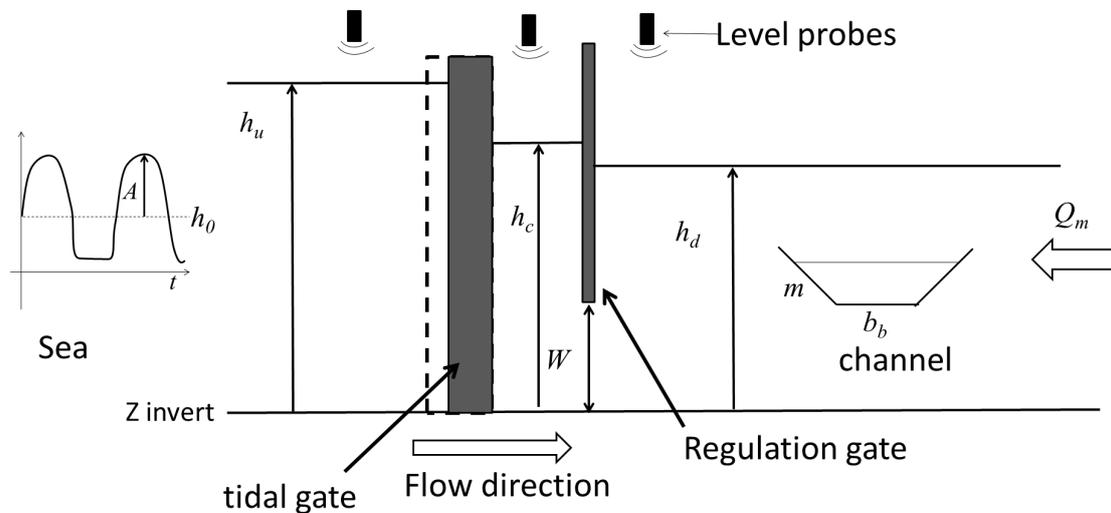


FIGURE 3.2 – Diagram of the installation with a control gate (example of tidal door) for a flow from the sea to the channel.

3.3.2 Water level regulation and opening calculation

Marshland management generally involves maintaining a consistent water level. For this purpose, the hydromechanical tide gate is coupled to a sluice gate which can be limiting for the flowrate at low tide. We will therefore consider the complete hydromechanical structure + gate. The upstream condition will be the daily flow of the marsh Q_m . An iterative calculation allows us to obtain, for each value of Q_m , the opening of the W gate which ensures the mass conservation on the section. This makes it possible to compare the different devices under the same hydrological conditions. Note that the

gate is the structure that limits the flow, when the flow occurs from the marsh to the sea. Unlike regulation gates, the structure to limit salt intrusion offers little head loss which can be neglected. As a consequence knowledge of their opening is not required when water flows toward the sea.

To estimate the flow passing through the combined structure (structure + gate), noted Q_{sea} , we will calculate the flow passing through the hydromechanical structure to the sea and the flow passing through the gate. Each of these flows is calculated by considering as unknown the water height h_i in the lock chamber. An iterative calculation is used to find the value of h_c which equals the flows in the tide gate and under the sluice gate at each time step. This is equivalent to considering a rapid filling of the chamber in order to neglect the unsteady effects. This assumption is justified by the small volume of the chamber in relation to the inflow and outflow.

3.3.3 Numerical method

Computation of the flow rate at sluice gate must take into account transitions due to current reversals, when the gate is submerged. We have therefore adopted the approach developed by [Belaud et al. \(2009\)](#) to ensure continuity between the different regimes, which is not the case with conventional formulations considering a constant contraction coefficient.

For the hydromechanical structures (flap gate or doors), the laws developed by [Burrows et al. \(1997\)](#) make it possible to represent the flowrates from the marsh to the sea. However, the addition of passage devices induces reverse flows (from the sea to the marsh). Specific laws must then be developed.

The tide has an impact on the hydrographic network upstream the tide gate and to represent the tidal range induced a trapezoidal shaped open channel is used. It can model either a real reach or a more complex storage volume (network). Temporal variations in its volume V must satisfy the continuity equation :

$$\frac{\partial V(t)}{\partial t} = Q_m - Q_{sea}(t) \quad (3.1)$$

$$L \frac{dh_d(t)}{dt} (b_b + 2mh_d(t)) = Q_m - Q_{sea}(t) \quad (3.2)$$

With V the volume of water in the channel, h_d the height of water in the channel, L the length of the channel, m the slope of the riverbanks, and b_b the width at the bottom, Q_{sea} is the flowrate from the sea. The flowrate upstream of the marsh, Q_m , is imposed as a boundary condition. The downstream condition is provided by a 12-hour period synthetic tide. It is defined by its amplitude A and mean value h_0 (Fig. 3.2). Since the structures are installed in an estuary, the low tide is truncated at a constant value corresponding to the flow from the regulation gate. This water level is assumed to be constant because the structure is open and the gate operates in a free flow condition. This assumption therefore has no influence on the flow calculation.

Finally, the model proposed is well represented by the figure 3.2 where the tidal gate is modeled with considerations presented in the following part. The resolution of the structure equations and the equation 3.2 is done by a finite difference diagram (of order 1) with a time step of 20s.

3.4 Modelling of tide gate modifications for fish passage

In this article, we illustrate the modeling of assisted passage devices considering square flap gates and rectangular doors. The same methodology will be applied to more complex structures (circular), simply by modifying the expression of forces according to the geometry studied.

3.4.1 Tidal door and stiffener

The purpose of a stiffener is to limit the closing of the structure when the door is subjected to greater pressure on the seaward side (Laurence et al., 2015). When the current reverses the door starts to close. It is stopped by the presence of a stiffener which will then compress as the difference in level between the sea and the marsh increases. When the sea-side water level drops, the pressure on the gate decreases, so it starts to open. If it rises sufficiently, the pressure on the gate may be sufficient to compress the spring until the gate is completely closed.

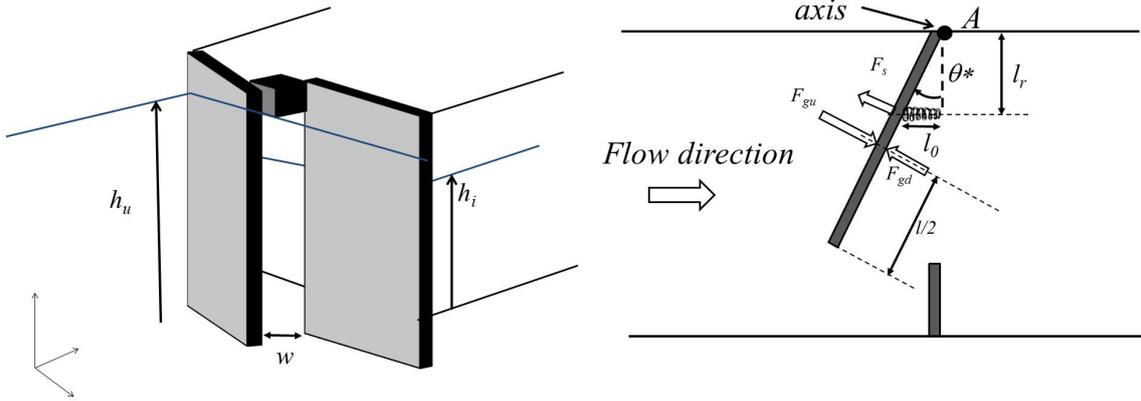


FIGURE 3.3 – Diagram of a tidal door with a block (left) or with a stiffener (right).

To know the opening for a given submergence, one writes the balance of the moments on the gate. The stiffener is installed along the x axis at a distance l_r from the bank. The no-load length is denoted l_0 , and its stiffness k . The door is only in contact with the stiffener when it closes for $\theta^* = \text{atan}(l_0/l_r)$ (Fig. 3.3). θ is defined in the clockwise direction.

The theorem of the angular momentum allows to link the stiffener force (f_x) to the hydrostatic forces on the door (see appendix). F_{gu} is the pressure force exerted by the water on the upstream plane, F_{gd} is the pressure force exerted by the water on the downstream plane, F_a is the pressure force exerted by the air on the downstream plane. It is assumed that the link between stiffener and the door is a point without friction (see appendix).

$$F_{gu} \frac{l}{2} + F_{gd} \frac{l}{2} + F_a \frac{l}{2} + \frac{f_x}{\cos\theta} \frac{l_r}{\cos\theta} = - \frac{d}{dt} (J_A \dot{\theta}) \quad (3.3)$$

$$(p_0 h_u + \frac{1}{2} \rho g h_u^2) l \frac{l}{2} - (p_0 h_d + \frac{1}{2} \rho g h_d^2) l \frac{l}{2} - (p_0 h_u + p_a h_d) \frac{l}{2} + k l_r^2 (\tan\theta - \tan\theta^*) (1 + \tan^2\theta) = - \frac{d}{dt} (J_A \dot{\theta}) \quad (3.4)$$

where p_0 is the atmospheric pressure and J_A is the moment of inertia with respect to the vertical axis passing through A. Considering the door as a rectangular parallelepiped of thickness e , we obtain $J_A = 4m/3(e^2 + l^2)$ with m the mass of the door.

$$\frac{1}{2}\rho g(h_u^2 - h_d^2)\frac{l^2}{2} + kl_r^2(\tan\theta - \tan\theta^*)(1 + \tan^2\theta) = -J_A\ddot{\theta} \quad (3.5)$$

$$\frac{1}{4}\rho gh_u^2(1 - X^2) + k\left(\frac{l_r}{l}\right)^2(\tan\theta - \tan\theta^*)(1 + \tan^2\theta) = -\frac{J_A\ddot{\theta}}{l^2} \quad (3.6)$$

$$\frac{(1 - X^2)}{4} + \tilde{k}\tilde{l}^2(\tan\theta - \tan\theta^*)(1 + \tan^2\theta) = -\frac{J_A\ddot{\theta}}{\rho gh_u^2 l^2} \quad (3.7)$$

where $\tilde{k} = \frac{k}{\rho gl^2}$ is the stiffener constant that depends only on the geometric configuration of the device and $\tilde{l} = \left(\frac{l_r}{h_u}\right)$ depends on the sea water level.

We will verify in the following that the quasi-stationary solution ($J_A = 0$) is sufficient to describe the incoming volume. Although the following results are presented for the complete quasi-stationary resolution, it can be noted that the solution for small θ angles allows us to obtain an analytical expression of θ giving almost identical results :

$$\tan(\theta) = -\frac{(1 - X^2)}{4\tilde{k}}\tilde{l}^2 + \tan(\theta_*) \quad (3.8)$$

The device with stiffener therefore allows to keep an opening w which can be expressed as a function of the opening angle θ .

$$w = l\sqrt{2(1 - \cos(\theta))} \quad (3.9)$$

Thus the flow rate is obtained by considering a vertical slot law (Eq. 3.10).

$$Q = C_d w h_u \sqrt{2g(h_u - h_d)} \quad (3.10)$$

The value of C_d can be deduced from the energy balance realized on a volume of water delimited by an upstream section and the contracted section in the slot. It is assumed that the head loss between the inlet and the outlet is negligible, the dissipation mainly occurs in the jet downstream of the slot. This equation should allow us to know the flow coefficient, C_d , as a function of the hydraulic conditions and the velocity distribution at the limits of the control volume. The energy balance is therefore written :

$$h_u + \alpha_u \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{Bh_u}\right)^2 = h_d + \alpha_d \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{wC_c h_d}\right)^2 \quad (3.11)$$

where C_c is the ratio between the flow passage width and the door opening, α_d and α_u are the Coriolis coefficients due to the transverse heterogeneity of the velocities respectively over the width B (upstream) and $C_c w$ (downstream). For the continuation one supposes $\alpha_u=1$. Using numerical simulation [Cassan et al. \(2018\)](#) showed that we could consider $C_c=0.75$ and $\alpha_d = 1.05$.

The equation 3.11 can be put into dimensionless form by defining $F_0 = \frac{Q^2}{gB^2 h_u^3}$, $X = \frac{h_d}{h_u}$ et $a = w/B$.

$$1 - X = \frac{1}{2}F_0^2 \left(\frac{\alpha_d}{(aC_c X)^2} - 1\right) \quad (3.12)$$

Thus the flow coefficient is written :

$$C_d = \frac{F_0}{a} \frac{1}{\sqrt{2(1-X)}} \quad (3.13)$$

The flow through the slot can then be obtained by coupling the equations 3.10 and 3.13.

3.4.2 Flap gate and stiffener

The main difference with tidal gate is that the axis of rotation is horizontal. In addition, when the flow is towards the sea, the flap exerts a resistance to the flow. We consider that in this case, the flow is limited by the upstream management gate and that the water level between the two structures is equal to the downstream level.

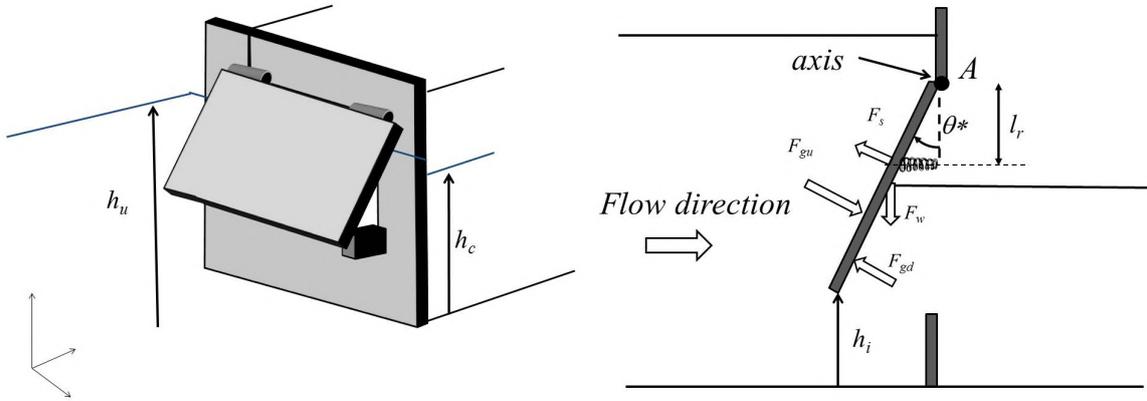


FIGURE 3.4 – Diagram of a flap gate with a block (left) or with a stiffener (right).

The dimensioning of a stiffener for a flap gate is also based on the angular momentum theorem as previously. Strictly speaking, the pressure on the upstream face of the gate is not hydrostatic near the separation point. However, the calculation of the flow from the sea to the upstream side is done when the gate submergence is large ($h_u \approx h_d \gg w$) which limits the deviation to the hydrostatic pressure.

The angular momentum is written :

$$M_u + M_d + M_w + M_s = -J_A \ddot{\theta} \quad (3.14)$$

where M_w is the moment of the weight, is expressed by assuming a rectangular parallelepiped *i.e* a center of gravity at $l/2$, M_u , M_d and M_s are respectively the moment due to the force on the upstream plane of the gate, on the downstream plane of the gate and due to the stiffener.

We denote $X_s = h_{su}/h_u$, $X_i = h_{sd}/h_u$, $X_d = h_d/h_u$ et $X_A = h_A/h_u$. Then the equation 3.14 becomes (see appendix) :

$$\begin{aligned} & (X_{su} - X_i) \left\{ X_A - \frac{1}{2} (1 + X_A) (X_{su} + X_i) + \frac{1}{3} (X_{su}^2 + X_i^2 + X_{su}X_i) \right\} \\ & - (X_{sd} - X_i) \left\{ X_d X_A - \frac{1}{2} (X_d + X_A) (X_{sd} + X_i) + \frac{1}{3} (X_{sd}^2 + X_i^2 + X_{sd}X_i) \right\} \\ & + \frac{1}{2} \tilde{m} \sin \theta \tilde{l}^3 + \tilde{k} \tilde{l}^3 (\tan \theta - \tan \theta^*) (1 + \tan^2 \theta) = - \frac{J_A \ddot{\theta}}{\rho g h_u^3 l} \end{aligned} \quad (3.15)$$

with $\tilde{m} = \frac{m}{\rho h_u^2 l}$ and \tilde{l} and \tilde{k} have the same definition as for tidal door. It can be noted that compared to the tidal door the term \tilde{l} is to the power 3 because the moments are here integrated on the vertical. The upstream h_{su} and downstream h_{sd} integration bounds depend on the relative position of the heights with respect to the rotation axis.

If the water level is higher than the rotation axis $h_{su} > h_A$ then $h_{su}=h_A$ otherwise $h_{su}=h$. There are thus 3 possible cases :

- $h_d < h_u < h_A$: all heights are less than h_A
- $h_d < h_u$: heights are on either side of h_A
- $h_A < h_d < h_u$: all heights are greater than h_A

In a quasi-stationary state, the equation 3.15 becomes :

$$A_1 - A_2 + \frac{1}{2} \tilde{m} \sin \theta \tilde{l} + \tilde{k} \left(\frac{l}{h_u} \right)^2 (\tan \theta - \tan \theta^*) (1 + \tan^2 \theta) = 0 \quad (3.16)$$

where A_1 and A_2 are the terms of the first and second line of the equation 3.13.

The flowrate at the flap gate in the upstream direction is assumed to be similar to the flowrate under a sluice gate, whose opening w is given by the equation (3.17). The discharge coefficient C_d of this structure may differ from those in conventional use because here the inclination of the flap gate is towards the upstream side of the flow. For this reason, we choose to use a vertical sluice gate law to compute the discharge (Belaud et al., 2009).

$$w = b \sin \theta = l \sqrt{2(1 - \cos \theta)} \sin \theta \quad (3.17)$$

It is possible to obtain two borderline cases with the structure + stiffener models :

- Structure with block : To obtain it, we simply solve the equations with an infinite stiffener constant \tilde{k} . The size of the block is therefore the size of the spring l_0 . This solution can be used for tidal doors as well as for flap gate.
- Structure without modification : This is the case where the structure is not equipped with a hydromechanical passage device. To obtain it, we solve the equations with a zero spring size ($l_0=0$). This solution can be used for tidal doors as well as for flap gate.

3.4.3 Flap gate and float

There are a large number of devices for improving the ecological continuity of tide gate. They often involve floats that control the closure of the gate at the upstream or downstream level (Bernhard and Perona, 2017; Belaud and Litrico, 2008). To illustrate the approach, we select one of these devices, published under the name "Mitigator fish-passage device" (inventor Leo Kunz, Giannico and Souder (2005)), which is equivalent to stiffeners in terms of simplicity, construction cost and adaptability to a wide variety of situations.

The "Mitigator fish-passage device" is a closing delay device with cam. When the current reverses, the flap starts to close but a cam linked to a float holds the door closed completely. If the float is raised (and the downstream water level is below the float) the cam does not move, and prevents the flap from closing completely like a fixed block. When the water level reaches the float, the hydromechanical device actuates the cam

so as to progressively decrease the opening of the flap as the water level rises. When the float is completely submerged, the cam no longer keeps the gate open and therefore it is completely closed (Figure 3.5). In this device, once the current has been reversed, the opening of the flap is only controlled by the sea water level, unlike the device with a stiffener. This system is therefore independent of the management level in the network (h_d).

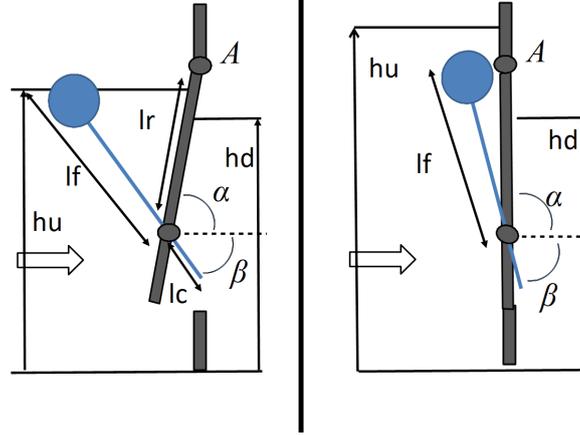


FIGURE 3.5 – This picture represent two schema of SRT device when $h_u > h_d$. Once before the float was submerged and second when the float is submerged.

The dimensioning of the float device for a gate is based solely on geometrical considerations. The opening angle of the flap is based on the water level in the estuary (i.e. downstream of the structure). When the current has reversed there are three possible cases :

- Estuary level < minimum float level : $\theta = \theta_*$ (θ_* is the angle left by the hold that leaves an opening as long as the float is not submerged)
- maximum float level > estuary level > minimum float level : $\theta = f(h_u)$ ($f(h_u)$ is deducted from the equation in this part)
- Estuary level > maximum float level : $\theta = 0$

In practice, the device is dimensionned in such as the second case lasts only a short time, so that it behaves either open or close. Nevertheless we develop here the complete calculation which allows to show the method for any type of SRT, for example for more complicated function $f(h_u)$.

The trigonometrical and geometrical relations described in the appendix bring following equation :

$$h_A - h = l_r \cos \theta - l_f \sqrt{1 - \left(\frac{l_r}{l_c} \sin \theta\right)^2} \quad (3.18)$$

In order to know when the float has emerged, it is necessary to determine the height at which the float is at when $\theta = \theta_*$. This allows us to calculate the corresponding β_* angle.

$$\beta_* = \arccos\left(\frac{l_r}{l_c} \sin \theta_*\right) \quad (3.19)$$

So we get the possible minimal water level ($h_{float,min}$) :

$$h_{float,min} = h_A - l_r \cos \theta * -l_f \sin \beta * \quad (3.20)$$

Finally, the maximum level to which the float can rise is determined. This gives us the immersion limit. The maximum level of the float is when $\theta = 0$ and $\beta = 90^\circ$. So we have :

$$h_{float,max} = h_A - l_r + l_f \quad (3.21)$$

As with the flap gate and stiffener solution, the flow is similar to that through a sluice gate, whose w opening is given by Eq. 3.17.

3.4.4 Quasi-stationary hypothesis

To ensure the validity of the quasi-stationary solution with stiffener, we take the case of the Charras tide gate with $l_r=l=2$ m , $m=1000$ kg, $e=0.2$ m (figure 3.6). The complete equations (Eqs. 3.7, 3.10 and 3.13) are thus solved numerically as a function of time for the floating gate using a Runge Kutta scheme of order 4. On the other hand, the quasi-stationary solution (QS) where J_A is assumed to be zero, is also obtained (Eq. 3.16). We notice that the complete solution causes oscillations in the system but the flow rates and apertures are similar between the two types of resolutions. In practice, the oscillations could be suppressed by adding a viscous term to the stiffener (damper type). For the knowledge of flow rates, we assume that quasi-stationary resolutions are sufficient.

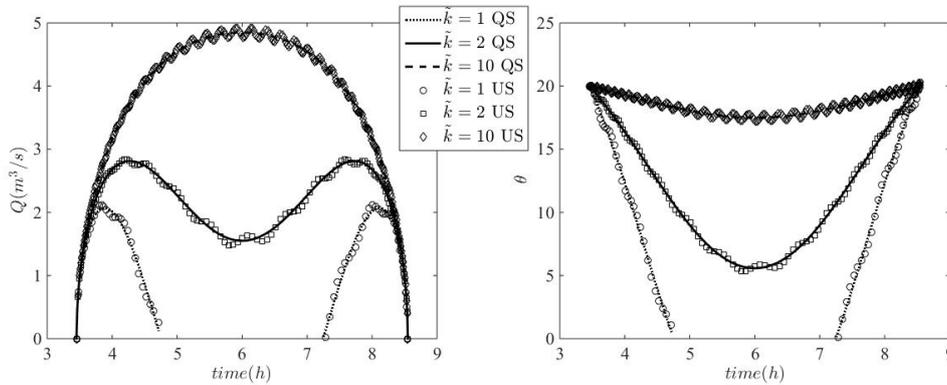


FIGURE 3.6 – Comparison of complete and quasi-stationary solutions for a door in the water.

From the reversal of the current, the flow increases with the sea level until the opening is zero. The stiffness \tilde{k} is used to change the time of complete closure. When the stiffness is low, the door closes quickly, allowing little water to enter. On the other hand, for high stiffnesses, the opening angle remains almost constant. In this case, the hydraulic behaviour of a floating door with a fixed block is the same as in the case of Charras. The use of the stiffener thus makes it possible to give priority to passage times at the beginning and end of the inversion while limiting the total volume admitted into the marsh.

3.4.5 Calibration

To evaluate the method in the case of a block device, we select several consecutive tides in 2015 and 2018 with different tidal coefficients. The downstream condition (sea) is

the measured condition and the upstream flow rate is the mean daily flows obtained from measurements as described previously. Using upstream and downstream probes and openings, these measured flowrates are calculated by applying the flow laws defined above. With regard to the flowrate (Fig. 3.7), the structures are calibrated on the more time-defined 2015 data. To obtain these results, the law of [Belaud et al. \(2009\)](#) is used with a zero head loss coefficient, and the discharge coefficient of the tidal door is 0.8. For 2018, although the discharges are of the right order of magnitude, we obtain deviations of the order of 10% from the measurements. As the measurement was made just after a change in gate opening, it is likely that transient effects are disturbing the measurement. The figure 3.7 clearly shows the increase in flow rate over the period and the management which is operated manually approximately every 2 days.

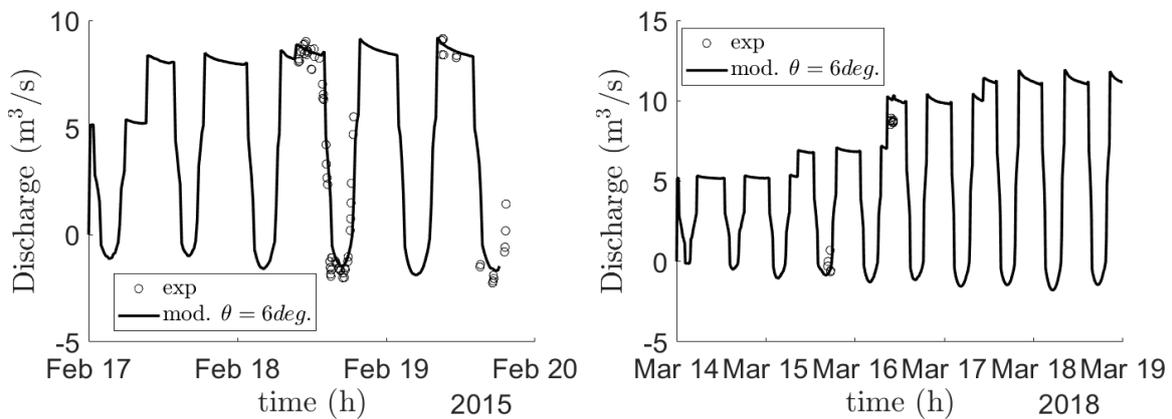


FIGURE 3.7 – Comparison of measured and simulated flows upstream of the Charras structure

3.4.6 Sensitivity study

To highlight the model sensitivity as a function of the parameters, we consider the experimental case with a daily flow of $3 \text{ m}^3/\text{s}$. The comparison of the hydrographs (Fig. 3.8) for several blocks allows us to show that they have an influence on the hydraulics. Indeed, in order to discharge a constant daily flow, the maximum flow rates can vary by more than 30% even for small block sizes (20 cm). In the same way, the block induces significant extra level in the network if no other management action is implemented. It can be noted that taking into account variation of network level implies a different time for flow reversal. It also causes an asymmetry in the flows when the flow goes towards the sea. The ratio of inflow (V_{in}) and outflow (V_{out}) is visualizable on the hydrographs because they correspond to the area under the curve respectively when the flow is negative and when it is positive. As expected, a larger block increases this ratio because the method is made so that the volume from upstream is always discharged regardless of the volume entering from the sea.

The measurements also make it possible to interpret the influence of block size. Although the increase in block size results in a few centimetres of extra level, this is still small compared to the total tidal range observed in the network. In the case of Charras with a 20 cm block, the V_{in}/V_{out} ratio is between 0 and 0.2 (the variation depends on the tidal range, upstream flow and management), with no observed significant impact on the ecology nor on the current water uses. Agreement between measurement and simulation is better in 2018. This difference can be explained by dredging work that

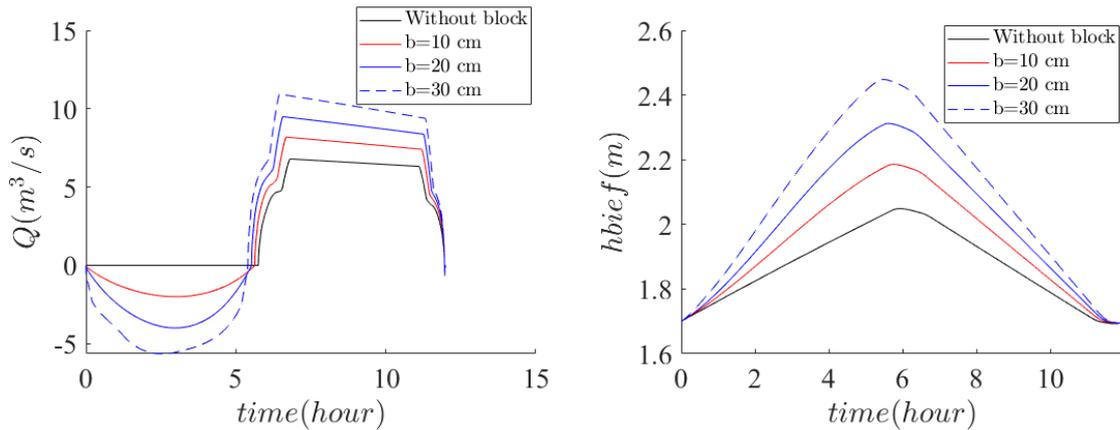


FIGURE 3.8 – Comparison of hydrographs and simulated water levels upstream of the Charras structure as a function of the size of the hold

modified the cross-sections before the measurements. The differences are more likely to be observed at low water level because measurements are generally 10 cm lower than the averaged level of the network due to the hydraulic gradient caused by high flows. This difference from the assumption of parallel bottom level could explain the discrepancies between models and measures.

It can also be seen that the tidal range is not linear in the measurements, unlike in the simulations. This difference can be explained by the non-trapezoidal geometry of the canal or a non-constant Q_m flow (another storage channel is present upstream). However, it is also possible that lateral inflows distributed along the channel play a role because their dynamics are different.

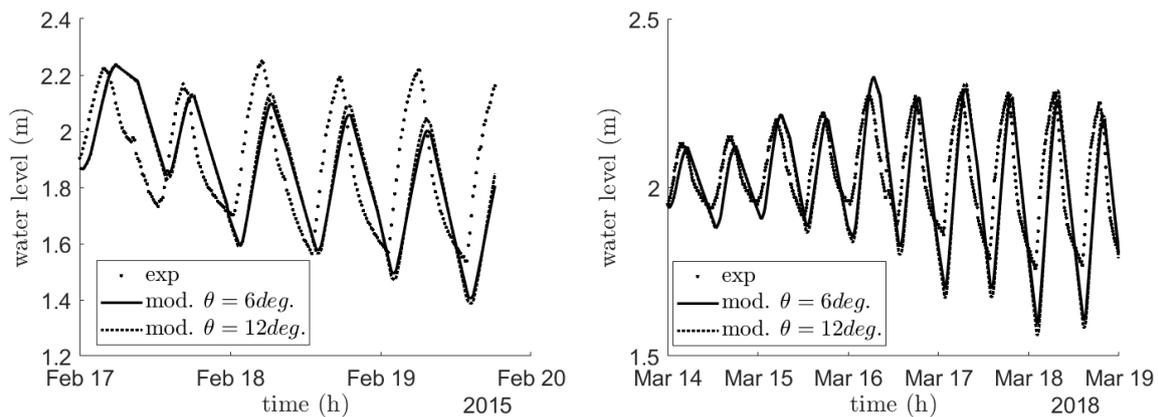


FIGURE 3.9 – Comparison of measured and simulated dimensions upstream of the Charras work.

Finally, the good agreement of the measurements with the experiment shows a good simulation of the storage effect in the network. The channel length (7500 m), bottom width (5 m) and slope bank (4) were obtained from bathymetric surveys in 2018. However, since an averaged value is required for the model, it was obtained by fitting it to the experimental measurements in 2018. However, measurements are not always available, so we look at the influence of geometry on the simulations.

According to figures 3.10, to reduce the level variation in the network significantly, the length of the reach must at least be multiplied by 2 ($L=15000$ m instead of 7500 m). Even though the hydrographs are rather identical for all cases, it can be seen that

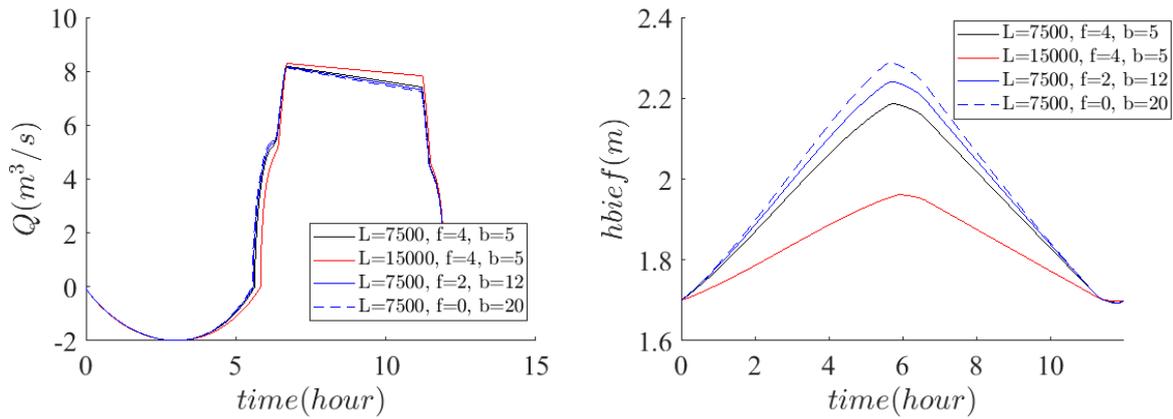


FIGURE 3.10 – Comparison of hydrographs and simulated water heights upstream of the Charras structure according to the size of the hold

taking the reach into account provides important management information, *i.e.*, the possible overtopping due to passage solutions. For a same mirror width (20 m), the shape of the channel (b and f) also has an influence of about 15 cm on the water level. This value is close to the maximum uncertainty allowed for conventional management. Consequently, it seems important to consider the most realistic geometry possible if a calibration cannot be made.

3.5 Results

3.5.1 Impact of Variability in Hydrological Conditions

The increase in the upstream Q_m flow rate leads, for all solutions, to a decrease in the inflow/outflow volume ratio for each device (Fig. 3.11). This evolution is explained by the choice to maintain a fixed average level on the network. The regulating gate would be more or less open to allow the upstream flow to pass through. On the other hand, the incoming volume is still determined by the water level and the structure at sea. The fact that V_{in} remains almost constant, when V_{out} increases, explains the lower ratio. However, the advantage of the proposed modeling is that the increase in levels and volumes can be quantitatively calculated.

The figure 3.12 shows the impact of tidal range variation on the inflow/outflow volume ratio of each device. Tide gates with stiffeners and gates with SRT devices exhibit a maximum of inflow/outflow volume ratio regardless of the daily upstream flow Q_m . The maximum tidal range with the higher ratio is 3 m for gates with stiffener and 2.5 m for gates with SRT. This is the tidal range at which the devices allow the structures to be closed completely during high tide. The incoming water volume then decreases compared to the case where the structure was partially open during the whole tide. The value of this limit depends on the characteristics of the hydromechanical device (θ^* , \tilde{k} , and l_r). The peak of the inflow/outflow volume ratio is not visible for the flap gate with stiffener in the figure 3.12, because the stiffener has a \tilde{k} too large to close the flap at the tides tested. For tidal ranges between 3 m and 4 m as observed in the example, we notice that the volume ratio can increase by a factor of 2 depending on the tide in the case of a flap gate. This increase is greater (about 3) in the case of SRT. Here the devices are not optimized but it can be noticed that the evolution of the volume

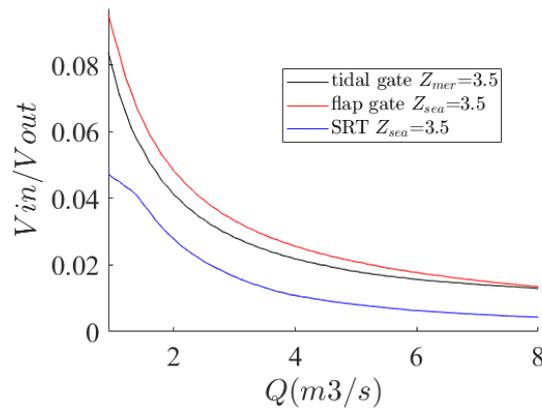


FIGURE 3.11 – Influence of upstream flow Q_m on the volume ratio and H_{bief} . The stiffeners have the same $\tilde{k}=3$, $\theta = 10$. For SRT $l_r=0.5m$, $l_c=0.3m$, and $l_f=0.2$

ratio according to the tide can be clearly a criterion for the design and choice of the device.

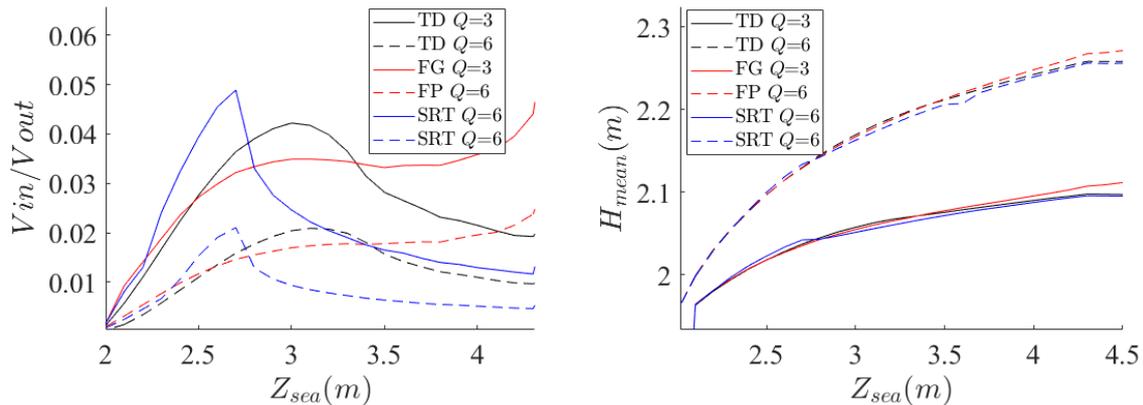


FIGURE 3.12 – Influence of the tidal range $\Delta H/r$ and the average of h_d , 3 different flowrate. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3, $\theta = 10$. For SRT $l_r=0.5m$, $l_c=0.3m$, and $l_f=0.2$

3.5.2 solution with block

Figure 3.13 shows the hydrographs and water level variations in the channel for solutions with fixed blocks. In order to obtain comparable solutions in terms of flow and volumes, the opening angle of the flap is 3 times greater than that for the tidal door. The data for the structures can be found in the table 3.1.

As seen previously, the block implies negative flows and therefore an increase in the maximum flow to be able to discharge this volume during the tide. The opening of the regulating gate increases from 34 cm without block to 40 cm with block to stabilise the channel water level. The channel has high level variations due to storage. However, the presence of the passage device increases the maximum level by only 10 cm. With the flap gate, the flow that can push the elvers ($t \approx 0$ h) is greater, which is favourable to passage continuity. Nevertheless the difference with a tidal gate remains small.

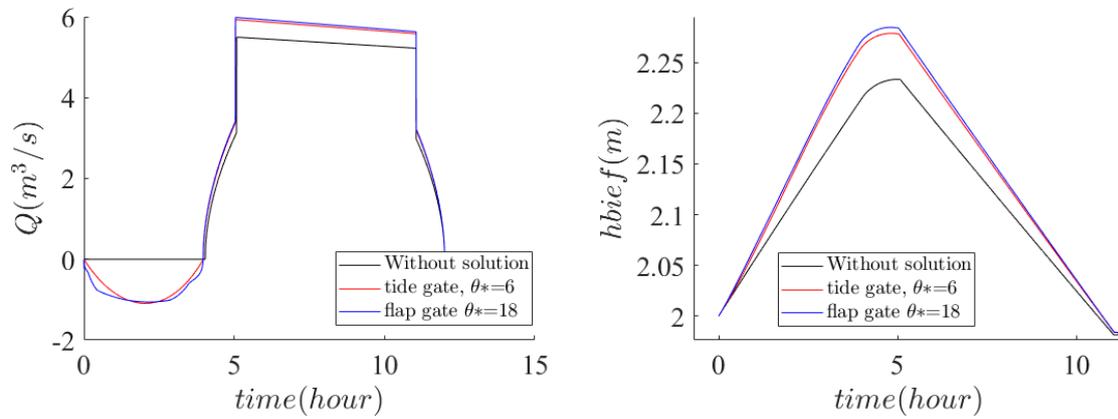


FIGURE 3.13 – Comparison of hydrographs, and of the evolution of the upstream height, for water gates equipped with a crossing system. The upstream flow is 4m/s and the tidal range is 3.5 m. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3

	width(m)	θ^* (deg)	\tilde{k}	other parameter
Tidal door	2	6	3	$l_r=l=2$ m
Flap gate	1.5	18	0.3	$l=1.5$ m $h_A=3$ m $m=3\ 000$ kg
SRT	1.5	18	/	$l=1.5$ m $l_r=1.2$ m $l_c=l_f=0.5$ m

TABLEAU 3.1 – Characteristics of hydraulics structures

3.5.3 Solution with hydromechanical system

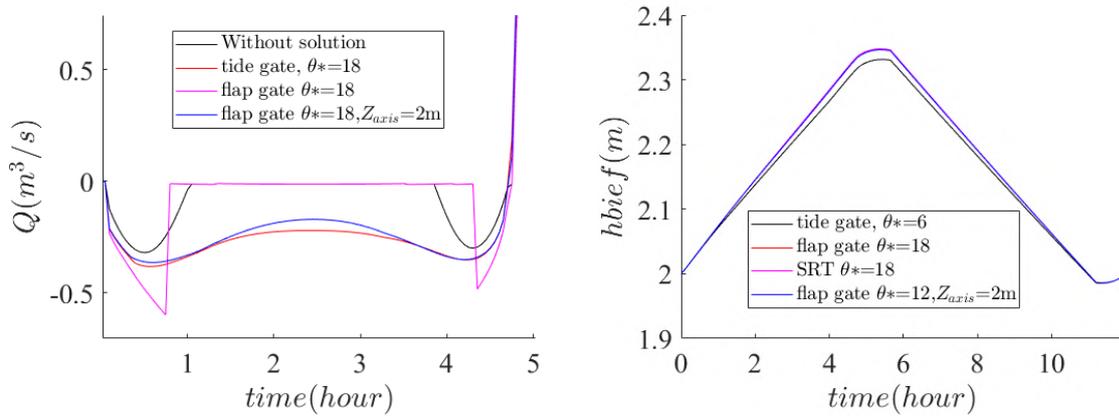


FIGURE 3.14 – Comparison of hydrographs, and of the evolution of the upstream height, for water gates equipped with a crossing system. The upstream flow is 4m/s and the tidal range is 3.5 m. The stiffeners have the same dimensionless stiffness of 3.

Figure 3.13 shows the hydrographs and water level variations with hydromechanical solutions (stiffener or SRT). As described before, stiffeners make it possible to reduce flows or even cancel them when k is low enough to achieve complete closure. The use of stiffeners therefore makes passable periods at the beginning and end of inversion while limiting the total volume admitted into the marsh. The effect of the tidal range on the dissymmetry of the flows is identical to the case with blocks.

The SRT device works like a removable block when the water level downstream of the structure exceeds a certain level. It can be seen that, with a stiffener or SRT device, the inflows coincide with the start of negative flows. However, the flap gate remains open (k large) while it closes with the SRT device.

It can also be noted that the position of the rotation axis of the flap (h_A) changes the shape of the hydrograph for a given k stiffness. It is therefore a modifiable parameter for dimensioning.

3.5.4 Optimization of devices

We have just seen that the choice of a stiffness could modify the volumes passing through. The other important parameter is the initial opening. Here we will evaluate the possibilities of optimizing these two parameters.

The size of the block, the spring for stiffener devices, or the cam for SRT devices allow to set the value of θ^* . Its increase induces water inlets at higher high tide (figure 3.15). It is possible to choose an opening angle giving an inflow/outflow volume ratio $\frac{V_{in}}{V_{out}}$ set according to environmental objectives. In the figure 3.15, we can see that the reduction of the stiffness (or the reduction of the height of the float) allows to reduce the volume ratio. For a given stiffener, the value of \tilde{k} (or the position of the float) can easily be changed by moving it more or less away from the axis of rotation.

For devices based on stiffeners, the impact of the value of \tilde{k} on the ratio $\frac{V_{in}}{V_{out}}$ is shown in figure 3.16. For a given θ^* , there is a \tilde{k} limit value at which the volume ratio remains constant. This value corresponds to a stiffness too important for the door (or flap gate) to be pushed by the tide.

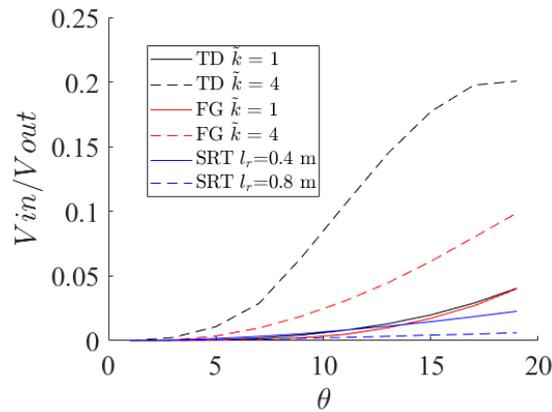


FIGURE 3.15 – Influence of angle θ on the volume ratio for 2 different \tilde{k} -stiffnesses or 2 different l_r lengths. The upstream flow is $3\text{m}^3/\text{s}$ and the tidal range is 3.5 m .

For the SRT device, the impact of the float height (given by l_r) on $\frac{V_{in}}{V_{out}}$ is described in the figure 3.17. We can see that decreasing the float height (i.e. increasing l_r) leads to a decrease in the volume ratio. Indeed, the lower the float is, the earlier the flap closes in the tide, and the later the flap re-opens in the tide. This reduces the water inflow from the estuary.

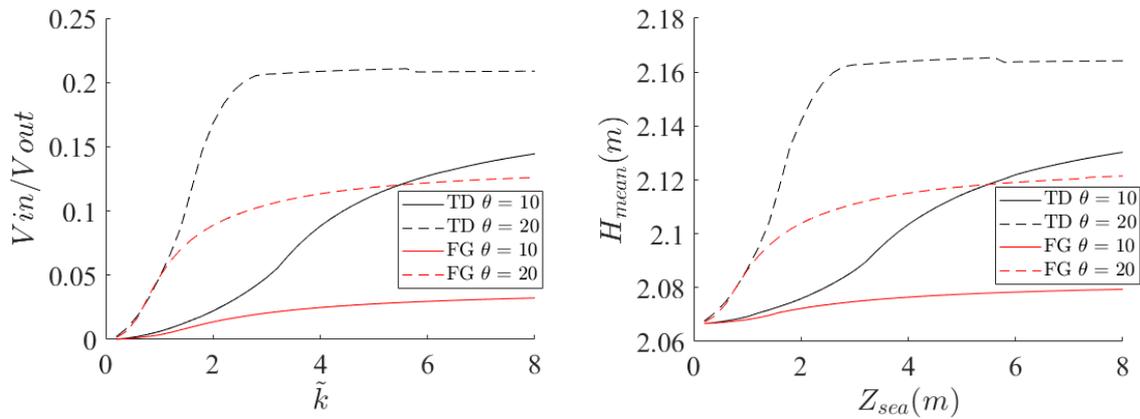


FIGURE 3.16 – Influence of stiffness \tilde{k} on volume ratio and the average of h_d , 2 different θ angles. The upstream flow is $3\text{m}^3/\text{s}$ and the tidal range is 3.5 m .

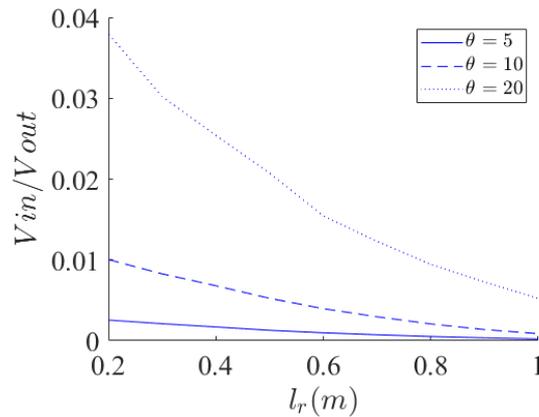


FIGURE 3.17 – Influence of length l_r on volume ratio, 3 different θ angles. The upstream flow is $3 \text{ m}^3/\text{s}$ and the tidal range is 3.5 m.

3.6 Discussion

3.6.1 Continuity Solutions

To compare the different devices, we first look at the parameters to be taken into account from a fish passage point of view, in particular the type of opening. To be effective, this opening must satisfy three constraints :

- Size of the opening : It must be checked that the opening must not be smaller than the width of the fish. In addition, the size of the opening plays a role in the number of fish passing, [Kimball et al. \(2010\)](#) see more fish passage for an opening of 60 cm than for an opening of 10 cm.
- Position of the opening : Fish species do not swim at the same depth ([Bretsch and Allen \(2006\)](#)). It is therefore necessary to ensure that the opening in the structure at the tide is at the depth where the fish swim.
- Time of opening : Fishes do not all swim at the same time of day ([Kimball et al., 2017](#)) or tide ([Kimball and Able, 2012](#)). In order for a fish to pass the structure into the sea, the opening must occur at the time it swims.

These three parameters of the opening (size, position, and time) are easily modified in our models. Reintroductions of salt water loaded with suspended matter, allowed by an opening in a structure at tide, can recreate or improve the habitats of certain estuarine fish species or those living close to the estuary. However, at present, there are too few studies on the subject to quantify the impacts according to the characteristics of an opening (size, position, etc.).

Nevertheless, the following considerations can be extracted from the previous results :

block versus stiffener : Unlike a block device, a stiffener allows to adapt to tidal variations. Indeed, with a stiffener it is for example possible to define a maximum inflow/outflow volume ratio which is not exceeded for a low and high tidal range. This maximum is adjustable by modifying \tilde{k} . A stiffener thus makes it possible to limit the inflow of water coming from the estuary. The disadvantage of a stiffener is the complete closure of the structure to the sea at high tide, whereas certain species could favour this moment of passage. They are therefore more selective in terms of species.

The combination of a stiffener and a block has the advantage of adjusting the opening to the inversion, but few data are available to know the best opening for a given species. To respect both the volume ratio and the opening at high tide, a block is sufficient.

tidal door versus flap gate : With tidal door, ecological continuity is re-established throughout the entire depth of the structure. This is important because fish species do not swim at the same depth (Bretsch and Allen (2006)). Flap gates give preference to bottom swimming species. The spatial position of the window for restoring ecological continuity is not neutral.

Float versus stiffener : for the same volume of incoming water, a float keeps a larger but shorter time opening (at the beginning of the inversion and at the end). Floats leave a more legible entrance (or exit) and taller individuals have more room to pass. They can therefore be preferred. Nevertheless, the float seems more sensitive to ice jams and more difficult to adjust on site. The length of the rods must be planned in advance, whereas the position of the stiffener can be adapted on site.

3.6.2 Use for other environmental issues

The models of tidal hydraulic structures equipped with passage devices presented in this study allow the calculation of the volumes passing through the structure and an estimation of the evolution of the water level in the marshland. This makes it possible to answer a good number of questions that arise when sizing these hydraulic structures for purposes such as the question of flooding or submersion, the tidal range requirements for the flora, the need to maintain a minimum water level.

Similarly, for estuarine water intrusion problems or drainage needs, the models can be used to calculate the volume of water discharged by the structure during a tidal cycle, the volumes of water entering the network from the estuary, and the ratio of these two volumes.

3.6.3 Modeling

Network modelling shows the impact on upstream levels of the combined effect of the tide and the structure. This variation in water level (on the order of one meter) makes it possible to reproduce asymmetries in hydrographs which are observed in the field, that do not appear with a model with a constant reach level. This improves the calculation of passage times during the tide. Asymmetries at high tide also change the flow rate and water level. This leads to different water velocity between the two models. Inaccuracy in velocity has two consequences : a poor understanding of the passage of potential good swimmers, and unpredictability of possible silting or erosion in the vicinity of the structure.

A quasi-stationary modelling yielded similar results as the full Saint-Venant solution. It is recommended if the water surface has a constant slope along the canal (for example in network with small channel). In the case of long channels, a complete 1D model (Saint-Venant type) should be used instead. The models of hydraulic structures developed here could be included in standard open-channel softwares (Baume et al., 2005; USACE, 2016), but also be used as stage discharge relationships for direct discharge estimation.

3.7 Conclusion

In this study, a method for dimensioning hydromechanical solutions (stiffener and float) to improve the ecological continuity of structures at sea was presented. We numerically studied these solutions, which have not yet been widely used, to highlight their advantages, in terms of management constraints, compared to the conventional solutions which consist in keeping a permanent opening in the structure at high tide. The solution assessment was made by determining the impact on network level and the volume of water passing through the structure. It was shown that these devices significantly reduce water inflow from the estuary, while leaving an opening during part of the high tide. The advance of this work lies mainly in the possibility of quantifying and prioritising the solutions between them and verifying their operation for different hydrological conditions. Thus an improvement in the accuracy of the calculations can be obtained by adjusting the discharge coefficients. From this analysis it is possible to quickly have all the forces on the gate and hinges, supports from the kinetic resultant theorem on the x and y directions. This can also be useful for dimensioning (door curvature for example).

However, in order to allow the dimensioning of these devices with biological constraints, behavioural data must specify the actual conditions that are penalizing for the passage. In this way it will be possible to better discriminate between favourable sizes and opening positions.

Chapitre 4

Capacité d'une civelle à franchir une vanne en sous-verse

« *Perceval : J'm'excuse mais c'est justement les ptits qui sont durs à attraper!*
Karadoc : Ils s'faufilent.
Arthur : En gros vous avez attrapé une anguille quoi. »

Kaamelott - Livre I - Ep 54

Sommaire

4.1 Introduction	90
4.2 Conditions hydrauliques pour le franchissement	92
4.2.1 Critères de franchissement pour la civelle	92
4.2.2 Les vannes	92
4.3 Dispositifs expérimentaux et mesures	92
4.3.1 Canal <i>in situ</i>	93
4.3.2 Canal en laboratoire	96
4.4 Résultats	100
4.4.1 Franchissement de la vanne	100
4.4.2 Analyse de l'écoulement au niveau d'une vanne	102
4.5 Discussion	107
4.5.1 Modification de l'écoulement par les rugosités	107
4.5.2 Canal en laboratoire, canal <i>in situ</i> , ouvrage réel : que choisir?	107
4.5.3 Avantages et contraintes de la méthode du canal <i>in situ</i>	108
4.6 Conclusion	109

Résumé

Dans les marais côtiers de nombreuses vannes sont utilisées pour contrôler les niveaux d'eau. Elles imposent un écoulement en sous-verse avec des vitesses importantes, bloquant la migration des civelles. En effet, la vitesse maximale de nage des civelles, estimée à 0,6 m/s, correspond à une différence de charge amont-aval de 2 centimètres à la traversée de la vanne, ce qui limite les périodes pendant lesquelles ces vannes sont franchissables. Le but de cette partie est de valider cette condition limite de passage en conditions réelles, puis d'explorer la capacité d'ajout de macrorugosités à améliorer le passage des civelles via la création de zones à faible vitesse.

Un canal expérimental a été installé sur les berges de l'estuaire de la Charente. Il présente une zone aval de déversement des poissons, une vanne réglable, et un piège à l'amont de cette vanne. Des civelles sont pêchées lors de leur arrivée dans l'estuaire, et sont déversées à l'aval du canal.

Des expériences sont réalisées sans rugosité au fond. Sans vanne, 84 % des civelles introduites à l'aval ont pu passer en amont. Avec des vitesses de l'ordre de 60 cm/s, 19 % des civelles ont franchi l'ouvrage. Pour des vitesses supérieures à 60 cm/s moins de 1 % des civelles ont franchi l'ouvrage. Ensuite des rugosités ont été ajoutées au fond. Avec une différence de hauteur d'eau qui imposerait une vitesse de 60 cm/s pour une vanne lisse, seulement 18,8 % des civelles introduites en aval ont franchi l'ouvrage vers l'amont.

Les champs de vitesse au niveau d'une vanne, avec et sans rugosité, ont été cartographiés en laboratoire dans un canal expérimental transparent avec la méthode de Particle Tracking Velocimetry. L'ajout de rugosités crée des zones de faibles vitesses sous la vanne, inférieures aux vitesses limites de nage des civelles.

L'analyse des champs de vitesses montre la présence de zones de forte dissipation turbulente et de fort gradient de vitesse. On peut formuler l'hypothèse que ce sont ces conditions hydrodynamiques contraignantes qui, malgré les faibles vitesses moyennes, expliquent le faible taux de franchissement des civelles, quand bien même ces zones se trouvent à une distance importante des ouvrages.

4.1 Introduction

Depuis le milieu des années 80, on assiste à une chute des populations des poissons migrateurs amphihalins : saumons (ICES, 2016), anguilles (Feunteun, 2002). Certains ouvrages de gestion de l'eau, faisant obstacle, sont considérés comme l'une des principales raisons de cette chute de population. En effet, ils modifient fortement l'écoulement de l'eau dans nos cours d'eau, et peuvent créer localement des conditions d'écoulement qui rendent les ouvrages infranchissables pour les poissons. Par exemple, les ouvrages d'étagement (vannes, seuils,...) en réduisant ou en modifiant la section d'écoulement de l'eau, imposent une augmentation locale de la vitesse du courant. Si cette augmentation devient trop importante, alors les poissons peuvent ne plus être capables de nager contre ce courant. Cela implique que des parties de cours d'eau, sans ouvrage, franchissables par des poissons, deviennent infranchissables après la construction d'un ouvrage, rendant inaccessibles des parties du réseau hydrographique à certaines espèces.

L'anguille européenne (*Anguilla anguilla*) est une espèce catadrome. Les anguilles naissent dans la mer des Sargasses sous la forme de larves. Elles sont poussées par le

gulf stream vers les côtes du nord de l'Afrique et de l'Europe. Au niveau des côtes, les larves se métamorphosent en civelle. Il s'agit d'un stade où les anguilles ont une faible capacité de nage. Leur vitesse de sprint a été évaluée à 60 cm/s (McCleave (1980)) et elles s'aident de la marée pour pénétrer dans les parties aval des cours d'eau (McCleave and Kleckner (1982)). En France, les cours d'eau sont souvent fortement anthropisés, avec de nombreux ouvrages bloquant la progression des civelles. Les solutions classiques permettant le franchissement des civelles (rampes à reptation) posent plusieurs difficultés pour les cours d'eau soumis à la marée : (i) les variations de hauteur d'eau, dues à l'influence du marnage dans l'estuaire, rendent ces ouvrages difficiles à dimensionner; (ii) ces ouvrages concentrent tous les individus dans un endroit facilement accessible pour les braconniers; (iii) l'efficacité des rampes est fonction de la capacité de reptation des civelles, or celle-ci dépend de la température de l'air; (iv) il y a souvent de nombreux ouvrages sur un même marais, ainsi, pour le rendre complètement accessible, il faudrait construire des rampes à reptation sur tous ces ouvrages, induisant un coût élevé.

On peut classer les ouvrages d'étagement présents dans les marais côtiers en 3 catégories, et, pour certains d'entre eux, des solutions spécifiques ont été développées :

- Ouvrages à la mer (clapet et portes à flot) : Il s'agit d'ouvrages qui permettent de prévenir les entrées d'eau venant de la mer. Il existe des solutions pour rendre ces ouvrages franchissables par des civelles; elles ont été présentées dans le chapitre 3.
- Les seuils (et tout ouvrage imposant une surverse) : il s'agit d'ouvrages qui forcent le passage de l'eau en surverse (i.e : au-dessus d'un ouvrage).
- Les orifices (vannes et fentes) : Il s'agit d'ouvrages qui forcent le passage de l'eau en sous-verse (i.e : sous ouvrage).

Les possibilités de gestion, pour l'étagement ou le drainage, offertes par un seuil mobile et une vanne sont les mêmes. Nous avons choisi de nous intéresser aux vannes, plutôt qu'aux seuils qui doivent être évités à cause du braconnage. Nous préférons donc étudier des solutions de gestion par sous-verse pour faire passer les civelles près du fond et non en surface.

Il n'y a pas eu d'étude caractérisant le comportement des civelles, *in situ*, en face d'un écoulement imposé par un orifice. A l'heure actuelle, pour les vitesses de nage des civelles, il n'existe que des mesures en laboratoire. Or cette mesure présente des biais, liés au stress induit par le transport, les manipulations des individus et la qualité de l'eau utilisée lors des expérimentations, qui ont pu influencer sur les résultats. Il n'existe pas non plus de solutions permettant d'améliorer le franchissement d'un orifice qui imposerait un écoulement au fond ou dans la lame d'eau.

Cette étude vise dans un premier temps à déterminer si la vitesse limite de nage d'une civelle obtenue en laboratoire est cohérente avec ses capacités de franchissement d'une vanne *in situ*. Dans un second temps, nous étudierons l'impact de l'ajout de rugosité au niveau d'un ouvrage de type orifice en termes de franchissement par des civelles.

L'ajout de rugosité, comme dispositif permettant d'améliorer le passage des civelles, a été choisi au regard de leur efficacité dans l'amélioration du franchissement des buses par certaines espèces de poissons (Larinier, 2002a; MacDonald and Davies, 2007; Olsen and Tullis, 2013).

4.2 Conditions hydrauliques pour le franchissement

4.2.1 Critères de franchissement pour la civelle

Comme on l'a vu, des études en laboratoire ont déterminé que les civelles ont une vitesse de nage maximale de 60 cm/s (McCleave (1980)). Plusieurs études indiquent que le déclenchement des mouvements de migration des civelles dépend également de la température de l'eau. Par exemple White and Knights (1997) ont pêché peu de civelles dans l'Avon et à Severn (en Angleterre) quand la température de l'eau est supérieure à 10 °. En laboratoire, la limite de température pour la mise en activité des civelles a été déterminée à 6 °C (Tongiorgi et al. (1986)). De plus, lorsqu'elles sont dans des eaux salées (en estuaire par exemple), les civelles semblent attirées par des appels d'eau douce (Crivelli et al. (2008), Mouton et al. (2011)).

Dans les parties de cours d'eau soumises à la marée (estuaire, marais côtiers) le mouvement des civelles est synchronisé avec la marée. Dans ces milieux, les civelles utilisent une technique de nage appelée le *selective tidal-stream transport* (McCleave and Kleckner (1982)). Il s'agit d'un cycle synchronisé sur la marée visant à profiter efficacement des courants de flot. Il semblerait que les civelles utilisant ce mode de transport conservent un comportement synchronisé sur la marée tant qu'elles sentent son influence (Bolliet and Labonne (2008), Trancart et al. (2014)).

Les anguilles (hormis au stade larvaire) ont des capacités de reptation. Cette capacité permet aux civelles de ramper sur des parois humides et verticales présentant des aspérités. Les civelles adoptent un comportement de reptation uniquement si la température de l'air est supérieure à la température de l'eau (Linton et al. (2007)).

Le comportement de reptation a amené au développement de dispositifs de franchissement propres aux anguilles, avec les limites développées plus haut.

4.2.2 Les vannes

Les vannes sont utilisées pour maintenir des niveaux d'eau et/ou contrôler le drainage. L'écoulement au niveau d'une vanne a été caractérisé pour des vannes de fond pour établir des lois de débit, tant pour les écoulements dénoyés (Henderson (1966); Sinner and Hager (1988)) que pour les écoulements noyés (Cassan and Belaud (2012), Bijankhan et al. (2017)), situation fréquente dans les zones de marais.

La vitesse moyenne dans le jet qui se forme sous la vanne peut être estimée à l'aide de l'équation de Bernoulli :

$$V_{th} = \sqrt{2gDh} \quad (4.1)$$

Avec g l'accélération de la gravité, et Dh la différence de hauteur d'eau à la vanne. L'équation 4.1 nous indique qu'une vitesse de 60 cm/s (limite de la vitesse de nage des civelles) est atteinte dès 2 centimètres d'étagement à la vanne.

4.3 Dispositifs expérimentaux et mesures

Deux dispositifs expérimentaux ont été mis au point et sont décrits ci-dessous :

- un premier pour étudier le comportement de la civelle *in situ*, en vue d'évaluer la validité des critères de nage établis en laboratoire;

- le second pour créer des conditions hydrauliques favorables au passage des civelles sous la vanne.

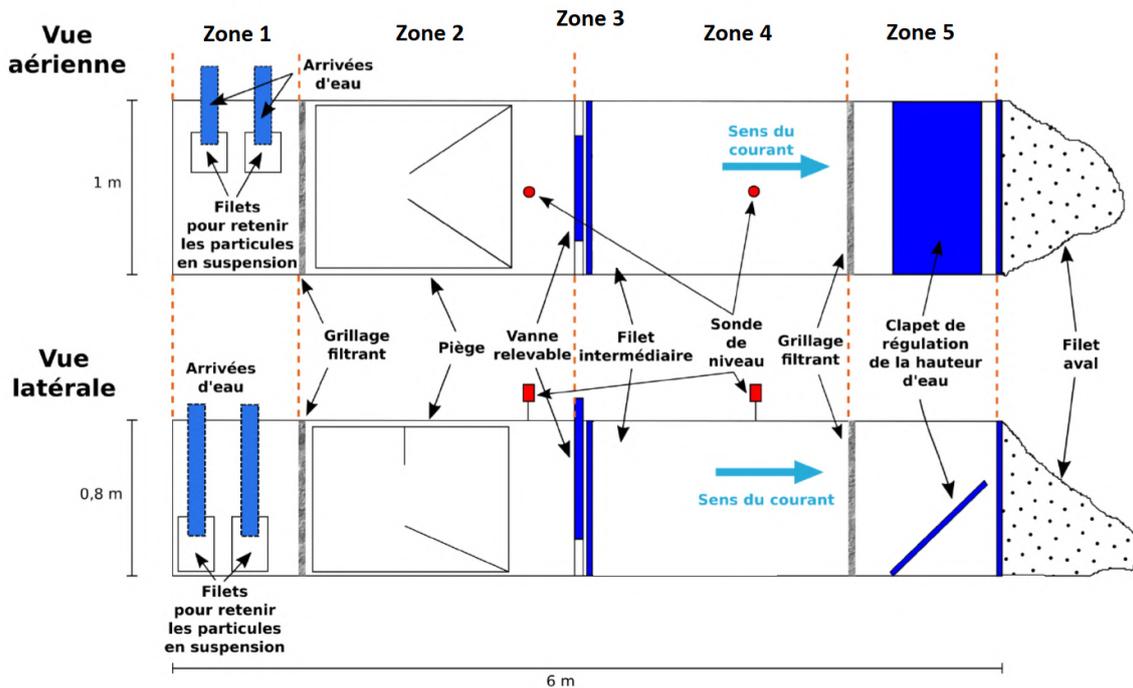
4.3.1 Canal *in situ*

Pour caractériser le comportement des civelles *in situ*, un canal expérimental a été installé à l'écluse de Biard située sur le canal Charente-Seudre (commune de Saint-Hippolyte, Charente-Maritime). Cette démarche a pour but de minimiser le stress subi par les civelles lors du transport et de la manipulation. Le but est de tester les capacités de nage des civelles quelques minutes après les avoir pêchées. En alimentant le canal avec de l'eau venant de l'endroit où sont pêchées les civelles, on diminue les biais comportementaux dus aux conditions environnementales et hydrologiques (heure de la journée, caractéristiques physico-chimiques de l'eau). De plus comme les civelles sont prélevées au moment où elles sont en activité de montaison, on devrait pouvoir diminuer les effets de non motivation des poissons. Le canal est rectangulaire, les parois sont en inox (figure 4.2). Il est long de 6 mètres, large de 1 mètre, et haut de 0.8 mètre. Il est alimenté en amont par deux pompes qui ont un débit cumulé de 36.11 L/s. Elles pompent de l'eau directement dans le canal Charente-Seudre. Lorsque la vanne est complètement ouverte, la vitesse est de 0.13 m/s dans le canal. Le canal a été dimensionné pour pouvoir obtenir des vitesses sous vanne comprise entre 0.2 m/s et 1 m/s en fonction de l'ouverture sous la vanne. Deux sondes de mesure de hauteur d'eau sont positionnées à l'amont et à l'aval du canal.

Le canal se décompose en 5 zones différentes (figure 4.1) :

- Zone 1 (figure 4.3) : Il s'agit de la zone d'arrivée de l'eau provenant des pompes. L'extrémité de chaque tuyau est équipée d'un filet de maille 1 mm, afin de retenir les civelles potentiellement pompées dans le milieu. Cette zone est séparée du reste du canal par un cadre grillagé fin (vide de maille 1 mm également) servant i) à tranquilliser les écoulements et ii) d'ultime rempart à de potentielles civelles pompées, non désirées dans les parties aval.
- Zone 2 (figure 4.4) : Il s'agit de la zone située en amont de la vanne, où un piège est installé pour capturer les civelles qui auraient franchi la vanne. Le piège se compose d'une structure en inox entièrement recouverte par du grillage très fin (vide de maille 1 mm). Près du fond du canal, une rampe légèrement inclinée (à 13°) guide les civelles vers l'entrée du piège, d'une largeur de 10 cm.
- Zone 3 (figure 4.5) : La vanne est installée dans une glissière qui impose une contraction latérale de la section d'écoulement
- Zone 4 (figure 4.6) : zone située en aval de la vanne, où sont déversées les civelles au début de chaque test.
- Zone 5 (figure 4.7) : Dans cette zone se trouve un clapet qui permet régler la hauteur d'eau dans le canal. Cette zone est séparée de la zone 4 par un grillage très fin (vide de maille 1 mm).

Les civelles sont capturées au filet (*pibalour*), à l'aval des portes à flot (côté estuaire). La pêche commençait deux heures avant la pleine mer, pendant des marées qui ont lieu la nuit. Elles sont ensuite réparties en lots de 200 pour effectuer un test de franchissement. Les lots étaient stabulés au maximum 1 heure jusqu'à leur utilisation. Un test consiste à placer un lot de civelles dans la zone 4 (Fig. 4.6) sur une durée de 15 minutes. A l'issue des 15 minutes, le filet intermédiaire était placé en aval immédiat


 FIGURE 4.1 – Schéma canal *in situ* à Biard. Repris de [Guillemin et al. \(2018\)](#)

de la vanne, les pompes arrêtées et le cadre grillagé de la zone aval était retiré avant que le canal ne soit vidangé via l'abaissement du clapet. Cela permettait de récupérer dans le filet aval une grande partie des civelles restées dans la zone aval. Chaque lot et chaque poisson n'a été utilisé qu'une fois, afin d'éviter tout effet "apprentissage" ou toute fatigue pouvant influencer les résultats. En fin d'expérience, l'ensemble des civelles était relâché dans le milieu, à l'amont de la vanne d'étagement. De plus pour chaque condition testée, une mesure de vitesse a été effectuée au niveau de la vanne à l'aide d'un courantomètre électromagnétique.

Initialement le canal est lisse. Pour certaines expériences, des rugosités au fond ont été ajoutées sous la vanne, et sur une distance d'environ 1 m en amont de la vanne et d'environ 1 m en aval de la vanne. Cela avait pour but de modifier l'écoulement pour le rendre éventuellement compatible avec les capacités de nage des civelles. Ces rugosités sont illustrées en figure 4.8 et schématisées en figure 4.9. Ce sont des cylindres d'environ 5 mm de diamètre, espacés de 42 mm dans la direction de l'écoulement et de 24 mm dans la direction perpendiculaire au sens de l'écoulement. Il s'agit de substrat utilisé pour des rampes à reptation de civelles. Ils sont produits par la société Marseille-Modelage.

Trois séries de mesures ont été effectuées dans le canal *in situ* (voir synthèse dans le tableau 4.1) :

- Une première série de mesure a été effectuée en 2016 pour vérifier que les civelles sont incapables de franchir un courant supérieur 0.6 m/s. Le franchissement de la vanne à fond lisse, dans le canal *in situ*, a été testé pour 3 vitesse sous vannes : 0.13 m/s (vanne complètement levée), 0.60 m/s , et 0.80 m/s. Chaque vitesse est testée sur une nuit, avec 4 lots de 200 civelles pour regarder la variabilité inter lot sur une même nuit de mesure. Cela nous permettra de voir si il est possible de comparer des expériences réalisées une même nuit, à différentes conditions hydrauliques.



FIGURE 4.2 – Photo du canal *in situ*, vue de l'aval). ©OFB.



FIGURE 4.3 – Photo de la zone 1 du canal *in situ*, vue de l'aval. ©OFB.



FIGURE 4.4 – Photo de la zone 2 du canal *in situ*, vue de l'amont. ©OFB.

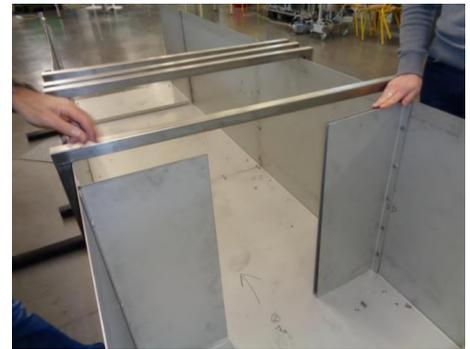


FIGURE 4.5 – Photo de la zone 3 du canal *in situ*, vue de l'aval (sans la vanne). ©OFB.



FIGURE 4.6 – Photo de la zone 4 du canal *in situ*, vue de l'aval. ©OFB.



FIGURE 4.7 – Photo de la zone 5 du canal *in situ*, vue de coté. ©OFB.

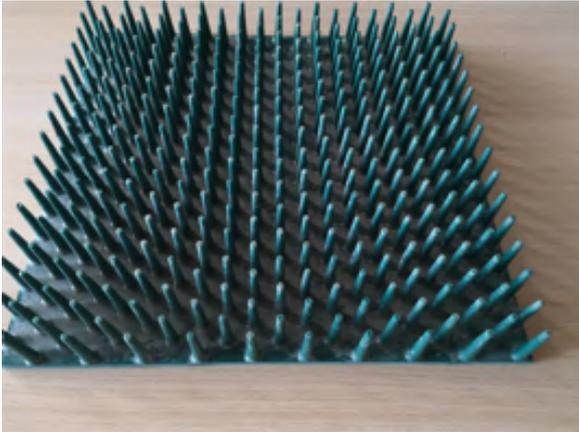


FIGURE 4.8 – Photo des rugosités.

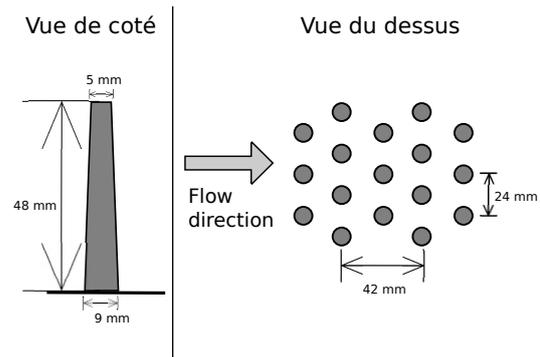


FIGURE 4.9 – Schéma de la géométrie des rugosités.

- La seconde série de mesures a été effectuée en 2017 pour confirmer la limite de vitesse de 0.6 m/s. Quatre vitesses sous vanne ont été testées (1 m/s, 0.95 m/s, 0.70 m/s, et 0.60 m/s) pour un lot de 200 civelles. Des mesures menées en 2016 ayant montré qu'un lot est suffisant pour dégager des tendances. Ces vitesses élevées devraient normalement donner des pourcentages de franchissement proches de 0. Au début de chaque session, un test de motivation a été effectué. Il consiste à tester le franchissement par un ou deux lots de 200 civelles, pour une vitesse de 0.13 m/s (vanne complètement levée).
- La troisième série de mesures a été effectuée en 2017 pour tester si l'ajout de rugosités au fond permettait d'améliorer le franchissement de la vanne par des civelles. On se place dans la configuration limite identifiée lors de la première série de mesures. Il s'agit de la configuration qui donne 0.6 m/s sous la vanne lorsqu'elle est lisse. Ces mesures ont été effectuées le 15/03/2017 avec 2 lots de 200 civelles et le 26/04/2017 avec un lot de 50 civelles suite à des difficultés pour les pêcher.

Les vitesses sous vanne indiquées dans les descriptions des 3 séries de mesures (Tableau 4.1) sont les vitesses idéalement souhaitées. Durant les mesures sur le terrain, avant chaque test de 15 minutes, nous avons mesuré la vitesse sous la vanne à l'aide d'un courantomètre. Un écart de plus ou moins 10% a pu être observé entre les vitesses idéalement souhaitées et les mesures de vitesse effectué lors des tests de franchissements. Les vitesses mesurées lors des expériences seront présentées dans les résultats.

4.3.2 Canal en laboratoire

Les mesures en laboratoire ont permis d'affiner l'analyse en complément des mesures *in situ*. Premièrement, elle permettent un meilleur contrôle de l'écoulement, ce qui nous permet de tester précisément l'influence de différents paramètres hydrauliques. Deuxièmement, nous pouvons y déployer des dispositifs de mesure fragiles mais plus précis et étendus que sur le terrain. En particulier, nous avons pu utiliser un canal transparent pour la mesure optique qui n'aurait pas pu être faite sur le terrain.

Le canal est rectangulaire et les parois sont en verre. Il est long de 4 mètres, large de 0.4 mètre, et haut de 0.8 mètre. Il est alimenté par une pompe qui peut avoir un débit allant jusqu'à 25 L/s. Au milieu de ce canal est positionné une vanne (figure 4.10). La circulation d'eau est en circuit fermé, d'une cuve à l'aval du canal vers une cuve à

Type d'expérience	Date	Coefficient de marée	T°C	météo	Rugosité	Vitesse vanne (cm/s)	Nombre d'individu
1	10/03/2016	115	12	Nuageux	Non	13	4 lots de 200
	23/03/2016	87	11.5	Clair	Non	80	4 lots de 200
	24/03/2016	89	12	Clair	Non	60	4 lots de 200
2	15/02/2017	78	10.6	Clair	Non	13	2 lots de 200
					Non	105	1 lot de 200
					Non	95	1 lot de 200
	16/02/2017	73	10.4	Clair	Non	13	1 lot de 200
					Non	85	1 lot de 200
					Non	70	1 lot de 200
3	15/03/17	93	12.4	Clair	Oui		1 lot de 200
					Oui		2 lots de 200
	26/04/17	102	16	Couvert	Oui		1 lot de 44
					Oui		1 lot de 50

TABLEAU 4.1 – Récapitulatif des mesures effectuées dans le canal *in situ*. La température de l'eau, la météo, le coefficient de marée et la date des mesures sont reportés. Il s'agit des paramètres identifiés, lors des travaux précédents, comme influant sur le comportement des civelles [Rigaud et al. \(2014\)](#)

l'amont. La hauteur d'eau dans le canal est contrôlée par un seuil triangulaire positionné en aval du canal.

Le fond du canal est initialement lisse, par la suite des rugosités identiques à celles utilisées dans le canal *in situ* seront ajoutées au fond. Cela permet de faire des mesures avec et sans rugosité au fond, pour reproduire les différentes configuration du canal *in situ*.

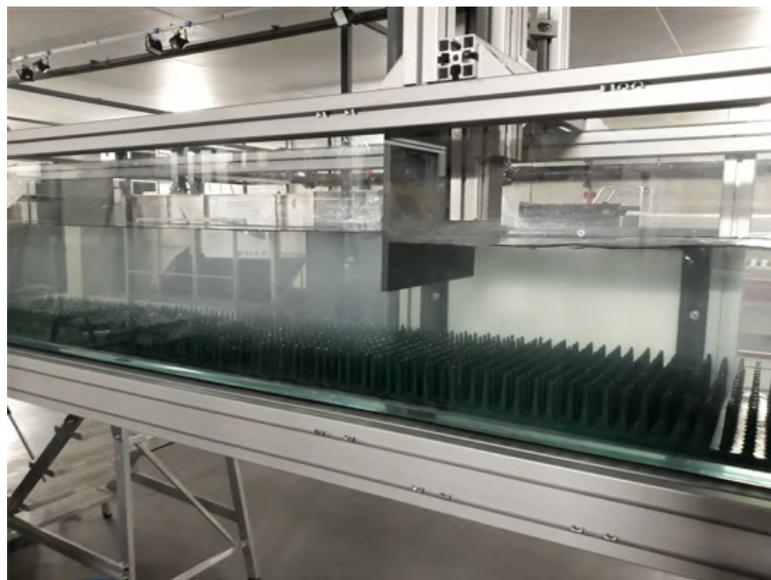


FIGURE 4.10 – photo canal laboratoire. ©Léo Guiot.

Pour la mesure du champ de vitesse, nous avons utilisé la méthode PTV (Particle Tracking Velocimetry) à l'aide d'une caméra rapide. Il s'agit d'une mesure non-intrusive qui permet d'obtenir un champ de vitesse 2D instantané ([Romdhane et al., 2017](#)) intégré sur la largeur du canal.

L'écoulement a été ensemencé par des particules de 1 mm de diamètre et de densité égale à celle de l'eau. L'écoulement est illuminé par panneau de LED de dimension 200*400 mm ce qui permet d'identifier les particules par ombroscopie. Elles ont été filmées par une caméra rapide, ayant une fréquence d'acquisition de 600 Hz. Pour une configuration testée, une série de 6298 images est prise, grâce à ces images il est possible de revenir aux grandeurs moyennes de l'écoulement en s'assurant de la convergence statistique de mesure.

Pour pouvoir comparer l'écoulement au niveau d'une vanne lisse et celui d'une vanne équipée de rugosité au fond, deux séries d'expériences ont été effectuées (voir synthèse dans le tableau 4.1) :

- Pour une vanne avec fond lisse, dix configurations ont été testées. Cette vanne étant parfaitement rectangulaire et bien lisse, la vitesse maximale atteinte en aval de la vanne doit être prédite par l'équation 4.1. Comme nous nous intéressons à des configurations qui donnent des vitesses au niveau de la vanne de l'ordre de 0.6 m/s, nous avons testé des configurations pour lesquelles la différence de hauteur d'eau à la vanne était comprise entre 2 cm et 4 cm. Cette série d'expérience servira donc à valider la capacité du dispositif expérimental à déterminer les champs de vitesses pour des écoulements déjà bien connus. Nous regarderons si la cartographie des écoulements correspond aux résultats obtenus par simulation numérique [Cassan and Belaud \(2012\)](#). Le champ de vitesse moyen doit montrer en aval de la vanne une contraction du jet égal à environ 60 % de l'ouverture.
- Une deuxième série de mesure a été effectuée pour une vanne avec rugosité au fond. Vingt-huit configurations ont été testées, pour des différences de hauteur à la vanne comprises entre 2 cm et 6 cm. Le but est dans un premier temps de faire la cartographie du champ de vitesse moyen, pour déterminer si une diminution de vitesse significative, par rapport au cas à fond lisse, est visible. Dans un second temps, ces mesures nous renseignent sur les gradients de vitesse à la vanne et sur les fluctuations de vitesses qui pourraient alimenter la discussion sur l'attractivité de ce type de solution pour les civelles.

Nom	Rugosité	Q (L/s)	H_u (cm)	Dh (cm)	W (cm)
L ₁	Non	13,9	26,4	4,1	6,0
L ₂	Non	13,9	24,7	1,9	8,8
L ₃	Non	17,0	21,6	4,1	7,2
L ₄	Non	17,1	20,2	2,1	10,0
L ₅	Non	22,5	23,7	3,7	10,0
L ₆	Non	22,5	22,6	2,1	12,5
L ₇	Non	22,4	25,2	5,9	8,1
L ₈	Non	16,9	21,3	1,9	10,5
L ₉	Non	16,9	23,0	3,6	7,7
L ₁₀	Non	14,0	20,7	2,4	7,7
R ₁	Oui	22,8	26,4	4,3	12,5
R ₂	Oui	21,6	27,6	6,2	9,9
R ₃	Oui	21,5	26,1	4,4	10,4
R ₄	Oui	22,8	26,9	5,0	10,4
R ₅	Oui	19,3	24,9	4,1	10,8
R ₆	Oui	19,2	27,4	6,6	8,4
R ₇	Oui	17,3	24,4	4,2	9,4
R ₈	Oui	17,2	25,3	5,6	8,4
R ₉	Oui	17,3	22,6	2,6	11,8
R ₁₀	Oui	19,3	23,6	2,7	13,0
R ₁₁	Oui	21,4	24,0	2,3	15,1
R ₁₂	Oui	15,1	24,4	5,8	7,3
R ₁₃	Oui	15,1	22,4	3,5	9,4
R ₁₄	Oui	15,1	21,2	2,0	11,6
R ₁₅	Oui	17,0	25,5	2,2	12,6
R ₁₆	Oui	16,9	27,3	3,9	9,8
R ₁₇	Oui	13,9	23,9	1,9	10,8
R ₁₈	Oui	13,8	25,4	3,8	8,3
R ₁₉	Oui	22,4	21,8	2,4	14,8
R ₂₀	Oui	22,4	22,8	4,0	12,4
R ₂₁	Oui	17,0	19,2	2,1	12,4
R ₂₂	Oui	17,0	20,9	4,0	9,6
R ₂₃	Oui	13,9	22,5	3,8	8,1
R ₂₄	Oui	13,9	21,0	2,2	9,9
R ₂₅	Oui	16,9	24,1	4,2	9,2
R ₂₆	Oui	16,9	22,1	2,0	12,7
R ₂₇	Oui	22,3	25,9	3,8	12,6
R ₂₈	Oui	22,3	24,5	2,1	15,9

TABLEAU 4.2 – Récapitulatif des configurations des mesures effectuées dans le canal de laboratoire. Q est le débit dans le canal, H_u est la hauteur en amont de la vanne, Dh est la différence de hauteur à la vanne, et W est l'ouverture de la vanne. Pour les cas avec rugosité les hauteurs sont mesurées à partir du fond (à la base des rugosités)

4.4 Résultats

4.4.1 Franchissement de la vanne

Validation de la vitesse limite de nage

Le tableau 4.3 présente les résultats des tests de franchissement dans le canal *in situ* avec un fond lisse.

On commence par analyser les expériences de 2016, avec 4 lots de 200 civelles par vitesses testées dans le canal. Pour une vitesse de 13 cm/s (sans vanne), avec les 4 lots de 200 civelles, on obtient un pourcentage de passage moyen de 84,4 %, avec un écart type de 4,9 %. Pour les 4 lots avec une vitesses de 81 cm/s sous la vanne on obtient 1,5 % de franchissement moyen, avec 2,4 % d'écart type. Pour une vitesse sous vanne de 58 cm/s, on obtient 18,8 % de franchissement moyen, avec 4,6 % d'écart type. Ces résultats nous montrent que pour des vitesses inférieures ou proches de 0,6 m/s, il est possible d'avoir des civelles, dans des proportions non négligeables, qui franchissent la vanne. En revanche, pour des vitesses de 80 cm/s seuls quelques individus arrivent à franchir la vanne (12 individus sur les 800 testés le 23/03/16). Il existe donc des civelles qui sont capables de nager à plus de 60 cm/s, mais au vu de leur faible nombre nous pouvons considérer qu'au-dessus de 80 cm/s une vanne avec fond lisse est quasiment infranchissable. A la fin des 3 tests, 50 individus ayant réussi à franchir l'obstacle et 50 individus n'ayant pas réussi ont été mesurés. Pour le test à 80 cm/s (faible taux de franchissement de l'obstacle) seulement 12 individus ont été mesurés (tableau 4.3). La figure 4.11 montre les résultats de ces mesures de tailles pour les tests à 13 cm/s et 60 cm/s. Aucune différence significative sur les tailles d'individu n'a pu être démontrée entre les tests réalisés en 2016, ni entre les lots d'individus ayant réussi ou n'ayant pas réussi à franchir l'obstacle (Guillemain et al., 2018). Il est à noter que les écarts types entre les 4 répliquats pour les 3 configurations testées sont inférieurs à 5 %. On en conclut que les différents tests de franchissement, effectués la même nuit, sont faits sur une période suffisamment courte pour négliger des effets dus aux conditions du test (heure de la nuit, moment de la marée...). On peut donc comparer les résultats entre 2 expériences de franchissement, à différentes conditions hydrauliques, réalisées la même nuit.

Les tests de franchissement menés en 2017 (pour une vanne à fond lisse) ont été effectués pour des vitesses sous vanne de : 106 cm/s et 94,9 cm/s le 15/02/17, et 84,4 cm/s, 67,7 cm/s et 62,5 cm/s le 16/02/17. Chacun de ces tests a été effectué avec 1 lot de 200 civelles. Pour les 4 vitesses les plus élevées, il n'y a eu aucun franchissement. Pour une vitesse de 62,5 cm/s seulement 2,5 % des civelles ont franchi la vanne alors que le pourcentage de franchissement d'un écoulement avec une vitesse maximale de 13 cm/s était supérieur à 80 %. Le non franchissement de la vanne, avec des vitesses supérieures à 60 cm/s, pour les expériences de 2017, ne résulte donc pas d'un manque de motivation dû à des conditions météorologiques défavorables, mais bien d'une impossibilité physique à franchir des vitesses supérieures à 60 cm/s.

Le pourcentage de franchissement à 60 cm/s semble dépendre des conditions climatiques. En effet, le 16/02/17, seuls 5 individus sur 400 ont franchi des vitesses comprises entre 62,5 cm/s et 67,7 cm/s. Il s'agit de résultats plus proches de ceux obtenus pour une vitesse de 80 cm/s le 23/03/16 que des 15-20 % obtenus pour une vitesse de 60 cm/s le 24/03/16. Or le 16/02/17 il y avait une température de l'eau de 10,4 °C et un coefficient de marée de 73, alors que, le 24/03/16, la température de l'eau était

de 12 °C et le coefficient de marée était de 89. Comme on pouvait s'y attendre, pour comparer deux expériences de franchissement à différentes conditions hydrauliques, il faut, a minima, que les conditions météorologiques soient également comparables (coefficient de marée, température de l'eau, luminosité, moment de la marée...).

Date	Rugosité	Nb de civelles en entrée	Nb de civelles piégées	DH (cm)	Vitesse mesurée à la vanne (cm/s)	% passage
10/03/16	Non	200	174	0	13	87
10/03/16	Non	200	177	0	13	88,5
10/03/16	Non	200	169	0	13	84,5
10/03/16	Non	200	155	0	13	77,5
23/03/16	Non	200	11	6,8	81	5,5
23/03/16	Non	200	0	6,8	81	0
23/03/16	Non	200	0	6,9	81	0
23/03/16	Non	200	1	7,0	82	0,5
24/03/16	Non	200	28	3,7	59	14
24/03/16	Non	200	50	3,5	58	25
24/03/16	Non	200	35	3,5	58	17,5
24/03/16	Non	200	37	3,5	58	18,5
15/02/17	Non	200	196	0	13	98
15/02/17	Non	200	163	0	13	81,5
15/02/17	Non	200	0	9,6	106	0
15/02/17	Non	200	0	4,9	94,9	0
16/02/17	Non	200	184	0	13	93
16/02/17	Non	200	0	5,4	84,4	0
16/02/17	Non	200	0	3,9	67,7	0
16/02/17	Non	200	5		62,5	2,5

TABLEAU 4.3 – Résultats du franchissement de la vanne lisse.

En conclusion, même s'il semble exister des conditions dans lesquelles les civelles peuvent nager un peu plus vite que 60 cm/s sous une vanne à fond lisse, la vitesse seuil moyenne obtenue en laboratoire pour un écoulement établi (McCleave (1980)) est également applicable pour les vannes à fond lisse. C'est la vitesse seuil de franchissabilité que nous retiendrons pour la suite.

Impact de la présence de rugosité sur le franchissement

Le tableau 4.4 présente les résultats des tests de franchissement dans le canal *in situ* pour une vanne avec rugosité effectués les nuits du 15/03/17 et du 26/04/17. Les résultats des tests pour une vanne à fond lisse menés le 24/03/2016 ont été ajoutés. En effet les conditions hydrauliques dans le canal *in situ*, les conditions de température de l'eau, de coefficient de marée, et de luminosité sont comparables à celle du 15/03/2017.

Il est à noter que lors de la nuit du 26/04/17, nous avons eu des difficultés à pêcher un nombre suffisant de civelles. Ceci peut être dû à la température de l'eau et la période de l'année. En effet fin avril correspond à la fin de la période d'arrivée des civelles dans

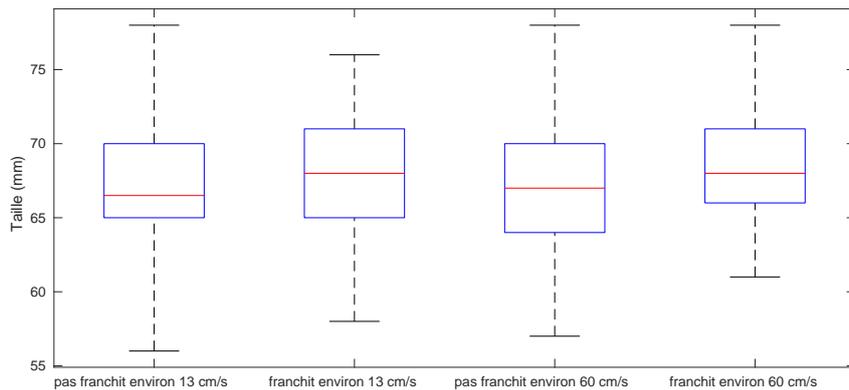


FIGURE 4.11 – Répartition des tailles des civelles, pour les mesures 10/03/16 et du 24/03/16, en fonction de la performance des individus (ayant franchi ou non l'obstacle). Adapté de [Guillemin et al. \(2018\)](#)

l'estuaire de la Charente. Ceci explique la différence dans le nombre de civelles pour les lots testés cette nuit là (un lot de 44 civelles pour un écoulement sans vanne et un lot de 50 civelles pour un écoulement avec un Dh de 3,8 cm).

Pour les tests effectués les nuits du 15/03/17 et du 26/04/17, les tests de motivation (franchissement du canal sans vanne) indiquent que les civelles semblent motivées pour remonter le courant : 95 % de franchissement le 15/03/17 et 72,7 % de franchissement le 26/04/17. Cette différence peut être due au faible nombre de civelles utilisé pour le test du 26/04/17. Lorsque l'on installe la vanne, et que l'on impose une différence de hauteur d'eau qui imposerait une vitesse de 60 cm/s sans les rugosités, on observe qu'il n'y a pas de franchissement de la vanne. Les rugosités ne semblent pas permettre de créer des conditions d'écoulement susceptibles d'améliorer le franchissement de la vanne.

Comme les conditions météorologiques et hydrologiques sont identiques entre le 24/03/16 et le 15/03/2017 nous allons comparer les résultats obtenus pour les mêmes conditions hydrauliques (i.e. à même différence de hauteur d'eau à la vanne). Le 24/03/16, pour un écoulement sous vanne lisse avec une différence de hauteur d'eau de 3,5 cm, 4 lots de 200 civelles ont été testés avec un pourcentage de franchissement moyen de 18,8 %. Le 15/03/2017, pour un écoulement sous vanne avec rugosité de fond et avec une différence de hauteur d'eau de 3,5 cm, 2 lots de 200 civelles ont montré un pourcentage de franchissement moyen de 4 %. Ces résultats semblent indiquer que la présence des rugosités au fond rend la vanne plus difficilement franchissable qu'en l'absence de rugosités.

4.4.2 Analyse de l'écoulement au niveau d'une vanne

L'ajout de rugosité dans le canal *in situ* n'a pas permis d'améliorer le franchissement d'une vanne par les civelles. Nous allons donc maintenant regarder les résultats des champs de vitesses moyens, obtenus dans le canal en laboratoire, pour un écoulement sous vanne sans et avec rugosité. Cela nous permettra de voir si les rugosités permettent une diminution des vitesses moyennes sous la vanne.

Date	Rugosité	Nb de civelles en entrée	Nb de civelles piégées	DH (cm)	Vitesse mesurée à la vanne (cm/s)	% passage
24/03/16	Non	200	28	3,7	59	14
24/03/16	Non	200	50	3,5	58	25
24/03/16	Non	200	35	3,5	58	17,5
24/03/16	Non	200	37	3,5	58	18,5
15/03/17	Oui	100	95	0	NAN	95
15/03/17	Oui	200	10	3,7	NAN	5
15/03/17	Oui	200	6	3,7	NAN	3
26/04/17	Oui	44	29	0	NAN	72,7
26/04/17	Oui	50	3	3,8	NAN	6

TABEAU 4.4 – Comparaison de franchissement de la vanne avec et sans rugosité à des différences de hauteur d'eau et des conditions météorologiques comparables. Pour les expériences avec rugosité les tests de motivation ont été ajoutés pour discuter les pourcentages de franchissement mesurés.

Vitesses au niveau d'une vanne lisse

La figure 4.12 montre le champ de vitesse moyen obtenu pour l'expérience de vanne lisse L_1 . On retrouve bien un jet, avec de fortes vitesses moyennes en aval de la vanne. Cette forme d'écoulement est retrouvée pour les 10 expériences d'écoulement sous vanne lisse effectuées dans le canal en laboratoire. La figure 4.13 nous montre que le maximum de vitesse dans le jet, mesuré en laboratoire, suit bien l'équation 4.1. Sur cette courbe, ont aussi été ajoutées les mesures de vitesses effectuées dans le canal *in situ*. Pour ces mesures, on observe que les vitesses mesurées dans le canal *in situ* sont environ 25% plus faibles que celles prédites par l'équation 4.1. Cette différence est due au fait qu'il y avait une contraction latérale de l'écoulement au niveau de la vanne dans le canal *in situ*. En aval de la vanne, la section d'écoulement s'élargit brusquement, ce qui a tendance à diminuer les vitesses dans le jet en aval. En dépit de cet écart, on retrouve une dépendance de la vitesse sous la vanne du canal *in situ* qui dépend de \sqrt{Dh} . Notre canal en laboratoire nous permet donc d'estimer correctement les champs de vitesse moyens au niveau d'une vanne. De plus le canal *in situ* nous donne une évolution de la vitesse en fonction des conditions hydrauliques similaire à celle observée dans le canal en laboratoire.

Écoulement au niveau d'une vanne avec rugosité de fond

La figure 4.14 montre le champ de vitesse moyen obtenu pour l'expérience de vanne avec rugosité de fond R_7 . En comparant avec la figure 4.12 (qui montre le champ de vitesse sous une vanne lisse pour le même Dh), nous pouvons voir qu'il y a une diminution des vitesses au niveau des rugosités. Pour caractériser cette diminution nous avons décidé de regarder le maximum de vitesse moyenne à mi-hauteur des rugosités. Le résultat est visible sur la figure 4.14 (le cadre rouge indique la hauteur où est regardé le maximum de vitesse moyenne). On peut voir que la vitesse moyenne à mi-hauteur des rugosités est de 70 % plus faible que le maximum pour une vanne lisse. On remarque que pour les différences de hauteur testées, le maximum de vitesse moyenne à mi-hauteur des rugosités semble dépendre uniquement de Dh . De plus, la figure 4.12 ne montre la vitesse maximale qu'à une hauteur fixe dans les rugosités. Au fond

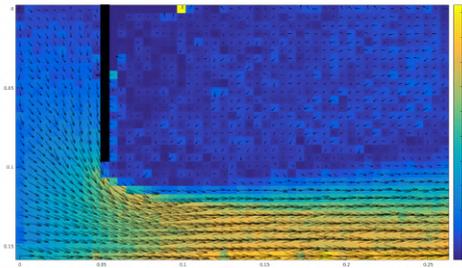


FIGURE 4.12 – Exemple d'un champ de vitesse moyenne mesurée par PTV pour une vanne à fond lisse.

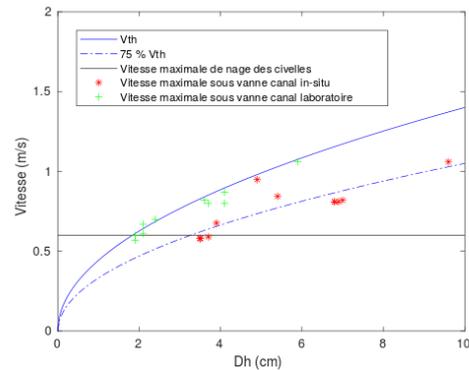


FIGURE 4.13 – Courbe des vitesses maximales mesurées dans les canaux, pour une vanne lisse. La vitesse de nage maximale des civelles est celle mesurée en laboratoire par McCleave (1980).

la réduction de vitesse moyenne est supérieure à 70 %. Les rugosités réduisent donc drastiquement la vitesse moyenne au fond. Cela indique que pour les test de franchissement de vanne avec rugosité, les vitesses moyennes dans les rugosités étaient compatibles avec la vitesse de nage des civelles. Pour estimer la franchissabilité par des civelles d'une vanne avec des rugosités au fond, la vitesse moyenne ne semble donc pas le seul critère à prendre en compte.

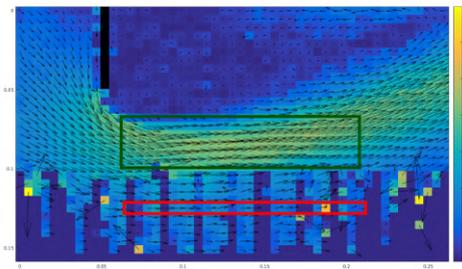


FIGURE 4.14 – Exemple d'un champ de vitesse moyenne mesurée par PTV pour une vanne avec rugosité de fond. La zone en vert est la zone où est évalué le maximum de vitesse dans le jet au-dessus des rugosité. La zone en rouge est la zone où est évalué le maximum de vitesse au milieu des rugosités.

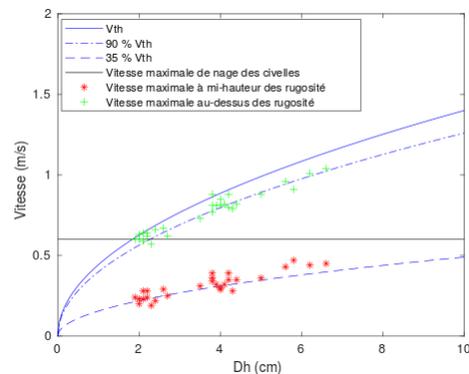


FIGURE 4.15 – Courbe des vitesses maximales mesurées dans le canal en laboratoire, pour une vanne avec rugosité au fond. La vitesse de nage maximale des civelles est celle mesurée en laboratoire par McCleave (1980).

Comparaison écoulement sous vanne sans et avec rugosité :

Les figures 4.16 et 4.17 comparent un écoulement pour une vanne lisse et un écoulement pour une vanne avec rugosité de fond, dans les mêmes conditions hydrauliques. La figure 4.16 montre, pour une vanne lisse (Expérience L₃), la variation spatiale de la norme de la vitesse, la variation spatiale de la composante longitudinale, et la variation spatiale de la composante verticale. La figure 4.17 montre, pour une vanne avec rugosité (Expérience R₇), la variation spatiale de la norme de la vitesse, la variation spatiale de la composante longitudinale, et la variation spatiale de la composante verticale. On

peut voir que la présence des rugosités modifie la forme du jet en aval de la vanne. Le jet se redresse rapidement en aval de la vanne, avec apparition de gradients de vitesse moyenne verticale.

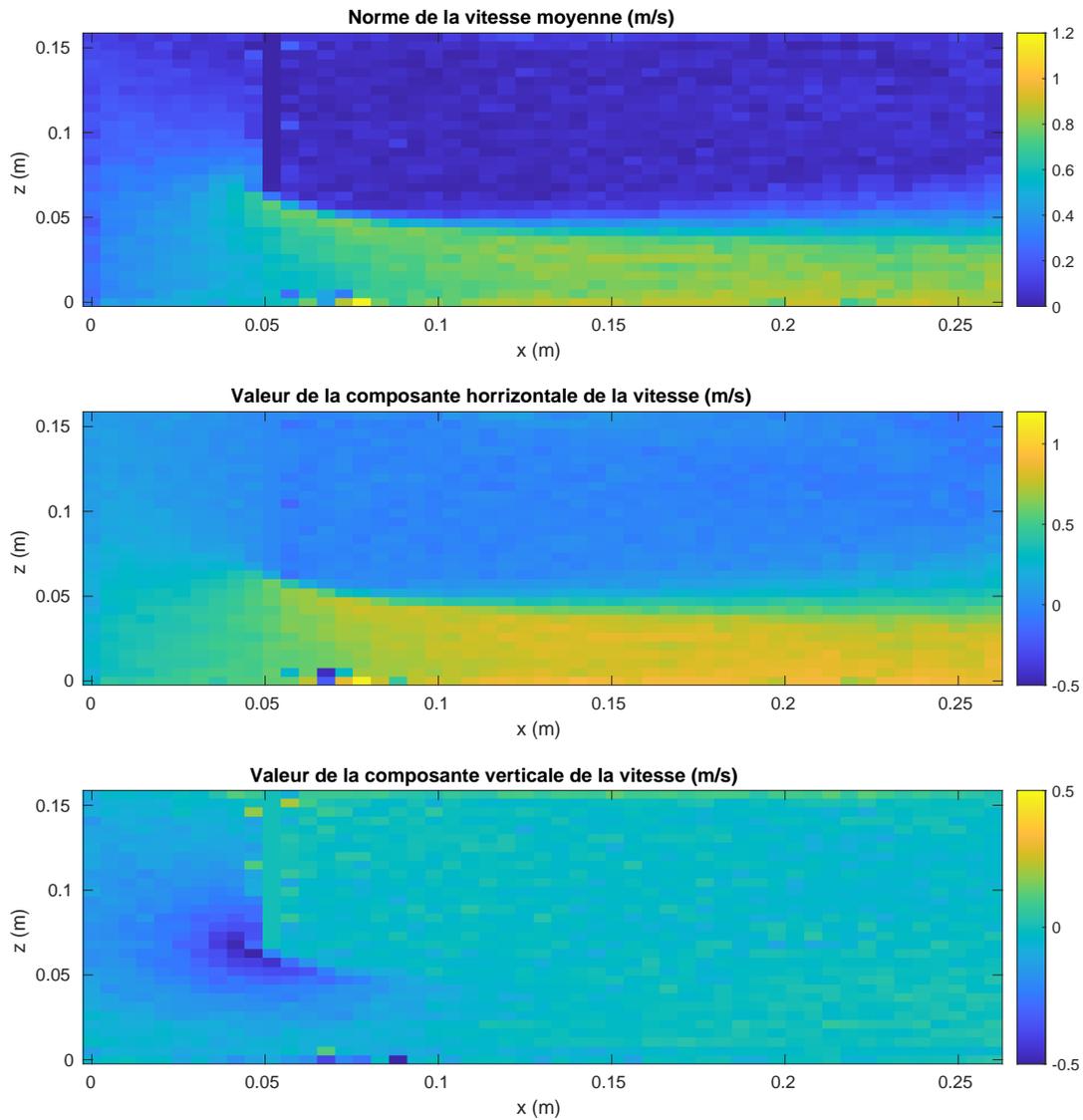


FIGURE 4.16 – Cartographie de la norme de la vitesse et de valeur des composantes longitudinale et verticales de la vitesse, au niveau de la vanne, pour l'expérience L_3 .

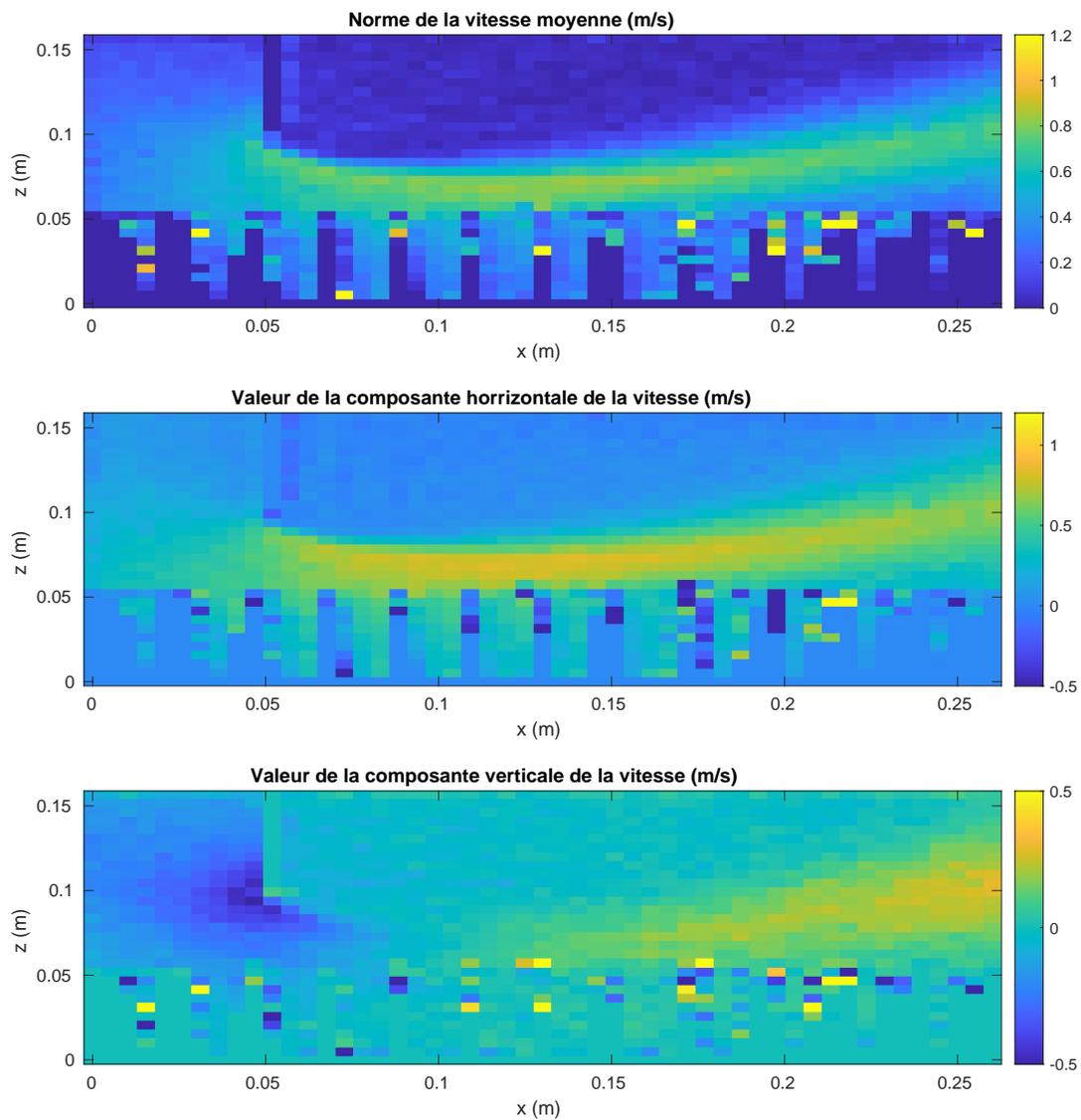


FIGURE 4.17 – Cartographie de la norme de la vitesse et de valeur des composantes longitudinale et verticales de la vitesse, au niveau de la vanne, pour l'expérience R₇.

4.5 Discussion

4.5.1 Modification de l'écoulement par les rugosités

Les figures 4.16 et 4.17 montrent que l'ajout de rugosité modifie plus que la vitesse moyenne. On modifie la forme de l'écoulement. On voit l'apparition de gradients de vitesse verticaux. Ce type d'écoulement est répulsif pour bon nombre d'espèces piscicoles. Dans la conception des dispositifs de franchissement, il s'agit d'une caractéristique que l'on essaye d'éviter. De plus, on n'a pas d'information sur la vitesse moyenne latérale V et la variation de vitesse latérale v' . Or il y a probablement, avec les rugosités, a minima apparition de fluctuations de la vitesse moyenne latérale. Ces modifications ont probablement un impact sur le non franchissement par les civelles de la vanne avec des rugosités au fond. En effet, les modifications du champ de vitesse moyen peuvent impacter les stratégies d'approche des civelles au niveau de l'ouvrage.

Dans cette étude nous avons vu que l'ajout de rugosité au fond modifie fortement l'écoulement sous la vanne. Il serait intéressant de faire des études en fonction de différents types de rugosité : rapport de forme, taille, porosité/densité,... afin de savoir s'il est possible de contrôler les impacts sur les diverses grandeurs : vitesse moyenne, turbulence, pression, contrainte de frottement et cisaillement... Bien entendu, pour le cas de la civelle, ce type d'étude doit être mené en parallèle d'études sur le comportement. Pour l'instant, au niveau de l'écoulement, le seul critère que l'on ait concernant la civelle est sa vitesse de nage maximale. Or nos résultats montrent que la vitesse maximale de l'écoulement sous la vanne est un critère nécessaire mais non suffisant au franchissement. Cette constatation est en accord avec de précédentes études qui montrent qu'il y a d'autres grandeurs de l'écoulement à prendre en compte, en plus de la vitesse moyenne, pour estimer le franchissement d'un ouvrage (partie 1.2.5).

4.5.2 Canal en laboratoire, canal *in situ*, ouvrage réel : que choisir ?

canal *in situ* vs canal réel Il existe des différences entre la vanne dans le canal *in situ* et une vanne dans un canal de marais rétro-littoraux. Il est donc nécessaire de regarder si certaines d'entre elles doivent être prises en compte pour transposer les résultats obtenus dans le canal *in situ* aux vannes des marais. Notre canal *in situ* a été construit en inox avec des parois moins rugueuses que les ouvrages construits en marais (qui ont généralement des radiers en béton). De plus le long des berges en amont et en aval des ouvrages il y a généralement des hétérogénéités (herbiers, plantes, cailloux, ...). Ces rugosités peuvent freiner l'écoulement et créer des zones de plus faible vitesse au niveau de la vanne. Toutefois, cela n'est pas gage d'une meilleure franchissabilité comme nous l'avons vu dans cette étude. En freinant l'écoulement, ces bords rugueux peuvent aussi créer des tourbillons dans lesquels les civelles pourraient se perdre. Ces tourbillons sont moins marqués dans notre canal *in situ*. Le fait que notre vanne soit un modèle réduit impose que la taille de la colonne d'eau sous laquelle les civelles doivent évoluer n'est pas la même que dans un vrai canal.

Cependant le 24/03/2016, 150 civelles sur 800 ont franchi, dans le canal *in situ*, un écoulement sous vanne. Cette nuit là on avait imposé une vitesse de 60 cm/s sous la vanne. Il y avait une hauteur d'environ 40 cm dans le canal. Les civelles sont donc susceptibles de franchir un orifice situé à une profondeur de 40 cm, pour peu que les conditions d'écoulement soient compatibles avec leur capacité de nage. Cela est une information importante. En effet il semble donc possible de faire passer des civelles

par un écoulement en sous-verse, l'écoulement en surverse étant le plus risqué d'un point de vue du braconnage.

Dans les canaux de marais rétro-littoraux l'eau peut être chargée en matière en suspension. Cela imposerait une contrainte pour des dispositifs avec des rugosités sous vanne, si on venait à trouver une géométrie qui favorise le franchissement. En effet du fait de la réduction de vitesse au fond, le dispositif de rugosité au fond risquerait de s'ensaver. Ce type de dispositif aurait donc besoin de visites de contrôle et d'entretien régulières.

canal en laboratoire vs canal *in situ* L'écoulement autour d'une vanne sur fond lisse mesuré en laboratoire est conforme aux résultats obtenus dans d'autres études (Cas-san and Belaud, 2012) car nous avons veillé à respecter la similitude de Froude par rapport à un écoulement classique de vanne noyée. Par contre, pour l'étude avec rugosités, nous avons privilégié une similitude de Reynolds dans les rugosités entre le canal *in situ* et le laboratoire de façon à pouvoir conclure sur les profils de vitesses, les agitations turbulentes et la franchissabilité. Pour cela nous avons fixé la vitesse grâce à Dh et les longueurs caractéristiques sont identiques car on utilise les mêmes rugosités. Ceci implique que l'ouverture par rapport aux rugosités n'est pas en similitude de Froude. La principale conséquence est que la forme de l'écoulement au-dessus des rugosités peut varier entre le laboratoire et le canal *in situ*. En particulier la zone de mélange au-dessus des rugosités peut changer à cause d'une épaisseur du jet différente. Les mêmes conclusions pourraient être faites si on extrapole les données du laboratoire à une vanne réelle, à moins d'envisager des rapports de rugosités égaux au rapport d'ouverture. Néanmoins ces fortes rugosités entraîneraient des impacts sur la débitance des vannes et des problèmes d'entretien.

Notons que pour l'extrapolation à l'échelle réelle, il convient de prendre en compte des configurations existantes qui pourraient modifier l'écoulement et perturber le franchissement, on peut citer l'élargissement des parois latérales ou la variation de fond à proximité (marche, dénivelée). L'élargissement dans le canal *in situ* implique une différence dans le jet en aval de la vanne. En effet cet élargissement de l'écoulement diminue la vitesse maximale dans le canal et la localisation de ce maximum. Il se trouve plus proche de la vanne dans le canal *in situ*. De plus cet élargissement provoque probablement une augmentation des fluctuations des vitesses transversales. Nous devons donc être prudents en nous servant des mesures dans le canal en laboratoire pour déterminer quantitativement les caractéristiques de l'écoulement au-dessus des rugosités dans le canal *in situ*.

4.5.3 Avantages et contraintes de la méthode du canal *in situ*

Lors de cette étude un dispositif innovant a été testé : le canal *in situ*. Il a été mis en place car il présente des avantages par rapport à la mesure en laboratoire. Grâce à lui, il est possible de tester les capacités de nage d'un poisson quelques minutes après qu'il ait été pêché. Si les poissons sont pêchés à un moment où ils sont en activité de nage, alors on teste leurs capacité de nage à un moment où ils sont motivés pour se déplacer. Il permet de garder une stabilité des paramètres environnementaux (qualité de l'eau, température, effet de la marée,...) entre les conditions dans lesquelles les poissons se trouvent lorsqu'ils migrent (et sont pêchés) et les conditions dans lesquelles ils sont testés. Il garantit aussi une stabilité des paramètres environnementaux, pendant

les tests : qualité de l'eau, température, effet de la marée... De plus ce dispositif s'affranchit du stress induit par un transport des poissons entre le lieu de pêche et le lieu d'expérimentation. Cela implique aussi une diminution du nombre de manipulations des poissons dues aux transports et aux stabulations en laboratoire. Avec le canal *in situ*, il est possible de tester les capacités de nage des poissons en n'ayant manipulé un poisson qu'une seule fois avant le test (on le pêche et on le place directement dans le canal).

En plus des avantages du canal *in situ*, notre mesure de comportement avait un autre avantage : celle du test par lot. En testant les poissons par lot de 200, il est possible de prendre en compte des effets de groupe sur le comportement des poissons. Par exemple, un individu qui aurait un comportement plus "débrouillard" que ses congénères, pris individuellement, et qui influencerait le groupe dans sa capacité de prospection et franchissement.

Il est à noter que la méthode de détermination de la vitesse franchissable avec des lots peut être biaisée. En effet, à partir de quel pourcentage de franchissement considérons nous que la vanne est franchissable et que l'effet de l'obstacle sur la continuité écologique est faible? Est-ce lorsqu'au moins de 20% des civelles ont franchi la vanne ou est-ce lorsque toutes les civelles ont franchi la vanne? De plus, dans quelles conditions météorologiques les mesures ont-elles été effectuées? Par exemple deux tests à deux températures différentes peuvent donner des résultats différents. Dans notre cas, cela peut amener à un écart de quelques dizaines de cm/s. Dans leur étude sur la vitesse de nage maximale des juvéniles d'anguilles Australiennes (*Anguilla australis* et *Anguilla reinhardtii*), **Langdon and Collins (2000)** recensent 12 études sur les capacités de nage de civelles de 5 espèces d'anguilles différentes. Pour une même espèce, ils trouvent dans la littérature des écarts de quelques dizaines de cm/s entre les vitesses de nage maximales des civelles lorsque l'on fait varier certains paramètres : température de l'eau, taille des individus, pourcentage d'individus ayant soutenu la vitesse de nage ...

La mesure en canal *in situ* présente aussi quelques inconvénients. Le principal est qu'elle est soumise aux aléas des mesures sur le terrain. En effet on contrôle beaucoup moins les conditions qu'en laboratoire. Le canal permet peut-être un contrôle des conditions d'écoulement, par contre on n'a aucune prise sur les conditions météorologiques et hydrologiques. Il est donc compliqué de faire des répliqués, entre 2 nuits différentes, dans les mêmes conditions. Cela rend aussi difficile les comparaisons entre les mesures effectuées à différentes nuits. Il est donc difficile d'identifier des comportements nouveaux dans un canal *in situ*. Il s'agit plus d'un dispositif permettant de tester les limites des comportements identifiés en laboratoire et pour voir si certains biais de la mesure de comportement en laboratoire n'auraient pas un impact sur les valeurs quantitatives de vitesse de nage par exemple.

4.6 Conclusion

Nous pouvons conclure que le dispositif de canal *in situ* est une bonne manière de tester les limites de capacité de nage d'une espèce piscicole qui auraient été identifiées en laboratoire. En effet, il offre un compromis entre contrôle de l'écoulement imposé et mise en place des poissons dans des situations semblables à celles qu'ils rencontrent lorsqu'ils sont en mouvement.

Nos expériences, menées lors de cette étude, nous amènent à conforter les études

effectuées précédemment sur les vitesses de nage limites des civelles. En effet, les mesures *in situ* ne montrent pas d'écart important avec les mesures faites en laboratoire. Les pourcentages de franchissement pour les vannes imposant des vitesses supérieures à 60 cm/s sont, soit nuls, soit inférieurs à 5,5 %. Les pourcentages non nuls, pour des vitesses supérieures à 60 cm/s, peuvent être explicables par la possible présence d'individus plus performants que la moyenne, et des conditions climatiques fortement favorables. Mais cela reste un pourcentage trop faible pour conclure que les civelles peuvent significativement franchir une vanne avec 80 cm/s si les conditions climatiques leur sont favorables. C'est pourquoi nous supposons qu'il est compliqué, voire impossible, de faire passer une vanne qui impose une vitesse supérieure à 60 cm/s sans un dispositif de franchissement (ex : rampe à reptation pour les civelles) efficace. Cela implique que les vannes qui imposent un étagement supérieur à quelques centimètres (la valeur est fonction de la géométrie de la vanne) sont infranchissables. Lorsque plusieurs vannes sont présentes sur un réseau hydrographique, il faut prendre en compte les effets cumulatifs pour évaluer l'accessibilité des différentes parties du réseau. Par exemple, si on considère que 20 % des civelles se présentant à une vanne la franchissent, alors seulement 4 % des civelles se présentant sur un cours d'eau avec deux vannes arriveraient en amont du cours d'eau.

A l'heure actuelle, pour diminuer les vitesses moyennes au niveau de la vanne sans trop modifier la forme de l'écoulement, la meilleure solution semble être le dés-étagement temporairement de la vanne pour avoir des vitesses faibles, voire nulles, sous la vanne. Cela demande une modification des règles et habitudes de gestion des niveaux d'eau dans les canaux. Pour les réseaux soumis à l'influence de la marée, il est envisageable de se servir des variations de niveaux d'eau quotidiennes pour obtenir un dés-étagement temporaire de manière périodique (à marée haute). C'est l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 5

An hydraulic approach to conciliate local management needs and fish passage in coastal open fresh marshes

« *Tout est possible,
tout est réalisable,
c'est le jeu de la vie*
»

Télémagouille - les inconnus

Sommaire

Introduction de l'étude	112
5.1 Introduction	114
5.2 Ecological and management context	116
5.2.1 Study area and targeted species	116
5.2.2 Hydraulic context and infrastructures	116
5.2.3 Water Management Objectives	119
5.2.4 Hydraulic data	119
5.3 Modelling strategy	124
5.3.1 Description of the hydraulic model	124
5.3.2 Alternative management scenarios to improve eel passage	128
5.3.3 Indicators for the evaluation of management scenarii	132
5.4 Results	133
5.4.1 Passive management	133
5.4.2 Active management	133
5.5 Discussion	139
5.5.1 From local to network scale : dealing with backwater and unsteady flow	139
5.5.2 Passive management : a soft solution to improve fish passage continuity	139
5.5.3 Toward advanced control strategies	140
5.5.4 Hydraulic modelling for water management and ecological issues	140
5.6 Conclusion	141

Introduction de l'étude

Ce chapitre a été publié sous forme d'un article (Guiot et al. (2020b)). Il est ici retranscrit en anglais, avec le texte et les figures publiées par l'éditeur. Cependant la mise en page a été modifiée pour être homogène avec le reste du manuscrit, et aussi pour éviter les problèmes de droits avec l'éditeur qui a publié l'article.

Cet article a été écrit par Léo Guiot, Ludovic Cassan, David Dorchies, Pierre Sagnes et Gilles Belaud. Il a été proposé au Journal of Ecohydraulics, qui l'a accepté le 02 Juillet 2020 et publié sur son site web le 08 septembre 2020 (au moment où le manuscrit est déposé il n'est pas encore publié au format papier).

Franchissabilité des ouvrages d'étagement

Dans les marais rétro-littoraux, l'écoulement de l'eau est régulé par de nombreux ouvrages qui sont des obstacles à la migration des civelles. C'est le cas du marais de Charras. En effet nous avons détaillé les différents ouvrages présents sur ces réseaux dans le chapitre 2. On peut classer les ouvrages en deux catégories en fonction des services qu'ils rendent et des solutions pour améliorer la migration qu'ils nécessitent.

Dans le chapitre 3, nous avons étudié les ouvrages à la mer et les adaptations nécessaires pour rétablir la continuité piscicole. Cependant les ouvrages de régulation à l'intérieur du réseau (vanne ou seuil) doivent aussi être franchissables. Dans le chapitre 4, nous avons étudié les caractéristiques locales des écoulements autour de ces ouvrages. Nous avons conclu que des dispositifs mécaniques sont peu efficaces pour rétablir la continuité. Aussi, il nous apparait maintenant nécessaire d'envisager une modification de la gestion du réseau. Ceci aura pour conséquence de diminuer les vitesses d'écoulement aux ouvrages et ainsi de rendre plus facile leur franchissement par les civelles. Nous espérons obtenir des vitesses plus faibles que 0,6 m/s qui a été identifiée comme limite dans le chapitre 4.

Cette nouvelle gestion ne doit pas entrer en conflit avec les utilisateurs actuels du canal de Charras : agriculteurs, éleveurs, riverains,... Il s'agit donc de trouver un compromis entre les besoins en gestion de l'eau, en termes de maintien de niveau d'eau et de drainage, et les besoins des civelles, en termes de vitesse sous vanne.

Modèle hydraulique

Pour pouvoir tester différentes gestions, sans altérer le fonctionnement actuel du réseau, nous avons développé un modèle numérique. Ce modèle nous permet de tester et comparer différentes gestions. Le réseau hydrographique modélisé est celui de Charras et il est schématisé sur l'image 5.1. Il est composé de 7 biefs (principaux & latéraux) et est régulé par plusieurs ouvrages (vannes, portes à flot, clapet,...).

Modèle numérique

Ce modèle est basé sur les équations de Saint-Venant 1D. Ces équations nous permettent de déterminer la hauteur d'eau à toutes les abscisses des biefs modélisés. Ces équations sont présentées dans le Chapitre 2.

L'impact des ouvrages est représenté par les lois d'ouvrages qui permettent de faire le lien entre les hauteurs d'eau amont et aval d'un ouvrage et le débit transitant par l'ou-

vrage. Pour les ouvrages à la mer présents dans le réseau (la porte à flot et les clapets) les lois d'ouvrages utilisées sont celles présentées dans le Chapitre 3.

Le modèle a été réalisé avec le logiciel SIC2. Cependant, ce n'est pas le seul logiciel permettant de réaliser ce type de modélisation. La méthodologie utilisée dans la suite peut être transposée sur tout logiciel résolvant les équations de Saint-Venant 1D et intégrant les lois des ouvrages présents sur le réseau.

Les entrées du modèle

Pour utiliser ce modèle, il faut avoir des données hydrauliques et de gestion à mettre en entrée. Les données hydrauliques nécessaires sont : le débit moyen journalier qui arrive en amont et l'évolution du niveau de l'eau en aval du réseau. En plus de ces données, il faut des consignes de gestion (ouverture de vanne, hauteurs de seuils,...).

Les jeux de données d'entrée peuvent être de deux types :

- Des mesures : Il s'agit de données enregistrées sur le réseau, et représentant donc des configurations réelles. Elles servent à caler les différents paramètres du modèle : coefficient de Strikler (pour les équations de Saint-Venant) ou coefficient de débit (pour les lois d'ouvrage). Elles servent également à vérifier que le modèle est capable de représenter des conditions réelles, et réagit comme le système réel.
- Des cas tests : Lorsque le modèle est calé, on impose des marées synthétiques ou des hydrogrammes prédéfinis. Cela permet de visualiser la sensibilité du modèle aux conditions aux limites. On peut également chercher à optimiser des scénarios de gestion pour des conditions hydrologiques déterminées.

Les sorties du modèle

Nous pouvons diviser les résultats du modèle en deux catégories : ceux caractérisant les besoins en terme de gestion et ceux estimant les possibilités de franchissement de l'ouvrage à rendre franchissable.

Le modèle permet d'obtenir pour un jeu de données hydrauliques (débits amonts, marnage à l'aval, ...), et de gestions (ouvertures de vannes, ...), la hauteur d'eau dans les différents biefs. Il permet aussi d'obtenir les volumes transitant par chaque ouvrage. Cela permet de calculer les volumes drainés par chaque ouvrage du réseau et aussi d'estimer les volumes d'eau venus de l'estuaire. Comme résultats hydrauliques, nous avons fait les mêmes choix que pour le Chapitre 3. Pour l'impact sur les hauteurs d'eau nous avons utilisé un critère d'évaluation des gestions sur les hauteurs moyennes, en amont de certaines vannes. Nous avons également utilisé comme critère d'évaluation des gestions, le ratio volumique comparant le volume d'eau entrant dans le marais et le volume d'eau sortant du marais.

Avec les résultats hydrauliques fournis par le modèle (hauteur d'eau et débit au niveau des ouvrages hydrauliques), il est possible d'estimer la vitesse de l'écoulement au niveau des ouvrages d'étagement. Grâce à cela, il est possible de savoir si à un moment de la marée il y a eu des vitesses inférieures à 60 cm/s. Il est aussi possible d'estimer combien de temps par marée la vitesse est restée inférieure à 60 cm/s.

Abstract

Water control structures, used to regulate water levels and flow exchange in coastal marshes, act as barriers during fish migration between the ocean and brackish or freshwater ecosystems. Usual fish pass solutions may be unsuitable for obstacles subject to significant water level variations such as tidal range. This study proposes new solutions that were developed, implemented and evaluated on a marsh controlled by a series of hydraulic structures. These solutions were based on soft physical modifications (passive management) of the control gates, and on adaptations of their operation rules (active management). To evaluate the impacts of these adaptations, a hydraulic model of the marsh was built. It solves the one-dimensional Saint-Venant equations and appropriate gate equations. The model was used to identify management rules of control structures in a way to improve fish migration without significantly affecting the initial hydraulic management of the marsh (i.e. targeted seasonal water levels). It was also showed that fish passability of upstream structures could be improved by managing downstream ones. It was concluded that the combination of active and passive management of water control structures could largely increase the passability of these obstacles during glass eel migration, while limiting seawater intrusion in the marsh and maintaining water levels into a range compatible with marsh management needs.

Keywords :

Ecological continuity; Sluice gate; Tide gate; Open-channel control; Water management

5.1 Introduction

In many coastal areas, open marshes have been controlled for centuries in order to increase land-use for agriculture, pasture, and to contribute to flood prevention. This has led to the channelization of the marshes and a flow control based on hydraulic structures, such as sluice gates and weirs in order to maintain water levels around targeted values, to regulate seawater inflows, and to control wetland drainage. In addition, specific hydraulic structures have been designed to operate automatically (thanks to the hydrostatic pressure) in response to the tide, to prevent salt intrusion and tidal flood issues (Giannico and Souder, 2005). However, these coastal hydraulic structures create physical barriers and, sometimes, subsequent flow conditions which constrain fish passage : sluice gates impose large flow velocities by contracting the flow, tide gates are physical barriers at high tide (Doehring et al., 2011; Wright et al., 2014), while weirs create water falls (Amaral et al., 2016). Therefore, all these structures may have an effect on fish migration either by stopping individuals and preventing them from reaching suitable habitats to spawn or to grow, or by adding a delay in their migration time (Ovidio and Philippart, 2002). This delay may result in fish arriving in these habitats under unfavourable environmental conditions. These ecological consequences participate in the decline of some fish populations or species, such as the European eel (*Anguilla anguilla*) (Feunteun, 2002; Bult and Dekker, 2007)

Since 1980, this species has lost around 90 % of its population (Feunteun, 2002), making it a severely endangered specie according to IUCN. During the past decades, va-

rious technical solutions have been developed to restore fish passage, such as fish ladders (Larinier, 2002b; Katopodis and Williams, 2012), fish lifts (Travade and Larinier, 2002) or rock ramps (Katopodis et al., 2001). Some authors also proposed soft modifications (i.e. that do not require an important upgrading of the structures), like placing blocks in a culvert (Franklin and Bartels, 2012; Newbold et al., 2014), installing a bristle or studded ramp on a weir (Kerr et al., 2015; Vowles et al., 2017), or making permanent openings in an existing structure (?). Moreover, considering that gates can be actuated based on different rules, management of movable control structures could integrate criteria to improve fish passage (Mouton et al., 2011, 2012).

In a regulated open channel network, there are usually several hydraulic structures, implying a cumulative effect on fish migration processes (Lucas et al., 2009) and a fragmentation of habitats in the concerned water bodies. Therefore, restoring fish connectivity supposes to act on all (or nearly all) the structures acting as barriers in order to achieve a significant increase in connectivity at the network level. The issue of prioritization of barrier removal was studied in river contexts (Mouton et al., 2007; O'Hanley, 2011; Shaw et al., 2016), e.g. by mixing economic and ecological criteria, but, to our knowledge, no comparable methodology is available in the context of coastal networks characterized by strong seawater influence on both water level and salinity, which should be considered when designing solutions to improve fish passage (?Roman et al., 1995).

In addition, fish passage solutions adapted to river environments may not be adequate for coastal networks, due to highly fluctuating flow conditions due to tide and/or variations of river flow. For example at low tide, a high water level difference between the upstream and the downstream parts of an obstacle may induce harsh flow conditions in the basins of a pool-type fishpass. At high tide, for the same fishpass, the downstream basin(s) would be submerged, making its entrance unattractive for fish. In a regulatory context that imposes effective solutions for restoring ecological continuity in some freshwater bodies, which is currently the case in France, managers have therefore to propose innovative solutions that could be adapted to the particular context of marshes.

In this context, the originality of this study is to consider a series of hydraulic structures, and their cumulative effects on fish passage continuity, in a coastal open-channel network. The goal is to explore and design low-cost solutions to improve this continuity through management operations, while keeping the original purpose of the infrastructure.

More specifically, we intend to show that (i) soft modifications of one control structure (e.g. small alterations such as adding blocks to a tide gate) could improve fish passage both locally and at a larger spatial scale in the marsh, (ii) management strategies could be designed to improve fish passage continuity based on soft modifications of structures and the adaptation of existing rules for gate opening, (iii) these strategies can be explored and optimized using a specific hydrodynamic model that solves the Saint-Venant equations, including models of the structures.

For this purpose, we selected a marsh on the French Atlantic Coast comprising a channelised river and some tributaries, where water levels are controlled by hydraulic structures (sluice gates, flap gates) originally installed for agricultural uses (irrigation and drainage). A numerical model was developed and calibrated in order to simulate different management scenarios, and to identify new options to increase fish passage while taking into account hydraulic interactions between structures.

This article is structured as follows. The first section describes the study area, the targeted fish species and the measurements used to calibrate the model. The second section presents the modeling approach and the criteria used to compare diverse management strategies. The results section analyzes different options for the design and operation of control structures. Finally, the discussion section presents the effects of the interaction between structures in a tidal environment, and pathways to improve fish passage continuity by adapting these structures.

5.2 Ecological and management context

5.2.1 Study area and targeted species

The freshwater marsh of Charras, on the French Atlantic Ocean coast, serves as case study in which we consider the passage continuity during European eel (*Anguilla anguilla*) migration. Charras marsh (Figure 5.1) is connected to the Charente river estuary (45°53'30.2"N, 1°00'11.8"), 5 kilometers from the Atlantic Ocean, and drains a watershed of around 300 km². The marsh is largely influenced by tidal movements, with a maximal water level amplitude of 5 m. Therefore tide gates have been placed at the confluence between the Charente river and the Charras Canal, the main drain of the marsh. This drain, a former tributary river of Charente River, was channelized between the Middle-Ages and the early nineteenth century.

This marsh (as many others on the French Atlantic coast) represents a suitable habitat for the European eel during its growth period. This species is a catadromous fish that migrates into freshwater to grow and mature after being spawned at sea. The access to suitable fresh water growth habitats is a key factor for the species survival. During the period of their recruitment in French estuaries (mainly between February and April), eels are at a life-stage called glass eel. At this stage, individuals are unpigmented and less than 10 cm in length. It is a transitional stage between the leptocephal larval stage and the pigmented juvenile elver stage. According to McCleave (1980), elvers have a burst swimming capacity of 0.6 m/s. Consequently, flow velocities nearly equal to or higher than 0.6 m/s, often encountered at the level of water control structures (e.g. under sluice gates), may theoretically be impossible to cross by glass eels and elvers. Therefore, all the structures located in the marsh can be suspected to create barriers during young eel migration from the ocean to the marsh habitats.

Currently the most usual solution for glass eel passage at physical obstacles consists of climbing ramps (Porcher, 2002). Their efficiency mainly depends on the type of substrate used (?), the water temperature (Linton et al., 2007), the hydraulic conditions on the ramp, and the attraction flow rate (Piper et al., 2012). Unfortunately, such devices concentrate glass eels in small areas and out of the water, which facilitates illegal fishing. Moreover, it seems that, when the air temperature is low, glass eels do not use these ramps (pers. obs.). All these reasons make climbing ramps not well adapted for environments such as Charras fresh marsh, so other types of solutions are necessary to be studied.

5.2.2 Hydraulic context and infrastructures

The Charras canal is approximately 20 kilometers long. To avoid sea water intrusion in the marsh, a side hinged tide gate (T₁) has been installed at the mouth of Charras

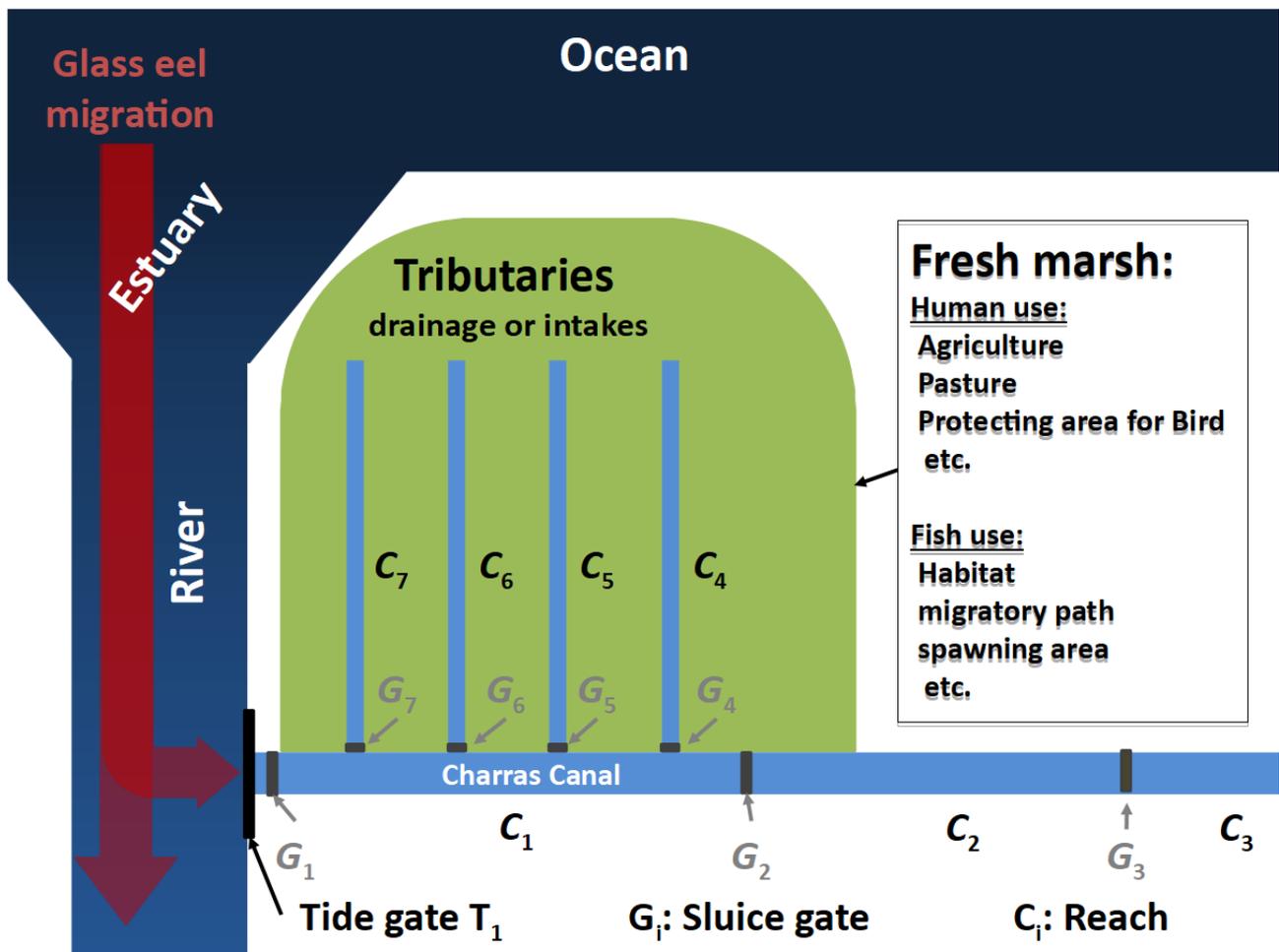


FIGURE 5.1 – Charras network schematic map and examples of marsh water uses. G₄, G₅, G₆, and G₇ gates are coupled to flap gate to prevent salt water intrusion in tributaries.

marsh (Fig. 5.1). Water levels are controlled by sluice gates : Charras gate (G_1) at the mouth of the channel, Suze gate (G_2) 7 kilometers upstream, and Portefache gate (G_3) 15 kilometers upstream from the mouth. Four tributaries are connected to Charras canal. The connections are controlled by sluice gates coupled to flap gates (G_4 , G_5 , G_6 , and G_7).

The canal and its tributaries have trapezoidal cross sections; their characteristics are given in Table 5.1, while those of the gates are given in Table 5.2. When Charras tide gate (T_1) is open, it does not control the flow. However, when glass eels arrive (i.e. on rising tide), the tide gate T_1 is supposed to close. Therefore, to improve fish passage, since 2010, a minimum opening of 20 cm has been imposed through the presence of three wooden blocks in order to prevent complete gate closure during high tide. The efficiency of such a soft adaptation has already been documented for estuaries ([Mouton et al., 2011](#)), with a clear improvement regarding fish migration processes and subsequent local fish assemblages.

Reach	name	length (m)	Bottom width (m)	Side slope (m/m)	bottom elevation (m asl.)
Charras-Suze	C ₁	7000	6.5	0.9	no constant
Suze-Portefache	C ₂	7400	7.5	0.9	no constant
Upstream Portefache	C ₃	10000	5.5	1.13	0.2
Upstream Pellerouge	C ₄	15000	8	0.8	0
Upstream Roseaux	C ₅	14000	9	1.0	0.5
Upstream Fourras	C ₆	3000	10	1.5	0.8
Upstream Grande motte	C ₇	3000	10	1.5	0.2

TABLEAU 5.1 – Characteristics of the main canal and tributaries of the marsh. For C₁ and C₂ reaches bathymetry measurements, see figure 5.7. All elevations are above sea level (asl) and are related to the French geodetic system (NGF-IGN1969).

Structure	Name	Gate width (m)	Sill elevation (m)	Gate height (m)
Charras sluice gate (*2)	G ₁	2.2	-0.5	4.5
Suze sluice gate	G ₂	6.5	-0.5	4
Portefache sluice gate	G ₃	5.5	0.18	6
Pelle rouge sluice gate	G ₄	1.5	0.59	3.403
Roseaux sluice gate	G ₅	1.5	0.95	3.042
Fourras sluice gate	G ₆	1.2	0.78	1.18
Grande motte sluice gate	G ₇	1.2	0.83	4.5

TABLEAU 5.2 – Characteristics of sluice gates. The gate heights are given because of possible overflow.

Like tide gate T_1 , flap gates coupled to G_4 , G_5 , G_6 , and G_7 sluice gates have been equipped for a few years with blocks to improve glass eel passage. These blocks impose a minimum opening of 20 cm at each flap gate. Thanks to the blocks at T_1 , gate G_1 (located 10 m upstream) is passable by eel during high tide, when water flows in the upstream direction. Glass eel passage has been verified through fishing operations and comparisons of individual densities downstream tide gate T_1 , and upstream sluice gate G_1 ([Rigaud et al., 2014](#)). However, the next structure encountered by eels, gate G_2 , may be a barrier to migration as, at water flows downstream, i.e. with a direction opposite the migrating eels. In order to be, at least, passable by a significant number of glass eels, flow velocity at gate G_2 has to be below their 0.6 m/s swimming limit.

Sluice gates usually induce a head-loss from a few centimeters to a few tenths of centimeters. Applying Bernoulli's theorem, one can calculate the velocity in the jet under the gate, following :

$$V_w = \sqrt{2g \Delta H} \quad (5.1)$$

with g acceleration due to gravity, ΔH head difference (which is almost equal to water level difference) between upstream and downstream sides of the gate. Following equation (5.1), making the gates passable by glass eels (i.e. a flow velocity < 0.6 m/s) requires ΔH value lower than 2 cm, which is a real challenge for marsh managers.

5.2.3 Water Management Objectives

Hydraulic structures have two purposes in the studied area. The first objective is to drain high rainfall in order to avoid flooding during winter, and the second one is to keep water level around target values for agricultural needs during summer. These two different objectives, at different times of the year, imply the following water management plan :

- During the period of high rainfall events (usually between December and February), hydraulic structures are used to facilitate drainage. Sluice gates are fully open.
- During wet periods (usually between March and May), hydraulic structure are managed to drain periodic rainfall events. The goal is to drain the water volume in excess while keeping enough water volume storage for the drier periods, expected in spring and summer. In this case, water levels are kept around target values (Table 5.3). At sluice gates, the water level control is performed by under gate flows, whereas water is flowing over the top of the weirs.
- During dry periods (usually between May and September), there are few rain events, and the marsh is used for water storage. In this case, sluice gates are closed in order to maintain high water levels (Table 5.3).
- During autumn, first rainfalls occur, usually between October and December. Sluice gates are maintained closed until the marsh is fully filled.

During all these periods, tide gates are not operated manually, they automatically move with the tide to limit seawater intrusion.

Table 5.4 summarizes this annual cycle of management operations and indicates the most favorable periods for glass eel migrations.

Reach	Level target (m)	
	Summer	Winter
C ₁	2.15 - 2.20	1.90 - 2.00
C ₂	2.25 - 2.30	2.15
C ₃	2.35 - 2.40	2.25 - 2.30

TABLEAU 5.3 – Water level target at two seasons in principal reaches of Charras marsh.

5.2.4 Hydraulic data

Water level measurements have been monitored continuously at different locations in the marsh, during the period of glass eel arrival from the ocean, between 06/02/2015 and 18/03/2015, using ultrasonic water level sensors, with a recording interval of 15

Season	Rain	Objective	Gate position	Channel velocity	Glass eel migration
Winter	High	Rainfall drainage	Large opening	High	Increases progressively
Spring	Medium	Water drainage	Daily control	Medium	High
Summer	low	Maintain water level	Close	Null	Low
Autumn	High	Rainfall drainage	Large opening	High	None

TABLEAU 5.4 – Summary of the seasonal water managements operations and flows in Charras marsh.

minutes (Figures 5.2 and 5.3). In complement several flow rates were measured upstream of G_1 (18/02/2015) and at each hydraulic structure on 19/02/2015. They were performed with an Acoustic Doppler Current Profiler (RDI StreamPro), allowing a quick measurement compatible with the frequent change in hydraulic conditions due to the tide. These measurements were used to calibrate sluice gates and tide gates discharge equations. Sluice gate openings were also available during the study period (Fig. 5.4).

For management purposes, the following rules applied :

- The openings of sluice gates G_1 and G_2 were modified daily. The opening modification depended on the inflow variation (Fig 5.4).
- Except during the irrigation period, G_3 was fully open. As a consequence G_3 was not an obstacle during glass eel migration.
- Sluice gates openings on tributaries (C_4 , C_5 , C_6 , and C_7) were rarely modified. During the study, water levels in tributaries were controlled by water level variation in C_1 reach, the gate openings being unchanged.
- G_6 was always closed, but there was usually an overflow (i.e. a flow above the gate).
- G_7 was always open and did not disturbed the flow. However a flap gate controlled water entrance in C_7 at high tide.

These observations show that, during glass eel migration period, daily water management was performed along the marsh with the modification of G_1 and G_2 openings, which led us to focus on these two gates for possible adaptation of management rules in the perspective of eel passage improvement.

As said above, it is possible to place blocks on the gate T_1 to permit the passage of glass eels. However, this operation affects the water levels, and therefore the entire hydraulic conditions in the networks due to backwater effects. The adaptation of G_2 operation (to improve fish passage) should consider this interaction. To maintain sustainable agricultural uses in the area, it is also required to maintain the water level in C_1 near the target value (see Table 5.3).

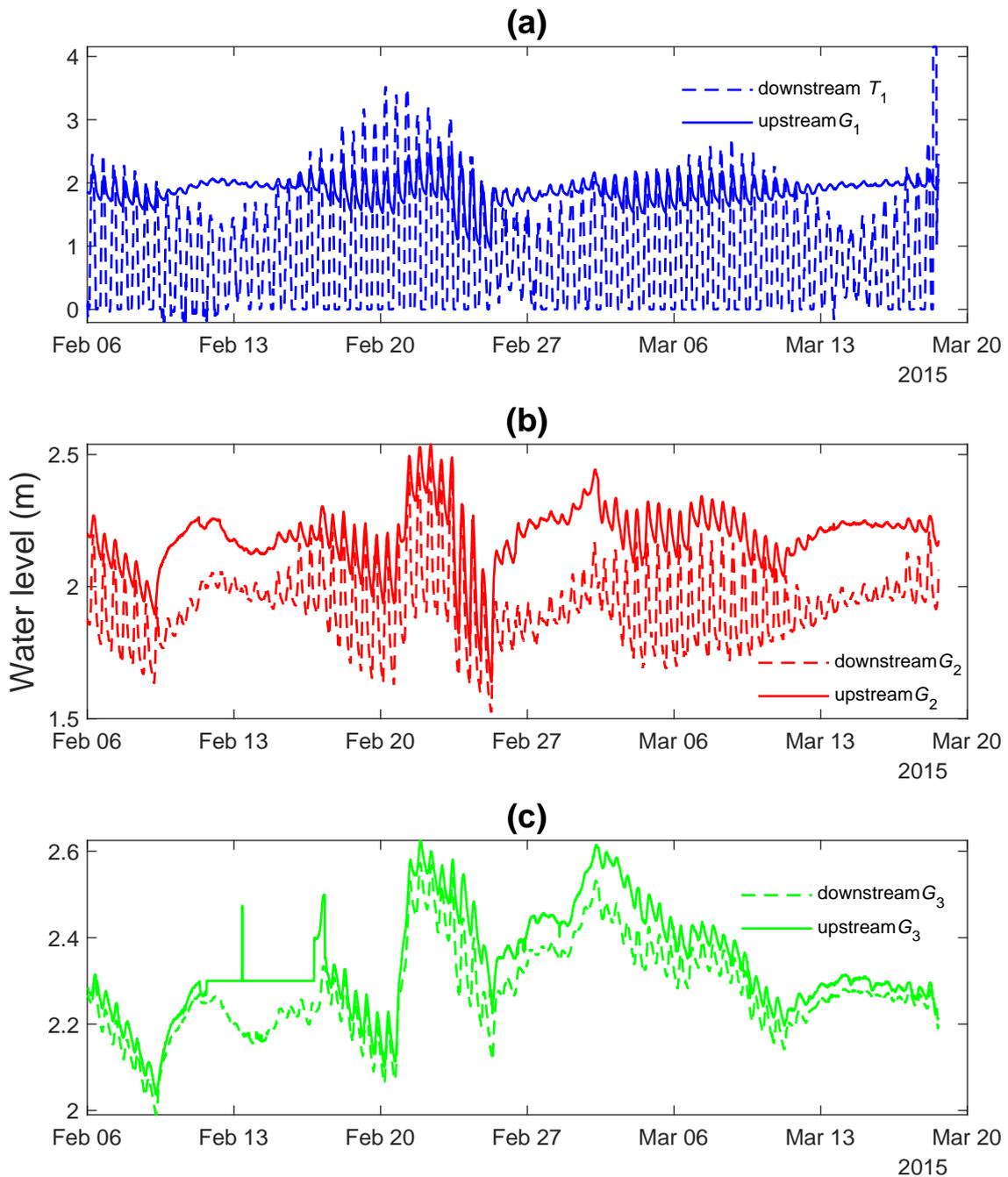


FIGURE 5.2 – Water level records in different location of the Charras canal. (a) water level downstream T_1 gate (i.e. corresponding to the down-stream constraint) and water level upstream G_1 . (b) water levels downstream and upstream G_2 . (c) water levels downstream and upstream G_3 .

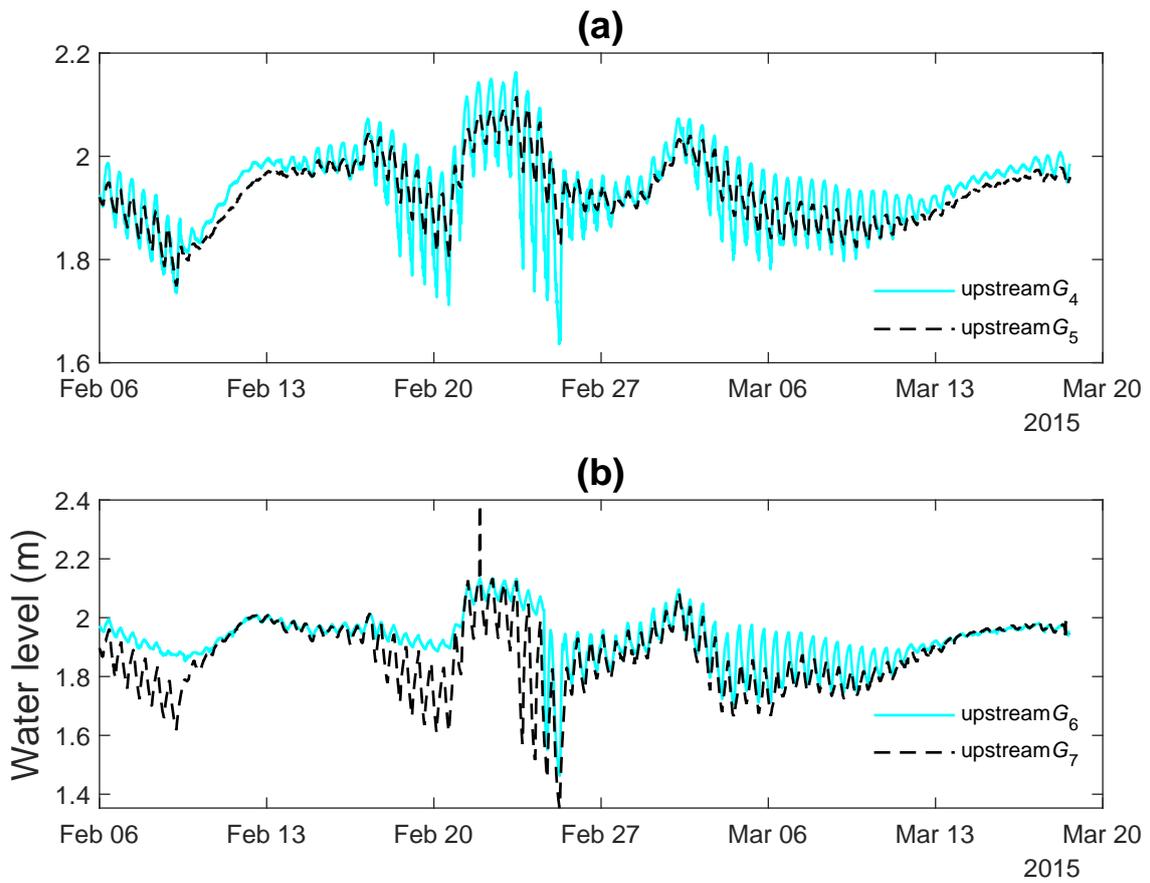


FIGURE 5.3 – water level records, in different locations of Charras marsh tributaries. (a) water levels upstream G₄ and G₅. (b) water levels upstream G₆ and G₇.

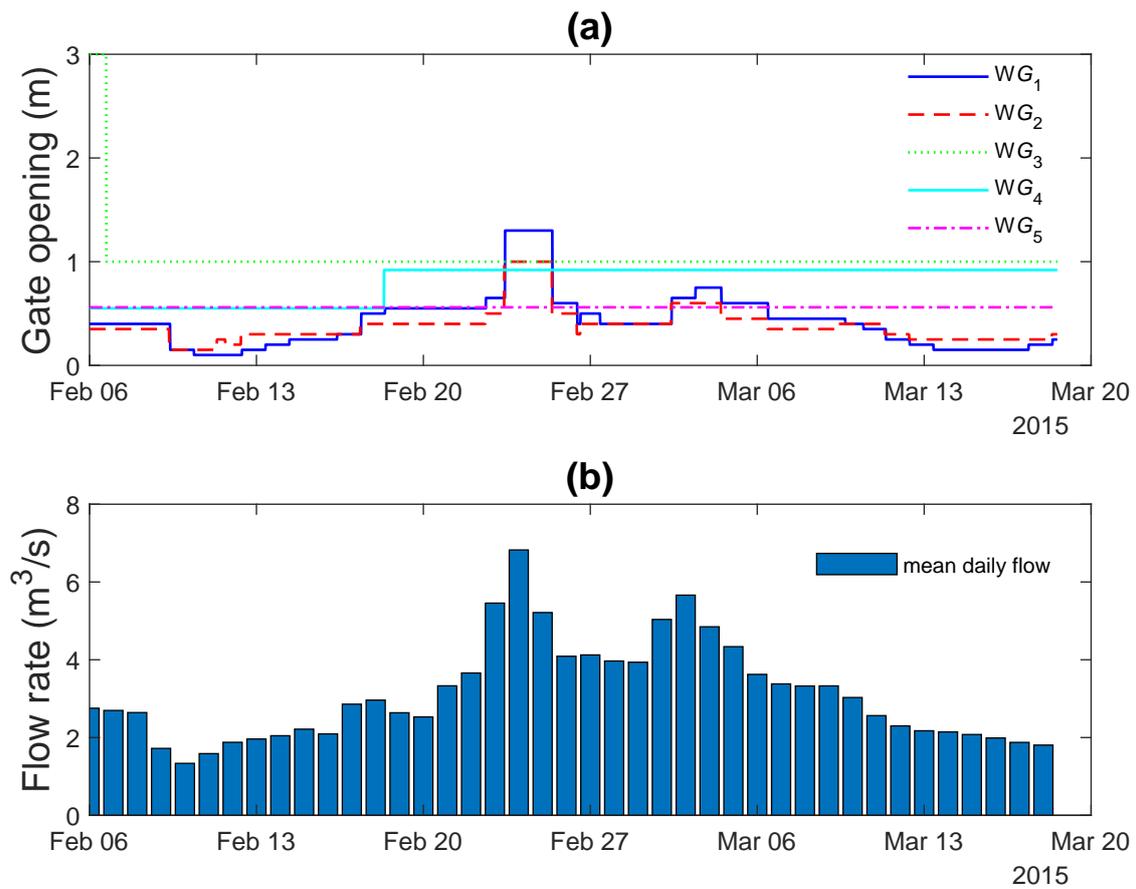


FIGURE 5.4 – (a) gate openings in Charras marsh during the measurement period. Gate G₆ and G₇ are not presented because : G₆ was closed, and gate G₇ was fully opened during the measurement period. (b) mean daily flow at G₂ gate, calculated from water level measurement and the sluice discharge equation (see text section 5.3).

5.3 Modelling strategy

This section describes the hydraulic model developed for the study, its calibration against observations, the management strategies which will be compared and the selected indicators for this comparison.

In this approach, it is important to consider the backwater effects and the time-varying flow conditions due to tides, which cause periodic flow inversions at various locations in the marsh. In this context, a hydraulic model based on the one-dimensional Saint-Venant's equations was used. The software SIC ("Simulation of Irrigation Canals") was selected for its ability to simulate regulated networks, with possible flow inversion, and to implement specific discharge equations in regulation modules (¶).

The hydraulic model is expected to provide key variables for fish passage assessment, notably the potential constraining flow velocities at structures. Due to tides, the model has to address regular transitions between free flow and submerged flow at sluice gates, and high submergence and flow inversions at sluice gates. There are few gate equations able to deal with such challenging conditions to be included in numerical models. Specific equations based on energy-momentum balance (Belaud et al., 2009) were implemented and coupled with the 1D flow equations.

5.3.1 Description of the hydraulic model

Saint-Venant equations

The one-dimensional Saint-Venant's equations can be written as follows :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q^2/A}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_b) = 0 \quad (5.3)$$

where t is the time, x is the abscissa, Q is the flow rate, A is the wetted Area, h is the water level, g is the gravitational acceleration, S_f is the friction slope, and S_b is the bed slope. Equation 5.2 and 5.3 are solved thanks to Preissman numerical scheme, which is unconditionally stable. A time step of 1 minute was selected for the sake of accuracy. The friction slope was calculated with Manning equation, in which Manning coefficient (n) was adjusted by calibration on observed water levels.

Hydraulic structures discharge equations

Sluice gate discharge equation – Water levels are strongly affected by sluice gates. These structures also create flow accelerations that constitute barriers during fish migration. For this purpose, it is therefore necessary to consider the velocity V_{G_j} in the jet under the gates G_j :

$$V_{G_j} = \frac{Q}{C_c W L} \quad (5.4)$$

in which C_c is the contraction coefficient (between 0.6 and 1 - see Belaud et al. (2012)), W is the gate opening and L is the gate width.

Standard gate equations with fixed discharge coefficient or contraction do not ensure continuity of flow calculation in all possible configurations of water levels and gate openings. The discharge at these structures were calculated thanks to the following discharge equation :

$$Q = \frac{C_c W}{\sqrt{1+k}} L \sqrt{2g} \sqrt{\frac{h_u - h_1}{1 - \frac{C_c^2 W^2}{h_u^2}}} \quad (5.5)$$

where k is the correction coefficient due to headloss and other real fluid effects, allowing calibration of the equation on discharge measurements, h_u is the upstream water level, h_d is the downstream water level. The momentum equation was used to determine the flow regime. In case of free flow, $h_1 = C_c W$, otherwise $h_1 = h_d$.

To ensure continuity of the equation with increasing opening, C_c varies with the relative gate opening $a = \frac{w}{h_u}$ and the relative submergence $s = \frac{h_1}{h_u}$, starting from $C_c \simeq 0.6$ for small opening to unity in case of a large submergence and a large opening. Iterations (with a fixed point method) are needed to obtain the discharge as function of h_u , h_d and W (Belaud et al., 2012). Equation (5.4) gives the velocity under the gate. These equations were used for G_1 , G_2 , G_3 , G_4 , and G_5 , when flowed under the sluice gates.

Flow over closed gates – When sluice gates were closed, they acted as a weirs. During the measurement period, this situation occurred for G_6 . Considering that h_{ug} is the upstream head and h_{dg} is the downstream head over the gate, the discharge is given by :

— For the free flow ($h_{dg} < \frac{2}{3} h_{ug}$) :

$$Q = \mu_f L \sqrt{2g} h_{ug}^{3/2} \quad (5.6)$$

with a discharge coefficient, $\mu \simeq 0.385$.

For the submerged flow ($h_{dg} > \frac{2}{3} h_{ug}$) :

$$Q = \mu_s L \sqrt{2g} (h_{ug} - h_{dg})^{1/2} h_{dg} \quad (5.7)$$

with a discharge coefficient, $\mu_s = \frac{3\sqrt{3}}{2} \mu_f$.

Tide gate discharge equation – If the water level downstream of the tide gate was lower than the upstream water level, the tide gate was fully open and therefore had no influence on the flow. In the opposite case, the tide gate was closed, but the blocks maintains a small opening; to calculate the discharge at the gate, we used a vertical fish slot discharge equation (Wu et al., 1999) :

$$Q = \mu_g b h_d \sqrt{2g(h_d - h_u)} \quad (5.8)$$

where b is the opening width due to the block, h_d is the water level downstream of the tide gate, h_u is the water level upstream of the tide gate, and μ_g is a discharge coefficient around 0.8, which can be calibrated with field measurements.

Flap gate discharge equation – The principle is the same as for tide gates.

If $h_d > h_u$, the flap gate was closed, and the gate blocks allowed a small opening, we used the following sluice gate discharge equation to calculate the discharge at the gate, we use a sluice gate discharge equation :

$$Q = C_d b L \sqrt{2g(h_d - h_u)} \quad (5.9)$$

where b is the opening due to the blocks ($b=0$ if there are no blocks), L is the width of the flap gate (equal to the width of the sluice gate positioned few meter upstream of the flap gate), and C_d is a discharge coefficient set to 0.8 following results obtained on similar undershot flap gates in submerged flow (Belaud and Litrico, 2008). It can be noticed that free flow never occurs for flap gates.

Model calibration

The hydraulic model contains coefficients which are quite sensitive on model results, considering their possible range of variation : the Manning coefficient for the energy loss in canal reaches, and the head loss coefficients at structures (k for sluice gates, and discharge coefficients μ_g , μ_f , and C_d). The discharge coefficients were first calibrated thanks to ADCP flow rate measurements and water level records. The flow rates have been calculated at each hydraulic structure with water level records upstream and downstream of the hydraulic structures. Table 5.5 reports the calibrated coefficients for each sluice gate. The channel Manning coefficients were calibrated from water level measurements in fields. Fig. 5.5 illustrates the quality of discharge predictions for G_1 , G_2 , G_3 , G_4 , and G_5 .

Gates and reaches	Type	calibrated coefficient
C_1	main reach	$n=0.015$
C_2	main reach	$n=0.02$
C_3	main reach	$n=0.025$
C_4	tributary	$n=0.05$
C_5	tributary	$n=0.033$
C_6	tributary	$n=0.022$
C_7	tributary	$n=0.022$
T_1	tide gate	$\mu_g=0.8$
G_1	sluice gate	$k=0$
G_2	sluice gate	$k=0.35$
G_3	sluice gate	$k=1$
G_4	sluice gate	$k=0.2$
G_5	sluice gate	$k=0.2$
G_6	weir (sluice gate closed)	$\mu_f=0.4$
G_7	sluice gate	n.a. (sluice gate fully open)

TABLEAU 5.5 – Calibrated coefficients for head losses at different locations of the Charras marsh (Manning n and others from discharge equations of the respective gates, see text). For flap gates at structures G_4 , G_5 , G_6 and G_7 , the discharge coefficient was set to 0.8.

To validate the model, a simulation has been performed with the following boundary conditions :

- Water level measured and corrected downstream of T_1 tide gate.
- Daily flow calculated from water level measurements upstream G_3 , G_4 , G_5 , G_6 and G_7 sluice gates. These daily flows were calculated using water discharge equations and water level measurement.

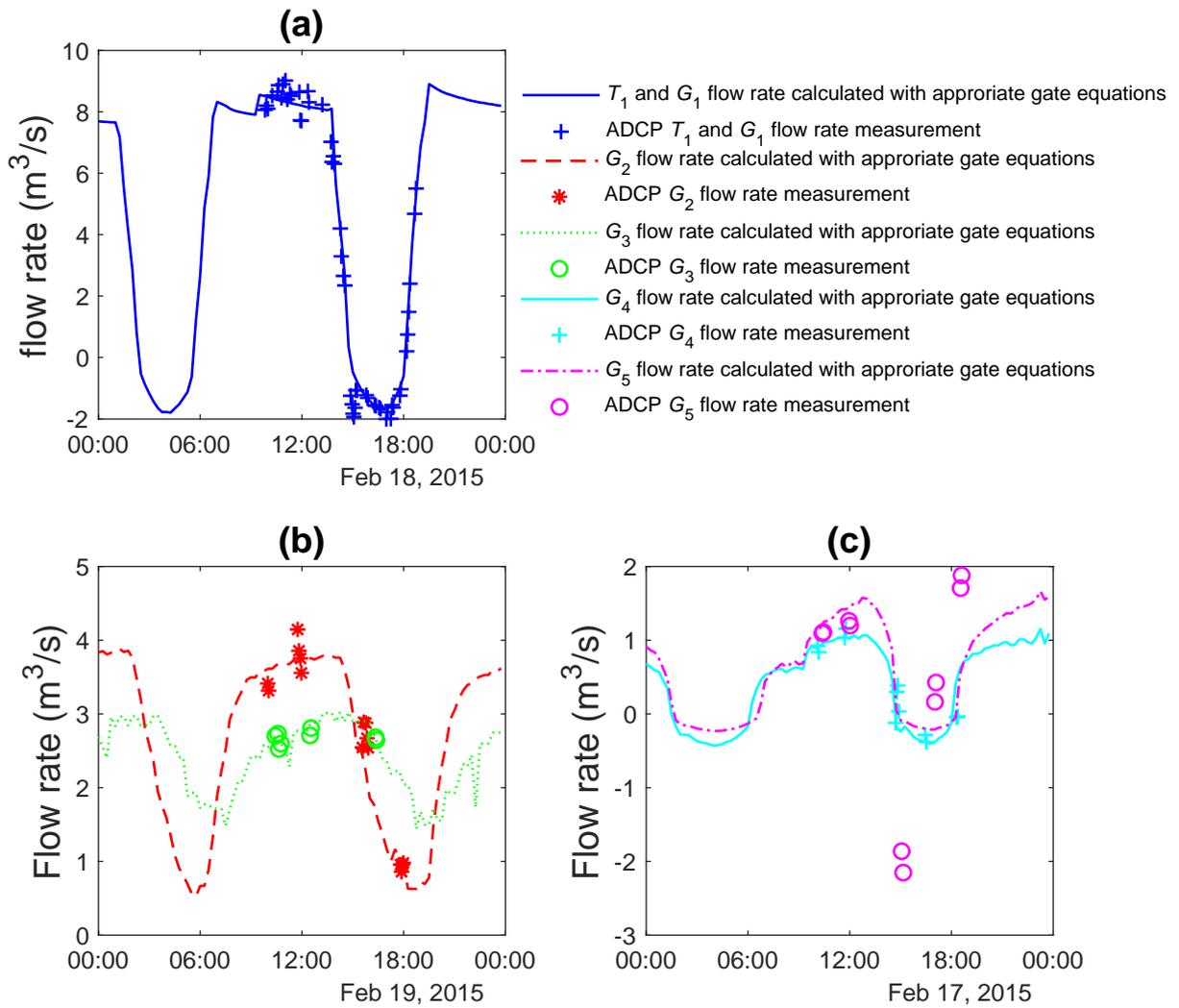


FIGURE 5.5 – Calibration results for sluice gate G_1 and tide gate T_1 (a). Calibration results for sluice gates G_2 and G_3 (b), G_4 and G_5 (c).

The root mean square error (Eq. 5.10) was used to evaluate the performance of the model :

$$\text{RMSE} = \frac{\sqrt{\sum (h_{mes} - h_{sim})^2}}{n} \quad (5.10)$$

where h_{mes} is the water level from field measurements, and h_{sim} is the simulated water level.

Results are summarized in Table 5.6. There was a good agreement during the 40-day period of observation between the model outputs and the water level observations upstream of gates G_1 and G_2 (Fig. 5.6). There was also a good agreement between water velocities under G_2 calculated with Eq. 5.1 and measured and simulated water levels (Fig. 5.6). These velocities will be used afterwards as an indicator for fish passage opportunities under the gate. Figure 5.7 shows the water level simulated along reaches C_1 and C_2 at three different times. At low tide, there was a significant friction slope in both reaches (Fig. 5.7). Flow variability was high throughout the system, especially between low tide and high tide conditions, and the mean flow was obviously not sufficient to describe the hydraulic conditions. These results illustrates the importance of using the unsteady Saint-Venant equations to describe water flows in the marsh.

	\bar{H} (measured)	\bar{H} (simulated)	RMSE
G_1	1.89	1.88	0.10
G_2	2.19	2.18	0.10
G_3	2.33	2.33	0.12
G_4	1.93	1.94	0.10
G_5	1.93	1.94	0.10
G_6	1.93	1.96	0.10
G_7	1.87	1.84	0.13

TABLEAU 5.6 – Calibration evaluation of the hydraulic model : mean water level (\bar{H}) upstream of different gates and RMSE.

5.3.2 Alternative management scenarios to improve eel passage

To improve glass eel passage at hydraulic structures, alternative management scenarios can be explored in order to (i) show the impact of management modifications at one gate on the overall open channel network hydraulic conditions; and (ii) provide recommendations about the operation or the design of these gates. Two kinds of strategies were explored :

- A passive management strategy. It consists on a modification of tide gate blocks size, without modification of sluice gate openings. At high tide, the water level in C_1 reach should raise, and the water level difference between the upstream and downstream sides of G_2 gate should decrease. This management scenario does not need any modification in manager work, neither a coordination between different gate managers, but the blocks cannot be removed or changed easily, which implies that this management scenario cannot be adaptative to daily inflow and tide variations. The increase of seawater inflow (compared to a scenario upon which T_1 or G_1 are closed) has therefore to be estimated and compared with the amount of (salt)water that can be accepted upstream.

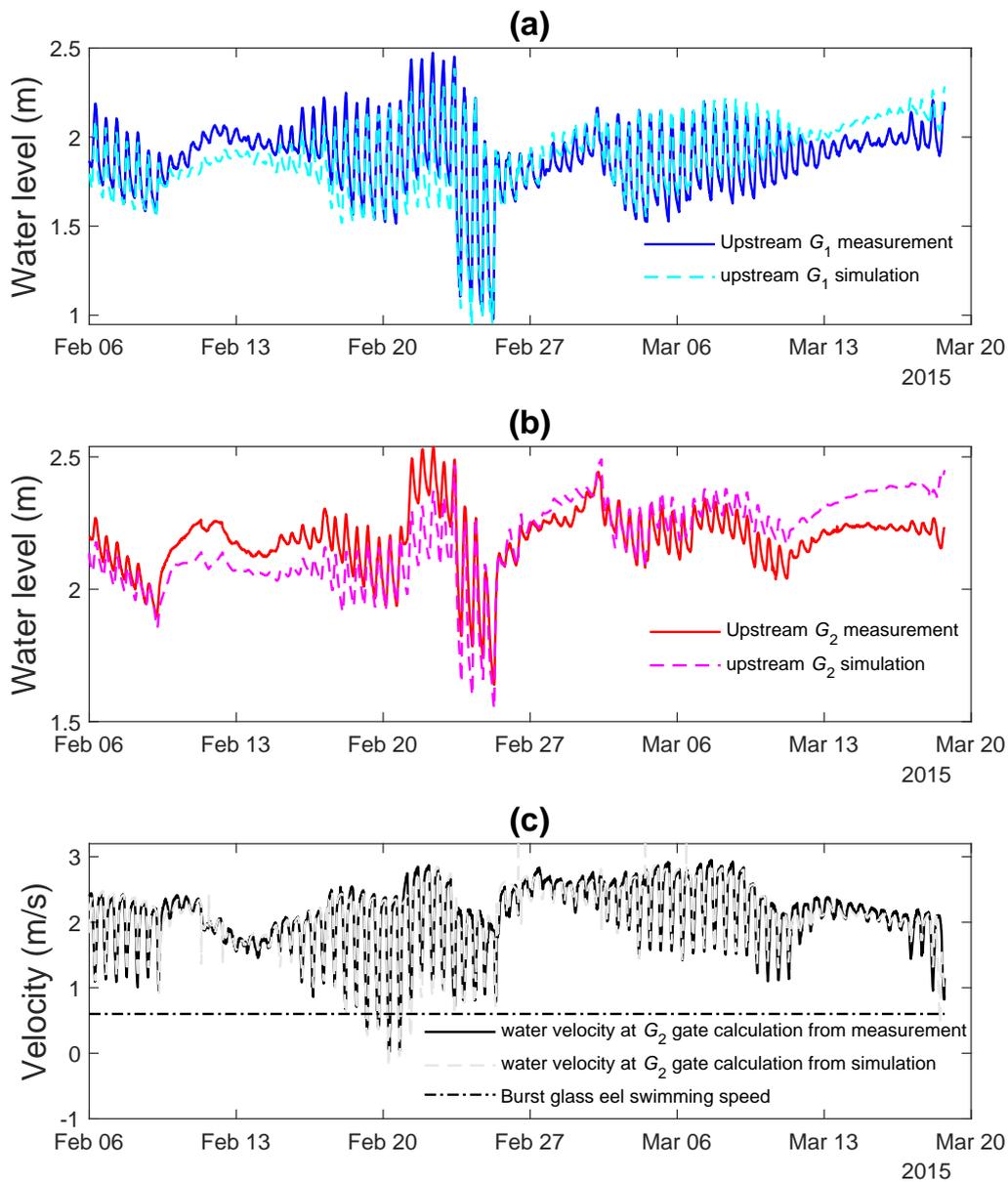


FIGURE 5.6 – Model outputs over the measurement period. (a) comparison between measured and simulated water level upstream of G_1 . (b) comparison between measured and simulated water level upstream of G_2 . (c) comparison between water velocities at gate G_2 , calculated from measured and simulated water levels; the burst swimming speed of glass eel is given as a reference value of flow velocity above which eel passage should be highly compromised.

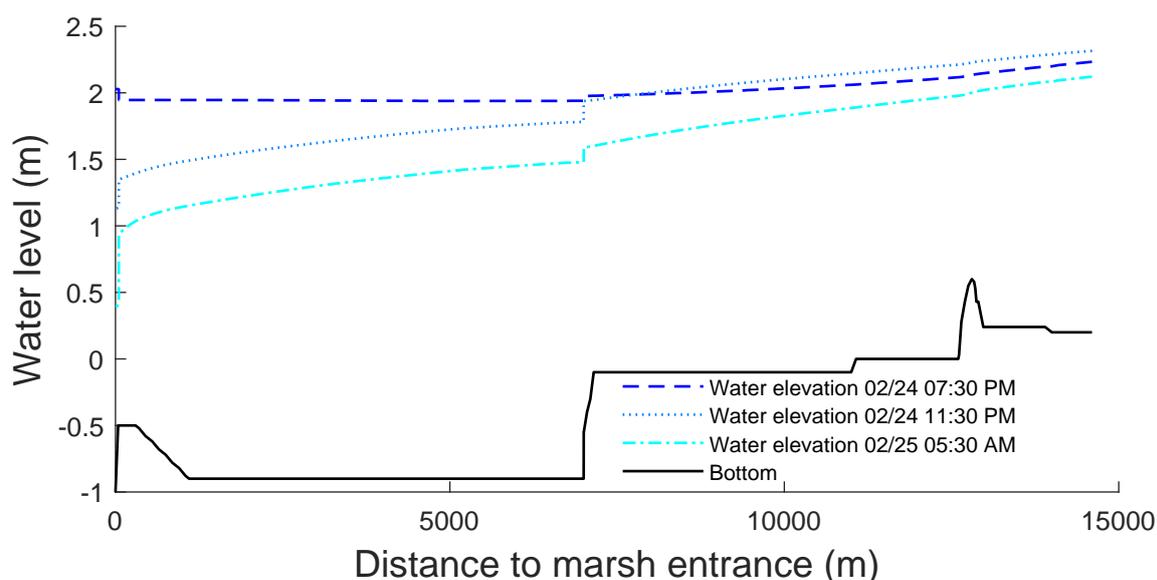


FIGURE 5.7 – Water elevation along reaches C_1 and C_2 . The solid line represents the canal bottom. Dotted lines show water elevations at 3 different hours on 24/02/2015 and 25/02/2015.

- An active management strategy. Sluice gates opening may be modified daily, the blocks being maintained as in year 2015. The objective is here to temporally reduce the velocity under G_2 in order to increase the duration of gate passability for eels. This can be achieved by reducing the water level difference downstream and upstream the gate, e.g. by opening it for a while. This time should not be too long to avoid an excessive decrease of the water level in pool C_2 . This kind of management is more adaptative to inflow and tide variations but sluice gate openings have to be adjusted daily.

To test the feasibility and the efficiency of the different options, 3 periods were selected with different tide ranges and flow rate inflows. Each period was selected in a way that, during 2 days, the flow conditions were quite stable (i.e. did not vary from more than 10%), and the seven sluice gates G_i had a constant opening (i.e. none has been managed during the 2 days). The corresponding conditions are reported in Table 5.7. Figure 5.8 illustrates the capacity of the model to simulate the observed conditions (water levels and calculated velocities) during the 3 selected periods.

Day	name	Inflow (m^3/s)	Tide range (m)	G_1 opening (m)	G_2 opening (m)
07/02/2015	P_1	2.70	2.20	0.40	0.35
19/02/2015	P_2	2.64	3.10	0.55	0.40
07/03/2015	P_3	3.40	2.45	0.45	0.35

TABLEAU 5.7 – Periods selected and corresponding parameters for the comparison of alternative management strategies

The comparison between simulated and measured water levels and flow velocities (Fig. 5.8) showed that the model is accurate. Comparing the flow velocities under G_2 and the burst swimming speed of glass eel (Fig. 5.8), it seems G_2 can be crossed by glass eel during the four tides of period P_2 , but is not passable during the 2 other periods. Due to its higher tide range, it seems logically that salt intrusion is also higher during this period.

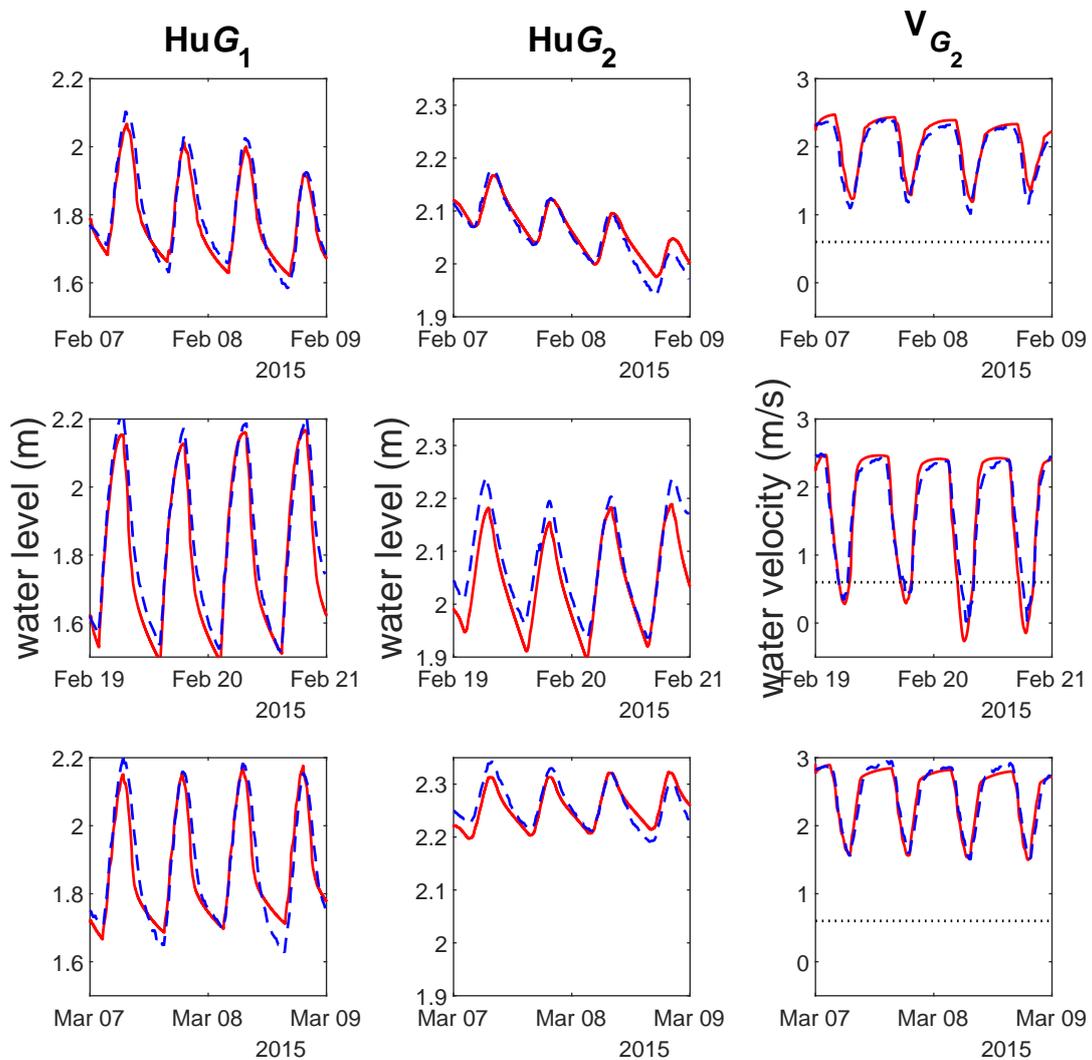


FIGURE 5.8 – Simulation of water levels and flow velocities at G_1 and G_2 , during the 3 P_i periods with constant inflow and stable management. Blue dashed lines corresponds to measurements, red lines to simulations. 1st, 2nd and 3rd rows are for periods P_1 , P_2 and P_3 , respectively. 1st column is for water level upstream of gate G_1 , 2nd column for water level upstream of G_2 and 3rd column is water velocity at gate G_2 . Black dotted lines, in the third column, indicates glass eel burst swimming velocity (0.6 m/s).

Several simulations were performed on P_1 , P_2 , and P_3 periods (Table 5.7) in order to evaluate the impact of management strategies :

- For the passive management strategy, simulations were performed with different block sizes, ranging from 0 to 60 cm, on the 3 periods. The used sluice gate openings were those observed in the fields during the periods. The objectives of these simulations were (i) to test the impact of blocks size on both fish passage and hydraulic management needs and (ii) to analyze the influence of the block size on the hydraulic conditions.
- For the active management strategy, simulations were performed with G_1 gate openings varying from 28 to 52 cm, and G_2 gate openings varying from 35 to 74 cm, by steps of 2 cm (which corresponds to the current ranges and resolution of gate movements). These simulations were performed on period P_1 only, which corresponded to an average flow rate in the system (5.4) and an average tide range (see Fig. 5.2 and 5.3). These simulations were performed with blocks of 20 cm at tide gate T_1 (which corresponds to the current real blocks size). The hydrologic conditions were constant over the period, which led to select a constant gate opening throughout the period, as done in practice in the fields (Fig. 5.4).
- In order to show how the active management principles can be applied, and how they perform in terms of fish passage opportunities, salt intrusion and water level control, simulations have been done over the whole measurement period of 40 days, with the modified management rules between 18/02/2015 and 25/02/2015. This analysis can also serve to illustrate how the model can be used to evaluate *a priori* alternative management operation strategies.

5.3.3 Indicators for the evaluation of management scenarii

Four indicators have been selected in order to compare the different management options.

The first one, T_{pass} is the duration when the water velocity at G_2 gate is lower than glass eel swim capacity (0.6 m/s), during one tide. This indicator is useful to quantify the effectiveness of the studied scenarios from an ecological point of view. It was arbitrarily decided that it should be greater than 1 hour per tide to allow a significant passage of eels.

Three other indicators were chosen for their usefulness from an agricultural and flood management points of view.

ΔH_1 is the mean water level deviation from recorded water levels upstream of gate G_1 (H_{u,G_1}). We chose this average water level as a reference (rather than the ones previously given in Table 5.3 which are average targets), because it is necessary to continuously adapt the water level due to the variations of tide and river flow. For management purposes, ΔH_1 should be lower than 15 cm.

ΔH_2 is the mean water levels deviation from recorded water level upstream of gate G_2 (H_{u,G_2}). For management purposes, ΔH_2 should also be lower than 15 cm.

R_{sea} is the ratio of the sea water volume intrusion through T_1 to the water volume drained out of the marsh. For management purposes, R_{sea} should be lower than 0.2.

The reference values, for each periods P_i , have been calculated from measurement and are provided in Table 5.8. These values were used to compare the results of tested management with the results of current management.

Period	T_{pass} (H)	H_{u,G_1} (m)	H_{d,G_1} (m)	R_{sea}
P ₁	0	1.79	2.06	0.03
P ₂	2.6	1.78	2.01	0.17
P ₃	0	1.87	2.26	0.05

TABLEAU 5.8 – Reference values for the 3 studied periods P₁, P₂, P₃. H_{u,G_i} is the average water level upstream of G_i

5.4 Results

5.4.1 Passive management

The passive management strategy was evaluated by calculating the indicators during each period using different block sizes (Fig. 5.9). With no block, there was obviously no seawater intrusion. Consequently, the water level difference between the upstream and downstream sides of G₂ remained high and thus induced, below gate G₂, a water velocity that was always above glass eel burst swimming speed.

An increase of the block size implied more sea water intrusion and an increase of the mean water levels in all reaches. During period P₂, a 10 cm block allowed flow velocities under gate G₂ that were theoretically compatible with some eel passage (Fig. 5.9). With a 20 cm block, during period P₂ the seawater intrusion allowed the passage of glass eels during about 2.6 hours per. However, during periods P₁ and P₃, whatever the block size, passive management scenarii were not sufficient to permit fish passage.

All the indicators linearly reacted to block size in the size range 0–25 cm, while blocks larger than 30 cm induced indicator values equivalent to a situation without tide gate. For larger blocks, R_{sea} seemed excessive for some of the tides during period P₂ (Fig. 5.9). This should be an issue for the purposes of water management in the Charras freshwater marsh. In addition, from an ecological point of view, the release of a large volume of salt water during the next tidal cycle could deter fish looking for fresh or brackish water, such as glass eels.

These results illustrate one of the limitations of passive management. Indeed, if the tide gate opening is too high, due to a large block size, then the sea water inflow is no longer controlled by the block, but by the sluice gate only. Therefore, the optimal block size depends on the opening of G₁ and on the hydrological conditions.

This argues to select a unique block size, and to increase the time favorable to fish passage by changing the gate openings according to the hydrological and tidal conditions. These principles of active management are analyzed below.

5.4.2 Active management

It was assumed here that 20 cm blocks were installed on the tide gate T₁. Simulations were then performed for a combination of G₁ and G₂ gate openings.

Figure 5.10 plots the changes in the four indicators for simulated conditions during the studied period P₁. Fish passability of gate G₂ was facilitated by increasing G₂ opening. A limit exists, below which the gate is unpassable. This opening limit depends on the other gate openings (Figure 5.10) and on hydrological conditions. Indeed, on period P₂, gate G₂ is passable with a fixed block of 20 cm, G₁ opening of 55 cm and G₂ opening of 40 cm (Figure 5.9). However, on period P₁, gate G₂ is unpassable with the same management (Figure 5.10).

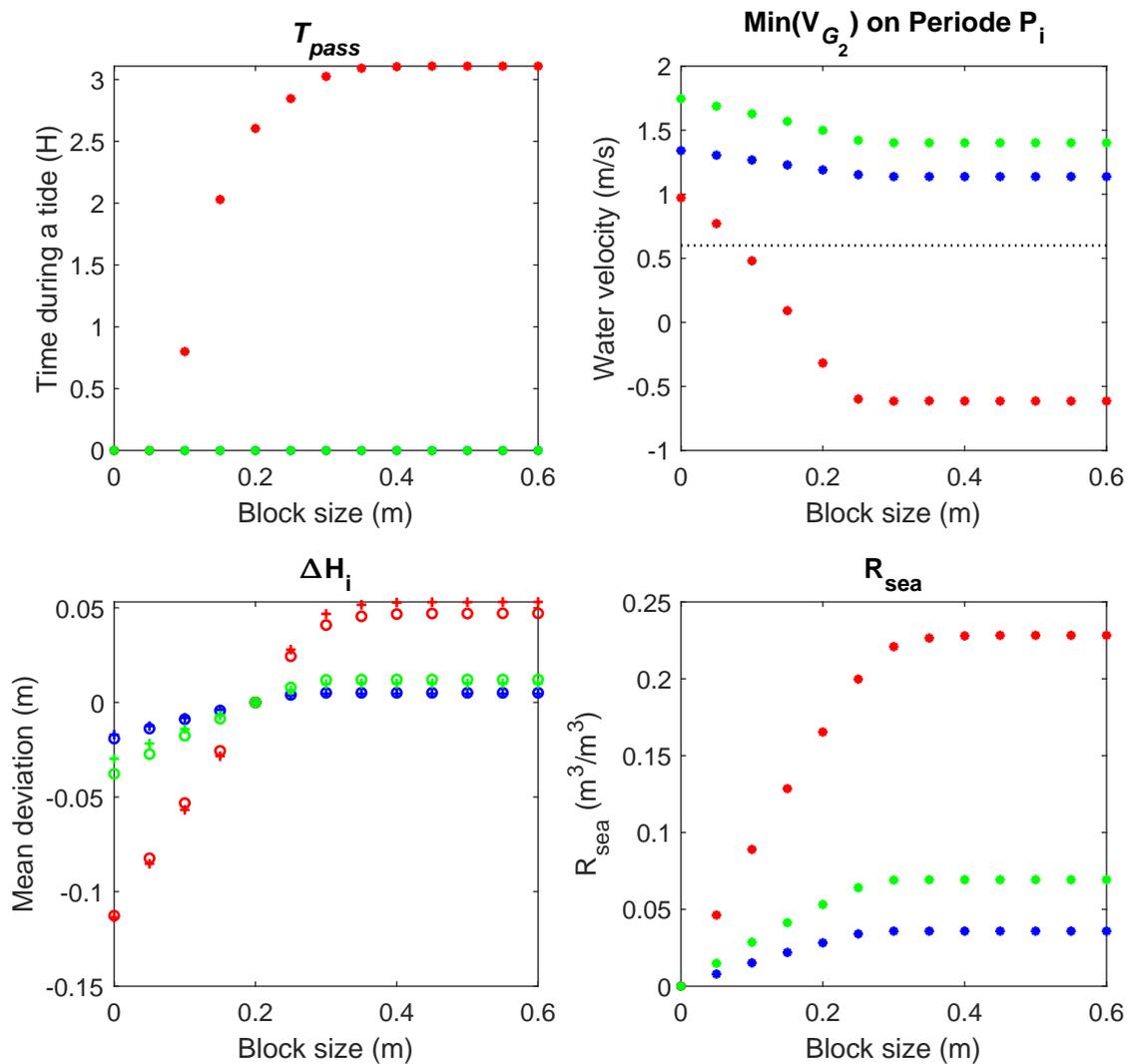


FIGURE 5.9 – Effects of block size on four indicators (T_{pass} duration when G_2 is passable by glass eel during one tide, ΔH_1 mean water level deviation from water recorded level upstream G_1 , ΔH_2 mean water level deviation from water recorded level upstream G_2 , and R_{sea} the ratio of sea water intrusion), during the 3 studied periods (Blue P₁ period, red P₂ period, and green P₃ period). On the down left figure, open circles and cross symbols represent respectively the mean water level deviation from reference upstream G_1 and upstream G_2 . Black dotted lines, on the top right figure, indicates glass eel burst swimming velocity (0.6 m/s).

An increase in G_2 opening emptied reach C_2 and filled C_1 , reducing seawater intrusion. The upper limit was defined by the decrease of Hu_{G_2} , a too large deviation from target value being prejudicial to the agricultural uses in the marsh.

Increasing of G_1 opening is also a way to enhance fish passage of gate G_2 . Such as for G_2 opening, there is an opening limit in order to respect the water level needed for the marsh management.

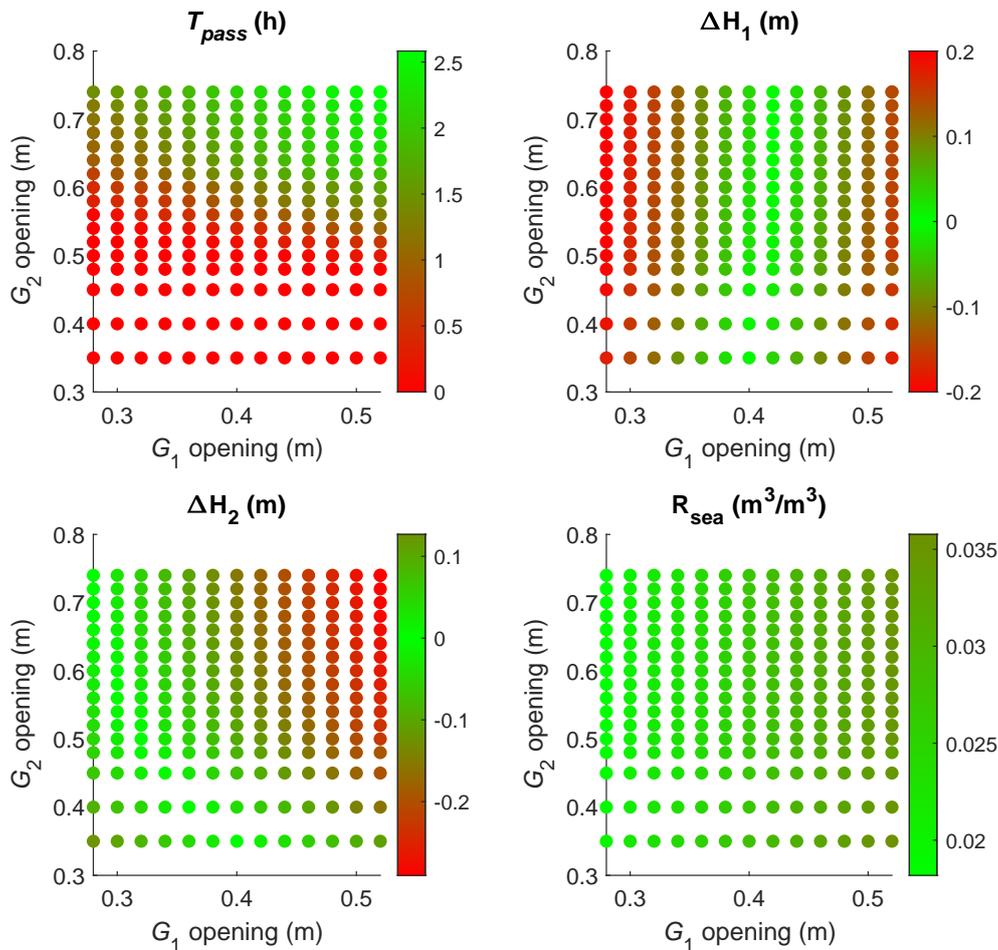


FIGURE 5.10 – Effects of G_1 and G_2 opening modifications on period P_1 . The top left figure shows T_{pass} variations in hours. The top right figure shows mean water deviation ΔH_1 variation in meters. The down left figure shows mean water deviation ΔH_2 variation in meters. The down left figure shows R_{sea} ratio variations.

The best active management for fish passage continuity is, obviously, when gates are open at their maximum. This management rule made G_2 passable during more than 2 hours per tide. But this strategy appeared unacceptable regarding hydraulic management indicators : the mean water level in reach C_2 was 1.77 m, a value far below the target level of 2.06 m (i.e. water level is 30 cm too low). From Figure 5.10, it was possible to find a management strategy that should improve fish passage continuity while respecting the constraints on the other indicators. Figure 5.11 shows the period suitable for fish passage using an active management scenario that respects the different constraints on indicators. Ten combinations appeared relevant, and the best active management for fish passage continuity was obtained with a G_1 opening of 38 cm and a G_2 opening of 74 cm. In these conditions, gate G_2 was passable during more than 1.5 hour per tide, and the salt intrusion ratio was limited to $R_{sea} = 2.5\%$.

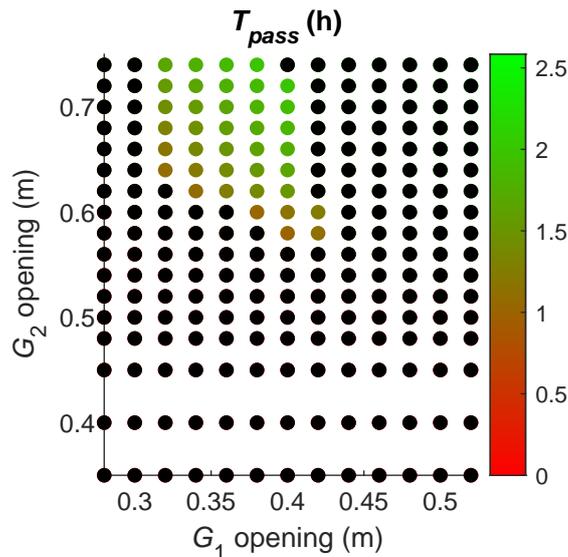


FIGURE 5.11 – Optimization of T_{pass} with an active management scenario during period P_1 . The operating conditions which do not respect the constraints on indicators have been fill in black.

Figure 5.12 illustrates the impact on water level and water velocity under gate G_2 for three active management scenarii, including the observed (i.e. real, current) one. With a G_1 opening of 52 cm and a G_2 opening of 74 cm, the gate was passable at each high tide. There was no difference in T_{pass} between the four tides of period P_1 , but the water level in marsh decreased continuously during the 2 days, implying large fluctuations of water level upstream of G_2 due to the tide.

With a G_1 opening of 38 cm and a G_2 opening of 74 cm, the water level in the marsh was higher, reaching the targeted levels for marsh management, and the gate was passable at each high tide. There was no difference in T_{pass} between the four tides. The tidal influence upstream of G_1 decreased.

The search of an optimal active management scenario over the period P_1 suggested the following improvements compared to the reference situation : gate opening of G_1 should be slightly decreased, while gate opening of G_2 should be significantly increased. This philosophy was applied on the period between the 18/02/2015 and the 25/02/2015, which included successive tides with large amplitudes (Fig. 5.2). Figure 5.13 compares the water levels and the velocities under gate G_2 between current management parameters and two management scenarii increasing eel passage (the best management for glass eel tested with, and without, management constraint in ΔH_1 , ΔH_2 and R_{sea}). With the new proposed values of openings, the number of tides where the velocity at gate G_2 was under 0.6 m/s was increased from 5 (total duration of 11.5 hours) to 14 (total duration of 50.25 hours). However, this caused some variations on the water levels, notably an increase of levels at gate G_1 . The mean water level upstream G_1 was increased by about 20 cm in comparison with the mean water level upstream G_1 simulated with recorded management (Fig. 5.13). This is more than the 15 cm, because this scenario was optimized for tides and flow condition (tide and flow which occurred during P_1 period), whereas variable flow and tidal conditions occurred between 18/02/2015 and 25/02/2015. The level returned to the normal after 6 days, and there is almost no difference between scenarios after 02/03/2015 (Figure 5.13).

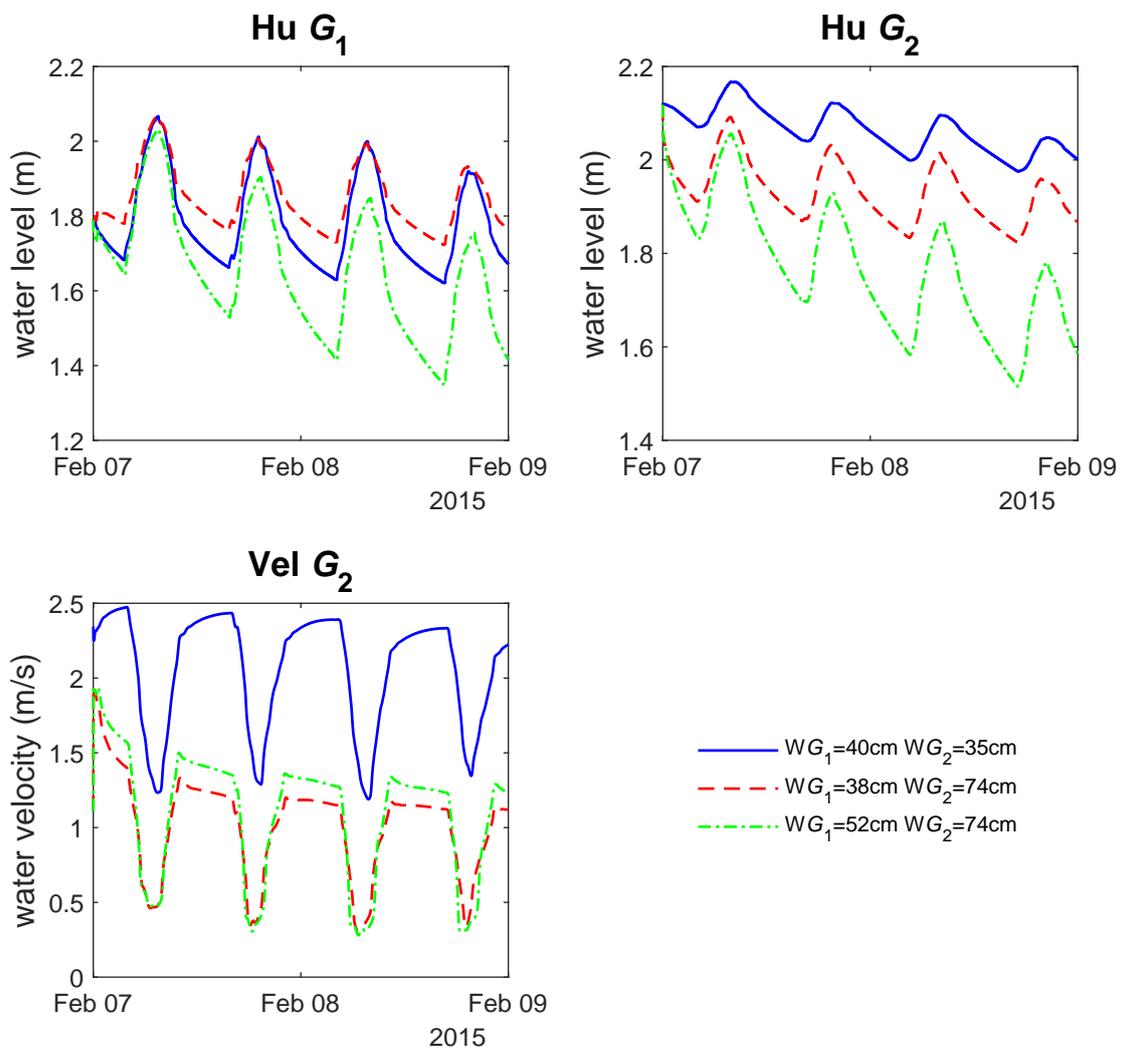


FIGURE 5.12 – Simulation of water levels and water velocities for 3 different active management scenarios during period P_1 . Blue continuous line : current management (G_1 opening = 40 cm, G_2 opening = 35 cm). Red dashed line : best management scenario to improve fish passage (among those that have been tested), with respect of other constraints (G_1 opening= 38 cm and G_2 opening= 74 cm). Green dash-dot line : best scenario to improve fish passage (among those that have been tested), other constraints not considered (G_1 opening= 52 cm, G_2 opening= 74 cm).

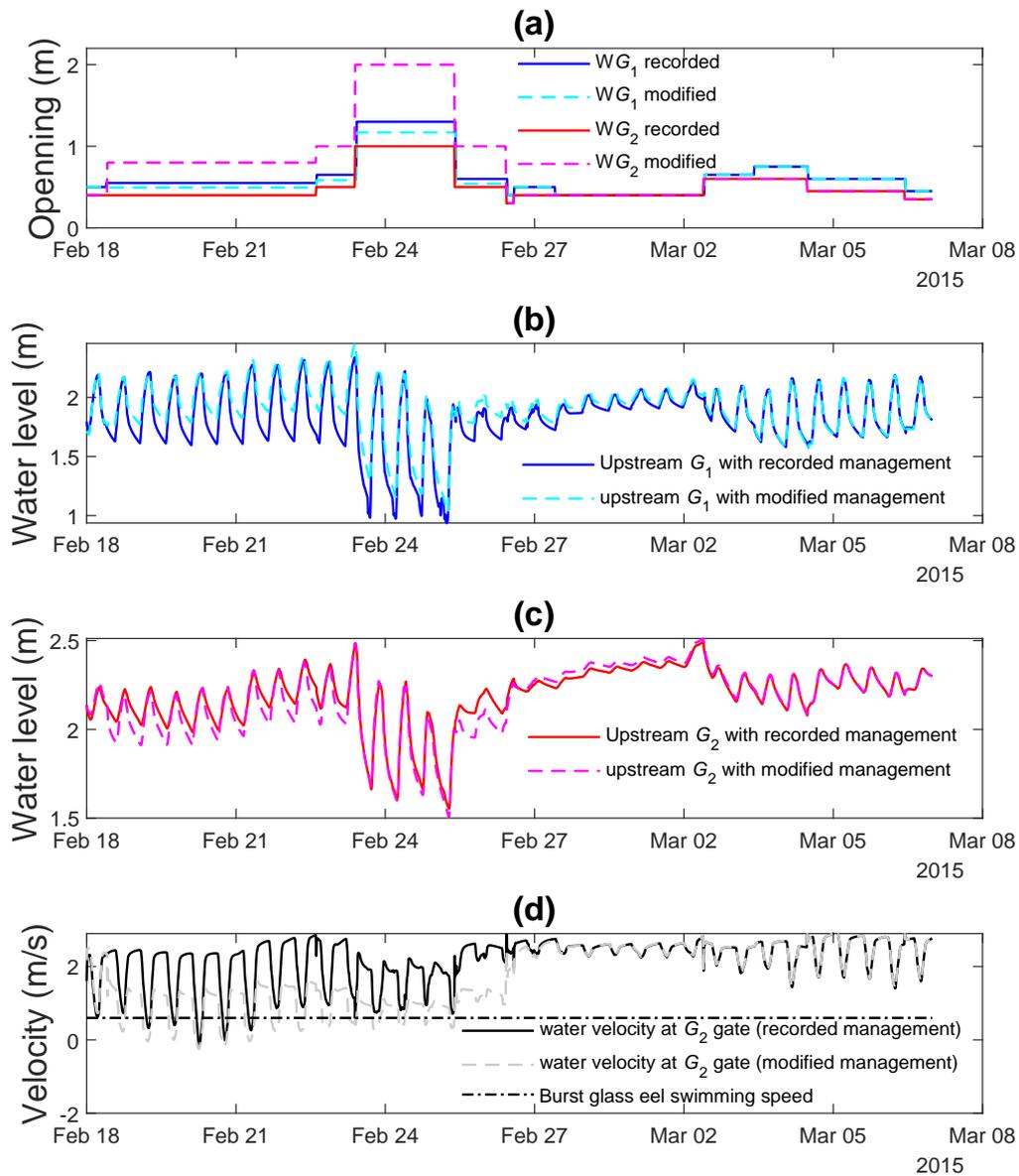


FIGURE 5.13 – Simulations of water levels and water velocities following management adaptations between 18/02/2015 and 26/02/2015. (a) comparison of G_1 and G_2 openings for recorded management and modified management. (b) and (c) comparison of simulated and measured water levels between reference and modified management rules. (d) comparison of velocities under gate G_2 between reference and adapted management rules.

5.5 Discussion

5.5.1 From local to network scale : dealing with backwater and unsteady flow

The optimization of fish passage continuity through management measures is generally understood at the obstacle scale, by managing its opening or by building a structure making it passable. In the case of low-slope networks, the "backwater effect" implies an influence of the management of structures on the upstream part of the networks. This makes it possible, through the management of a single structure, to promote fish upstream migration at the next upstream structures. However, this influence is complex to understand, particularly in coastal environments subject to the tide influence. The implementation of a 1D model with unsteady flow, backwater effect and specific gate equations was essential to quantify and to optimize these longitudinal interactions between structures subject to varying hydraulic conditions. Under coastal marsh conditions, changes of hydraulic regime at the structures are very frequent (at each tide), presenting free to submerged flow transitions and flow inversions.

Specific structure equations, ensuring the continuity of the calculations during these hydraulic transitions, have been implemented in the software SIC, thus allowing flow rates and height variations to be simulated accurately. The tool developed could then be used to explore management strategies based on the addition of blocks or modifications to structure openings.

The method developed above makes it possible to explore the interactions between different constraints considering the hydraulic complexity of a tidal marsh environment, with backwater effects and constantly varying boundary conditions.

In our case, there have been two major interests of using the hydrodynamic model :

1. We were able to find an optimum management strategy for each hydrological inflow condition, by following the method used for period P_1 . However, note that it could be time-consuming, due to numerous possible combinations of boundary conditions and initial water levels in the marsh. This complexity also increases with the number of gates to consider.
2. This model allowed to diagnose operating conditions, in order to adjust gate opening in near real-time. For instance, whereas a combination of gate openings was found satisfying for fish passage continuity, the model was useful to evaluate the impact of this management rule on water levels, and the time after which the water level would return to a target level.

5.5.2 Passive management : a soft solution to improve fish passage continuity

Passive management could, at a low cost, help to increase fish passage continuity in a the tidal marsh. Simulations have shown that adding blocks to the downstream tide gate (T_1) may make an upstream sluice gate (G_2) passable for fish during some tide cycles (Figure 5.9). However, the choice of block size influences various indicators, such as salt water inflow, water levels, maximum velocities at structures and therefore the duration of favorable hydraulic conditions for fish migration.

Nevertheless, modifying one control structure appeared to be insufficient to allow fish passage during all tides, and the block efficiency depends on the tidal range and on

other instantaneous hydrological conditions. For example, if the tidal amplitude is too low to obtain sufficient seawater entry into the marsh, then the presence of a block will have little impact on the flow level in the marsh and, subsequently, on the optimization of hydraulic conditions for eel passage. In addition, the overall efficiency of the blocks was shown to be highly dependent on the management conditions of the other hydraulic control structures.

5.5.3 Toward advanced control strategies

Passive management has the advantage of minimizing interventions, but it allows salt water to enter the marsh during periods when there is no clear ecological needs (at least in this study, e.g. no passage of target species). Thus, a strategy based on frequent gate operations makes it possible to go further in meeting the objectives of fish passage continuity, salinity and water levels control. In our case study, we were able to identify gate operation strategies that could largely increase the time duration suitable for fish passage. This type of solutions may be a good way to improve fish passage in marsh systems, where flow conditions are highly variables and depend both on tide ranges and on the outflow from freshwater network. In some conditions, the management of gate opening could therefore advantageously replace traditional solutions such as eel ramps, which could be easily poached and are not always efficient for glass eels in such varying hydraulic conditions and/or when air temperature is low.

The modelling procedure allowed quantifying performance of operation scenarios a priori, and thus to define management procedures for different hydraulic structures, during the favorable periods for fish migration and under various hydrological conditions. In this case study, we limited the number of gate operations, corresponding to the usual management practice of this type of environment (daily manoeuvres requiring human intervention). Increasing performance is possible with finer management, based on frequent actuations of gates openings, which could be possible with automatic management procedures as done for irrigation canals in order to achieve minimum water losses (?). The automation of the structures has enabled significant progress in terms of hydraulic management (compliance with flow rates and set-point levels), using methods based on the automation and simulation of hydraulic dynamics. The application of such methods to the biological quality of environments is more recent, such as the management of algal populations in water distribution channels for irrigation supply (Fovet et al., 2012a). The approach developed here could be extended to evaluate the contribution of automatic control on the optimization of gate operation of all structures, aimed at maximizing the passability of structures for fish while limiting salt inputs and level variations.

5.5.4 Hydraulic modelling for water management and ecological issues

The hydraulic model allows to simulate the water level and the flow rate at any position of the network and any time, then to evaluate management scenarios based on a large number of criteria :

- Water levels for management : maximum levels for submersion issues, minimum levels for freshwater availability. It is also possible to quantify the tidal range for bank stability issues. We have used an average level as a reference.

- Drainage and water supply : water volumes exchange within the marsh, or between the marsh and other connected water bodies (e.g. the estuary, the upstream river system), is a key information for some human activities (e.g. irrigation). In our example we used the volume ratio at the mouth of the marsh.
- Fish obstacle and fish habitat issues : as shown in our study, 1D-modelling can be used to estimate velocities at obstacles, and water level and mean flow velocity along the system which are essential variables for habitat modelling.
- Tidal range as an ecological criterion : in some coastal marshes, the appearance of particular flora is conditioned by the tidal range.

Models based on Saint-Venant equation can be coupled with other equations to estimate the evolution of temperature or the transport of solute (e.g. salt) in a hydrographic network. It is then necessary to develop the monitoring network (e.g. salinity or temperature sensors) for the calibration of the specific models.

5.6 Conclusion

Among the causes of fish population decline, the fragmentation of habitats and a limited access to suitable ones may be partially addressed with cheap and acceptable adaptations, based on a better understanding of fish behavior and soft solutions for the management of hydraulic structures. Here, we have considered tide-influenced marshes which are key areas for the growth of numerous fish species such as the European eel. By developing a 1D hydrodynamic model, we have been able to identify soft modifications of control structures, from the presence of blocks on tide gates (eventually installed once during the migration season) to more active gate opening strategies. The example of the Charras marsh showed that :

- It is possible to increase fish passage continuity at a medium spatial scale in a regulated open-channel network by managing a few (eventually one) control structure(s) ;
- Simple modifications of control structures could increase fish passage continuity under tidal influence ;
- In a tidal environment, control structure management strategies should consider multiple objectives such as ecological continuity, water level control and salt intrusion control ;
- A site-specific 1D-model could be developed in order to calculate the indicators necessary to evaluate the compromises between the 3 objectives mentioned above.

This methodology can be easily extended to other species, other indicators that could be relevant for the restoration of ecosystems functioning, or for economical purposes (e.g. agriculture, pasture, navigation).

Acknowledgements

This study was funded by the French Office of Biodiversity (OFB). It was carried out with the support of UNIMA, which provided a free access to the Charras marsh.

The authors would also thank the people who participated in the February and March 2015 measurements : Alain Alric, Sylvie Tomanova (OFB), François-Xavier Robin (UNIMA) and Christian Rigaud (INRAE).

Chapitre 6

Intrusions salines dues aux dispositifs de franchissement

« Je mets du vinaigre dans mon
Château-Lafite. C'est un truc que je
te donne si tu veux transformer un
très grand vin en piquette.
Et voila : le gros Lafite qui tache!
»

Thierry Lhermitte, Le Dîner de cons

Sommaire

6.1 Introduction	144
6.2 Mesures	145
6.2.1 Mesures hydrauliques utilisées	145
6.2.2 Mesures de Salinité	146
6.3 Méthode	151
6.3.1 Nombre adimensionnel d'"estuaire" $N_{estuaire}$	151
6.3.2 Calcul de $N_{estuaire,Charente}$	152
6.3.3 Calcul de $N_{canal,Charras}$	153
6.4 Résultats	154
6.4.1 Évolution de la salinité en entrée	154
6.4.2 Estimation qualitative du mélange	155
6.5 Discussion	155
6.5.1 Les mesures	155
6.5.2 Artificialisation de l'écoulement	156
6.5.3 Limites des modèles 1D	156
6.5.4 Au-delà des modèles 1D, quels modèles pour représenter la dynamique de salinité?	157
6.6 Conclusion	157

Résumé

Dans de nombreux marais côtiers, les ouvrages hydrauliques sont largement utilisés pour empêcher les submersions et les intrusions salines dans les zones côtières. Cependant, ces ouvrages (barrière de marée, écluses, déversoir) sont des obstacles au passage des poissons et causent la déconnexion des plans d'eau avec la mer. Le rétablissement de la connexion consiste à laisser une ouverture suffisamment grande pour permettre le passage des poissons et limitant tout de même les entrées d'eau de l'estuaire. L'objectif de cette partie est de montrer comment la salinité peut être intégrée dans la gestion des ouvrages.

La zone d'étude est située à l'embouchure de la Charente (France, côte atlantique), qui présente un fort potentiel pour l'habitat de l'anguille européenne. Dans cette étude, nous étudions le cas d'un réseau de marais d'eau douce connecté à la mer par une porte à flot déjà équipée d'une ouverture. Une vanne supplémentaire est placée proche de la porte pour réguler les débits à marée basse et maintenir des niveaux dans le marais.

Des mesures de conductivité réalisées en amont et en aval de la porte à flot ont été réalisées à différentes positions longitudinales (jusqu'à 1 km à l'amont) et verticales. Les mesures en aval indiquent une arrivée, dans l'estuaire, d'une couche d'eau salée bien mélangée. Les mesures en amont quant à elle nous indiquent un écoulement fortement stratifié, avec l'eau salée venant de l'estuaire au fond, et l'eau douce venant de l'amont en surface. Une analyse dimensionnelle nous permet de montrer que les entrées d'eau venant de l'estuaire, et passant par la porte et la vanne sont trop faibles pour permettre un mélange entre les deux masses d'eau. Ces analyses permettent de définir des principes de modélisation des processus dans les modèles de gestion hydraulique.

6.1 Introduction

Les solutions permettant d'améliorer le franchissement des ouvrages en marais présentées dans les chapitres 3 et 5 sont basées sur (ou ont pour conséquences) des intrusions d'eau venant de l'estuaire. Pour le moment, seuls les impacts sur la gestion "hydraulique" d'un marais ont été abordés : perturbation du drainage, modification des hauteurs d'eau... Dans ce chapitre nous allons regarder les intrusions salines dues aux solutions présentées précédemment. L'objectif étant de déterminer s'il est possible d'ajouter, au modèle hydraulique développé dans le chapitre 5, un modèle permettant de prédire les intrusions salines dans le bief en amont de l'ouvrage à la mer équipé des solutions de franchissement développées dans le chapitre 3.

Le modèle hydraulique développé dans le chapitre précédent est basé sur les équations de Saint-venant 1D utilisées pour les écoulements en canaux ou rivières. Or il existe des modélisations permettant de prédire le transport et la concentration d'un soluté dans le cours d'eau. Elles sont basées sur l'équation de transport par advection-diffusion. Dans ce type de modélisation, le coefficient de diffusion longitudinale D sert de paramètre de calage du modèle. Considéré comme constant, il peut être ajusté grâce à des mesures. Cependant ce coefficient dépend en réalité de plusieurs paramètres : hauteur d'eau, largeur du cours d'eau, vitesse de l'écoulement. Des études ont été réalisées pour déterminer la valeur du coefficient de dispersion longitudinale en fonction de ces paramètres sur des cas réels (Abderrezzak et al., 2015; Ramezani

et al., 2019). Ce type de modélisation s'applique à des cas où le soluté est mélangé dans l'eau, de façon supposée uniforme dans la colonne d'eau.

Des modèles de transport de sel 1D, permettant de prendre en compte l'impact de la géométrie de l'estuaire, du marnage, et du débit d'eau douce venant de l'amont, ont aussi été développés pour les estuaires (Savenije, 2012). Ce modèle est basé sur un bilan de masse de sel dans l'estuaire. Il a été testé pour prédire les intrusions salines dans 6 estuaires de Malaisie (4 bien mélangés et 2 partiellement mélangés) (Gisen et al., 2015). Une autre étude a montré sa capacité à déterminer les concentrations de sel et les longueurs d'intrusion saline dans l'estuaire du Yangtze (Cai et al., 2015). Une étude récente a montré qu'il donnait de bons résultats dans un estuaire indien et un estuaire marocain (Haddout et al., 2018). Ces différentes études ont montré que ce modèle permettait de prédire les intrusions salines dans les estuaires partiellement ou bien mélangés.

Pour les estuaires fortement stratifiés, avec peu de mélange entre les couches d'eau salée et d'eau douce, il existe des modèles permettant d'évaluer l'évolution spatiale et temporelle de la salinité. Ils sont basés sur des équations Saint-Venant bi-couche (Castro et al., 2004). Il s'agit de résoudre deux systèmes d'équations de Saint-Venant 1D, une pour chaque couche. Ce type de modèle a été testé dans l'estuaire de Rječina (Krvavica, 2016).

Les marais rétro-littoraux sont des réseaux hydrographiques à la frontière entre les estuaires et les cours d'eau continentaux. Or dans les estuaires l'écoulement peut avoir plusieurs configurations (chapitre 2, partie 2.1.4) : stratifié, partiellement mélangé, et bien mélangé. Il convient donc dans un premier temps de regarder comment se propage une intrusion saline dans ces réseaux. Quelle est la configuration de l'écoulement dans l'estuaire lorsqu'il y a des intrusions salines dans un réseau côtier? Il faudrait aussi savoir quelle configuration a l'écoulement (stratifié ou non), et quels paramètres contrôlent la salinité (marée, débit de l'amont, ...) dans le réseau côtier? Cela nous permettrait de savoir si un des types de modélisation présentés plus haut, est adapté pour représenter les entrées de sel dans un marais rétro-littoral.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons aux intrusions d'eau salée dans le marais de Charras dues à un dispositif de franchissement hydromécanique (ici la cale). Nous concentrerons notre étude sur la partie aval du canal de Charras, présenté dans la partie 2.1 du chapitre 2. Il s'agit d'un canal de 7 km de long entre la porte à flot de Charras et la vanne de Suze (Figure 2.1). Pour la gestion du canal de Charras, des mesures de conductimétrie ont été effectuées jusqu'à 7km à l'amont de la porte à flot.

6.2 Mesures

6.2.1 Mesures hydraulique utilisées

Dans le chapitre 2, nous avons vu que la configuration de l'écoulement dans un estuaire est contrôlé par les paramètres hydrauliques suivants : marnage et débit d'eau douce venant de l'amont. Dans ce chapitre nous allons donc utiliser des mesures de hauteur d'eau et de débit pour prédire la configuration de l'écoulement dans le marais.

mesure de hauteur d'eau à l'ouvrage

Pour appréhender et comprendre les variations de hauteur d'eau dans le canal, nous utiliserons les mesures de hauteur d'eau, en amont et en aval de l'ouvrage à la mer, réalisées en 2015, 2018, et 2019. Sur ces 3 années, les hauteurs d'eau ont été mesurées toutes les 10 ou 15 minutes en continu sur des périodes de plusieurs semaines pendant le printemps (Tableau 2.10). Nous utiliserons en plus les ouvertures des vannes de Charras qui ont été enregistrées sur les périodes de mesure de hauteurs d'eau.

mesure du débit du marais

A l'aide des mesures de hauteurs d'eau, et des équations d'ouvrages présentées dans le chapitre 5 il est possible de calculer le débit passant par l'ouvrage à la mer. Ainsi nous avons pu calculer les débits journaliers durant les périodes de mesures de hauteurs d'eau de 2015 et de 2018. Les mesures de débit faites à l'ADCP en 2015 et 2018 à l'ouvrage à la mer de Charras (Tableau 2.11) ont été utilisées pour caler ces lois (voir chapitre 2).

Mesures hydrauliques dans l'estuaire

Nous allons aussi regarder si nous sommes capables de prédire la concentration de sel dans l'estuaire seulement avec des données hydrauliques (marnage et débit d'eau douce) de l'estuaire.

Les mesures de hauteur d'eau en aval de l'ouvrage à la mer nous renseigneront sur les hauteurs d'eau dans l'estuaire. Les débits arrivés de la Charente nous sont fournis par la banque hydro (<http://www.hydro.eaufrance.fr/>) à la station de Beillant.

6.2.2 Mesures de Salinité

Des mesures de conductivité ont été effectuées avec une sonde HOB0-U24 qui mesure également la température de l'eau. Ces sondes étaient programmées pour effectuer une mesure toutes les 10 minutes. La conversion de la conductimétrie en salinité s'effectue à l'aide de la méthode PSS-78 programmée dans le logiciel de HOB0. Ces suivis se sont faits avec 5 sondes de conductimétrie positionnées à différents endroits du canal, et une 6ème sonde était positionnée en aval de l'ouvrage à la mer pour obtenir la conductimétrie en aval du marais. Trois campagnes de mesure différentes ont été effectuées :

- Un suivi sur le premier kilomètre en amont de l'ouvrage à la mer, du 06 mars 2018 au 15 mars 2018. Les 5 sondes ont été positionnées à 5 distances différentes de la porte à flot (250 m, 400 m, 530 m, 750 m, et 865 m) à 30 cm du fond.
- Un suivi simultané longitudinal et vertical, du 18 avril 2018 au 26 juin 2018. Suite à la première campagne de 2018, un suivi sur une distance de 3 km a été effectuée avec 4 sondes à 4 distances différentes de la porte à flot (250 m, 750 m, 1160 m, et 3500 m) à 30 cm du fond. La dernière sonde a été placée à 250 m de la porte à flot et à 1 m du fond.
- Un suivi sur une verticale, du 19 mars 2019 au 22 mai 2019. Le but de cette campagne était d'étudier l'évolution d'une éventuelle stratification dans le canal de Charras durant 2 mois. Quatre sondes ont été positionnées à 250 m de la porte à flot à 4 profondeurs différentes (30 m, 80 m, 160 m, et à 5 cm sous la surface). La dernière sonde a été placée à 3500 m de la porte à flot et à 30 cm du fond.

Suivi de la salinité au niveau de l'estuaire

Durant toutes les périodes de mesure de conductimétrie dans le canal de Charras, un suivi a été réalisé à l'aval de la porte à flot. Un enregistreur de conductimétrie a été installé au pied de la porte à flot. Les données mesurées sont présentées sur les figures 6.1, 6.2, et 6.3. L'évolution de la salinité est présentée avec l'évolution de la hauteur en aval de la porte à flot et l'évolution du débit journalier de la Charente. On peut voir que lorsque la sonde est hors d'eau la salinité vaut 0. Sur la figure 6.1, on remarque que la salinité vaut environ 1 g/L en aval de la porte à flot lorsque la sonde est sous l'eau et que le courant n'est pas inversé (i.e l'eau coule du marais vers l'estuaire). La variation de salinité en amont sur une marée suit l'évolution de la hauteur d'eau. A marée basse la salinité vaut aux environs de 1 g/L ce qui correspond à la valeur obtenue pour l'eau provenant de l'amont. Puis, lorsque la marée monte, la salinité commence à augmenter au moment de l'inversion. Le maximum de salinité arrive lors de la seconde inversion de niveaux. Ensuite la salinité diminue avec le niveau d'eau jusqu'à ce que le détecteur soit hors d'eau. Il est à noter que la salinité en aval de l'ouvrage peut aussi varier sur les marées où il n'y a pas d'inversion (pas de fermeture de la porte). Mais dans ces cas-là, les variations sont inférieures à 5 g/L, ce qui est faible au regard des variations sur les marées de vives eaux qui sont supérieures à 25 g/L.

La valeur du maximum de salinité sur une marée apparaît corrélée au marnage et au débit dans la Charente. Plus le marnage est grand et le débit dans la Charente faible plus le pic est grand. Inversement plus le marnage est faible et le débit dans la Charente est grand, plus le pic est faible. Cela est en cohérence avec ce que l'on sait de l'évolution de la salinité dans un estuaire, et c'est en accord avec les simulations de (Toublanc (2013)).

Suivi longitudinal sur le 1er km en mars 2018

Les résultats du premier suivi de l'évolution de la salinité, mené entre le 6 mars 2018 et le 15 mars 2018, sont présentés sur la figure 6.4. On peut voir que les entrées d'eau venant de l'estuaire se propagent sur plus de 1 kilomètre. On peut distinguer deux dynamiques différentes entre les entrées d'eau salée et les sorties d'eau salée.

Pour les entrées d'eau salée, on peut remarquer que la propagation correspond à la progression d'un soluté soumis à un phénomène d'advection. Les sondes détectent les entrées d'eau salée dans l'ordre de leur distance par rapport à la porte à flot : la sonde la plus proche de la porte est la première à détecter les entrées d'eau salée, puis la seconde plus proche est la deuxième à détecter les entrées d'eau salée, et ainsi de suite. Mais lors de la baisse de la salinité (i.e : lorsque la marée descend et que l'eau sort du marais) nous n'observons pas un phénomène d'advection sur le retrait du front de salinité. Par exemple, la sonde la plus éloignée de la porte à flot n'est jamais la première à revenir à zéro. On observe aussi, lors de ces périodes, que les sondes dans le marais peuvent détecter du sel alors que la sonde à la porte à flot n'en détecte plus (figure 6.4). Sur cette période, il est à noter que toutes les sondes mesurent des salinités inférieures à 1g/L entre deux intrusions d'eau salée (i.e : deux marées hautes). Il semble que toute l'eau salée introduite par une marée est évacuée avant la marée haute suivante.

Suivi longitudinal et vertical entre avril et juin 2018

Contrairement au premier suivi longitudinal (mars 2018), il semble que toute l'eau salée introduite par une marée ne soit pas évacuée avant la marée haute suivante. En

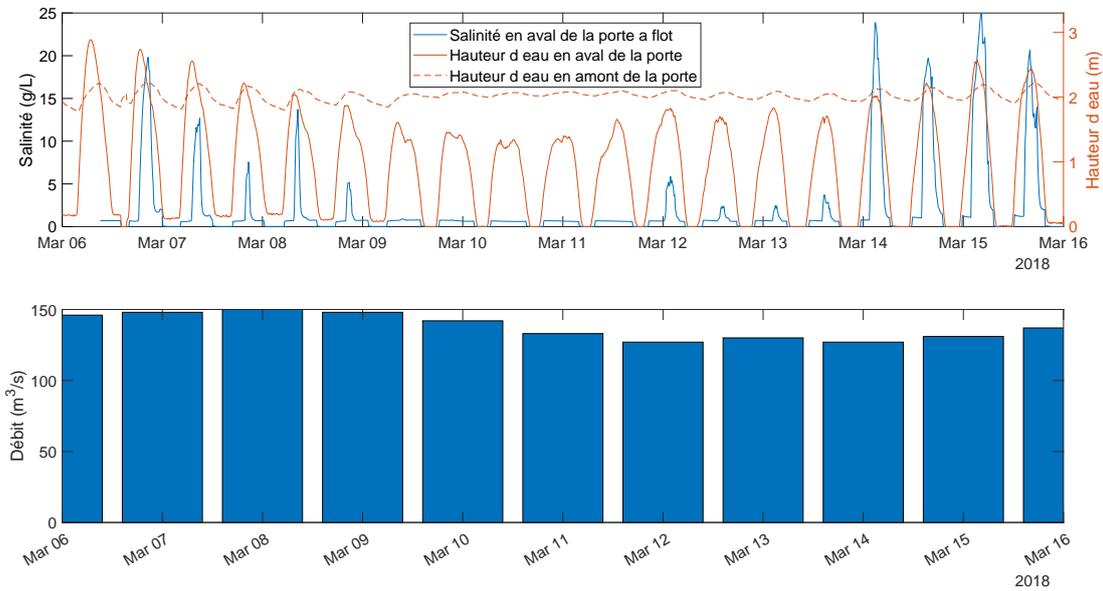


FIGURE 6.1 – La figure du haut montre les mesures, de la salinité à la porte à flot, et des hauteurs d'eau en amont et en aval de la porte à flot, sur la 1ère période de mesure de 2018. La figure du bas montre les débits journaliers de la Charente, à la station de Beillant, sur cette même période.

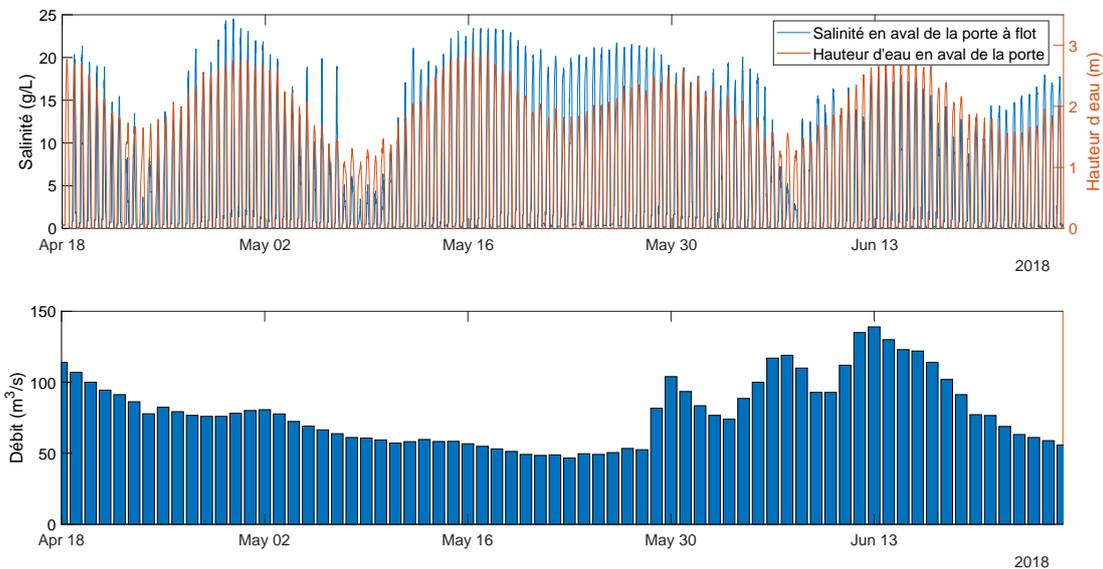


FIGURE 6.2 – La figure du haut montre les mesures, de la salinité à la porte à flot, et de la hauteur d'eau en aval de la porte à flot, sur la 2ème période de mesure de 2018. La figure du bas montre les débits journaliers de la Charente, à la station de Beillant, sur cette même période.

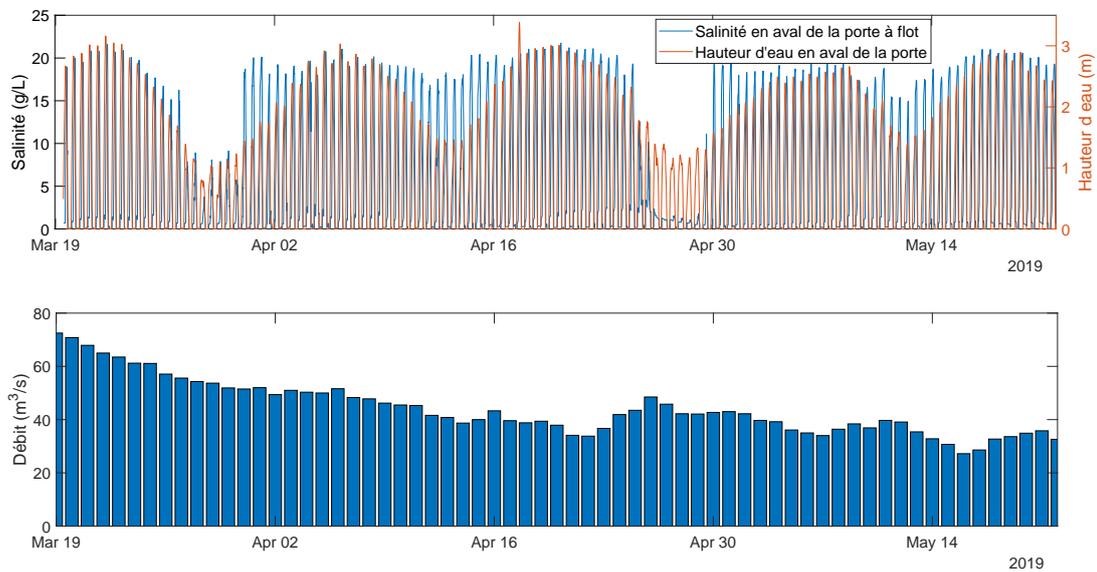


FIGURE 6.3 – La figure du haut montre les mesures, de la salinité à la porte à flot, et de la hauteur d'eau en aval de la porte à flot, sur la période de mesure de 2019. La figure du bas montre les débits journaliers de la Charente, à la station de Beillant, sur cette même période.

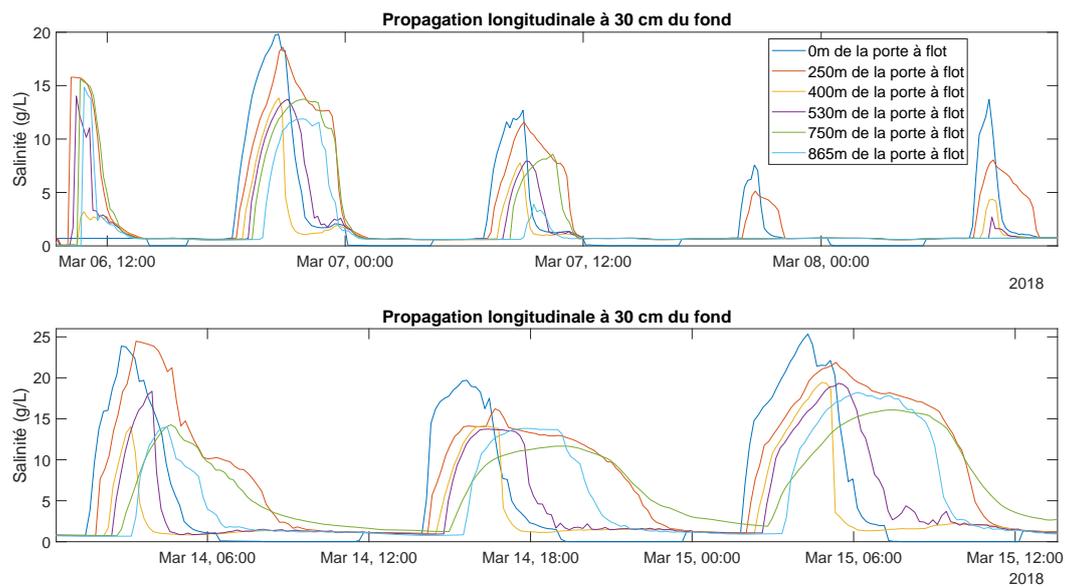


FIGURE 6.4 – Mesure salinité de mi-mars 2018. Les marées où la salinité ne varie pas dans le canal ont été retirées.

effet, on peut voir qu'aux alentours du 21 avril 2018 et après le 27 avril la salinité ne redescend pas sous les 1g/L entre 2 marées hautes. De plus, bien que l'on ne le voit pas sur la figure 6.5 (nous avons choisi de montrer l'évolution de la salinité lorsqu'il y a de l'écoulement dans le marais) la sonde à 3,5 km commence à mesurer la présence de sel de manière continue aux alentours du 10 mai 2018 jusqu'à la fin de la période de mesure.

La courbe 6.5 montre qu'il y a eu stratification sur la période de mesure. En effet on observe des différences de salinité à 30 cm du fond et à 1 m du fond. Sur cette courbe on voit que la stratification a lieu lorsque la marée descend et que la salinité chute dans le canal. En effet lors des entrées de sel (i.e : lorsque la salinité augmente) la salinité mesurée à ces deux hauteurs est identique. Avec ces mesures, il est impossible de dire si il y a une forte stratification sur toute la hauteur (pas de mesure de concentration de sel au dessus de 100 cm du fond). C'est pour cela que nous avons décidé de faire une troisième campagne de mesure, où nous nous sommes focalisés sur l'évolution verticale de la salinité.

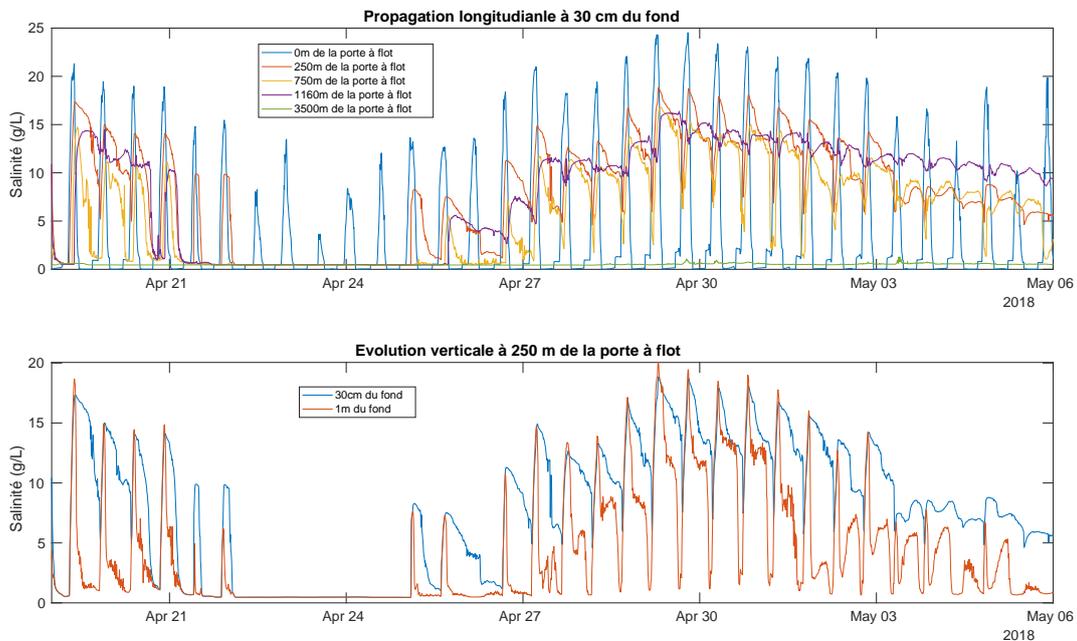


FIGURE 6.5 – Mesure salinité présentée jusqu'au 6 mai 2018, après il n'y plus d'écoulement dans le canal

Suivi vertical entre mars et mai 2019

Sur la figure 6.6, il est possible de voir l'évolution de la salinité mesurée en quatre hauteurs différentes à la même abscisse. On voit qu'il y a une forte stratification verticale, à tous les moments de la marée, sur toute la période de mesure. En effet la sonde à 30 centimètres du fond mesure régulièrement des concentrations de sel supérieures à 10 g/L. Alors que les sondes à 160 centimètres du fond et à 5cm sous la surface ne mesurent jamais de concentrations de sel supérieures à 2 g/L.

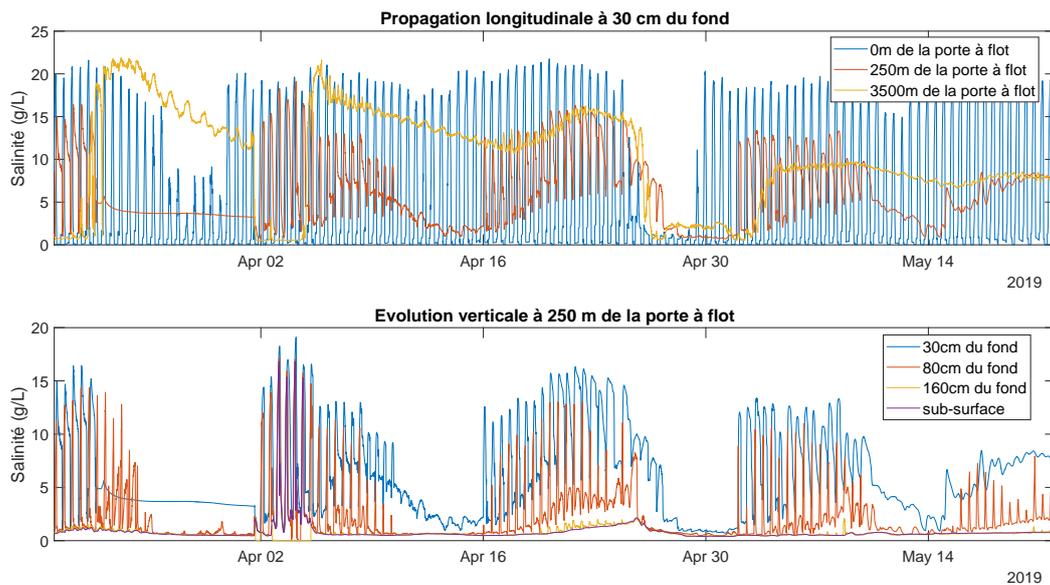


FIGURE 6.6 – Mesure salinité de la campagne de 2019. Entre le 2 avril et le 5 avril, le canal de Charras a été mis à sec pour faire un entretien des berges.

6.3 Méthode

Dans cette partie, nous analysons les nombres adimensionnels qui vont permettre de caractériser l'écoulement et de prédire la concentration de sel arrivant en aval de l'ouvrage à la mer. Nous étudierons la configuration dans la partie aval du canal de Charras au regard des écoulements en estuaire et en rivière.

6.3.1 Nombre adimensionnel d'"estuaire" $N_{estuaire}$

Dans l'idéal, il faudrait utiliser le nombre de Richardson R_i pour mesure de l'importance relative des effets mécaniques et de densité dans la colonne d'eau. Cependant, pour calculer ce nombre, nous aurions besoin de la densité de l'eau venant de l'estuaire et de la vitesse RMS du courant (Chapitre 2, partie 2.1.4). C'est pourquoi nous avons plutôt utilisé le nombre d'estuaire qui compare les volumes d'eau venant de la mer et de l'amont :

$$N_{estuaire} = \frac{Q_{Fleuve} \times T_m}{P_t} \quad (6.1)$$

Avec Q_{Fleuve} le débit moyen venant de l'amont, T_m la période de la marée, et P_t le prisme tidal. Ce nombre permet aussi de connaître la configuration de l'écoulement. En effet, le mélange entre les deux masses d'eau dépend du rapport entre les volumes des deux masses d'eau. Pour avoir un écoulement parfaitement mélangé, il faut un frottement important entre les deux masses d'eau, et cela n'arrive que si le volume d'eau venant de l'estuaire est beaucoup plus important que le volume d'eau douce venant de l'amont. On a donc un écoulement parfaitement mélangé si $N_{estuaire} < 0,1$ et un écoulement fortement stratifié si $N_{estuaire} > 1$.

Dans la suite nous calculerons deux nombres d'estuaire $N_{estuaire}$. Un premier pour l'estuaire de la Charente $N_{estuaire,Charente}$, qui nous servira à analyser les mesures ef-

fectuer en aval de la porte à flot. Puis un second pour la partie aval du canal de Charras $N_{canal,Charras}$, qui nous servira à analyser l'écoulement dans le canal de Charras.

6.3.2 Calcul de $N_{estuaire,Charente}$

Nous souhaitons calculer le nombre d'estuaire de la Charente pour toutes les marées ou nous avons fait des mesures. Le but est de connaître la configuration de l'écoulement (stratifié ou non) en aval du canal de Charras.

Or, pour pouvoir calculer $N_{estuaire,Charente}$, il nous faut le débit de la Charente ($Q_{Charente}$), la période de la marée (T_m), et le prisme tidal de l'estuaire de la Charente pour chaque marée ($P_{Charente}$). Nous avons à notre disposition le débit journalier de la Charente à la station de Beillant, la période de la marée (estimée grâce aux travaux de (Gouriou, 2012)). Cependant nous ne disposons pas de mesure de hauteur d'eau dans l'estuaire, nous ne sommes donc pas en mesure d'obtenir la valeur du prisme tidal de l'estuaire.



FIGURE 6.7 – Localisation de l'embouchure du canal de Charras (surface violette), qui connecte le canal de Charras (surface bleue) et l'estuaire de la Charente (surface rouge).

Cependant nous possédons la bathymétrie de l'embouchure du canal de Charras dans l'estuaire de la Charente (figure 6.7)). Nous disposons aussi des mesures de hauteur d'eau dans cette embouchure (sonde de hauteur d'eau en aval de la porte à flot de Charras). Nous pouvons ainsi calculer un prisme tidal pour l'embouchure du canal de Charras $P_{embouchurecharras}$. Nous allons faire l'hypothèse de la variation de volume d'eau, sur une marée (entre marée haute et marée basse), présent dans l'embouchure et proportionnel à celle ayant lieu dans l'estuaire de la Charente. Cela impliquerait

que le prisme tidal de l’embouchure du canal de Charras $P_{embouchurecharras}$ soit proportionnel au prisme tidal de la Charente $P_{Charente}$.

Cela nous donne la relation suivante pour calculer le nombre d’estuaire de la Charente, avec τ le coefficient de proportionnalité entre $P_{embouchurecharras}$ et $P_{Charente}$:

$$N_{estuaire,Charente} = \tau \frac{Q_{Charente} \times T_m}{P_{embouchurecharras}} \quad (6.2)$$

Pour déterminer le coefficient τ nous allons utiliser les résultats de **Toublanc (2013)** qui a calculé $N_{estuaire,Charente}$ pour 6 configurations (Tableau 2.5) : à 3 débits de la Charente pour une marée de vives eaux et une marée de mortes eaux. Il s’agit de 6 cas qui balaient l’ensemble des configurations possibles car nous avons un fort et un faible marnage pour un fort débit ($400 \text{ m}^3/\text{s}$), un débit moyen ($50 \text{ m}^3/\text{s}$), et un faible débit ($5 \text{ m}^3/\text{s}$). Nous allons calculer le terme $N^* = \frac{Q_{Charente} \times T_m}{P_{embouchurecharras}}$ dans ces 6 cas. Ensuite nous regarderons le ratio $\frac{N_{estuaire,Charente}}{N^*}$ pour déterminer la valeur du coefficient τ dans chaque cas. Les résultats sont visibles dans le tableau 6.1. On obtient un τ moyen de $8,52 \cdot 10^{-7}$, avec un écart type de $0,16 \cdot 10^{-7}$. Les écarts obtenus sont suffisamment faibles pour pouvoir estimer le nombre $N_{estuaire,Charente}$ en calculant le nombre N^* et en le multipliant par le coefficient τ de valeur $8 \cdot 10^{-7}$.

Marée	$Q_{Charente} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$H_{aval,paf} \text{ (m)}$	$N_{estuaire,Charente}$ (Toublanc (2013))	N^*	τ
Vives eaux	400	3	0,41	$4,8 \cdot 10^5$	$8,54 \cdot 10^{-7}$
	50	3	0,05	$6,0 \cdot 10^4$	$8,33 \cdot 10^{-7}$
	5	3	0,005	$6,0 \cdot 10^3$	$8,33 \cdot 10^{-7}$
Mortes eaux	400	1,3	1,23	$1,4 \cdot 10^6$	$8,79 \cdot 10^{-7}$
	50	1,3	0,15	$1,75 \cdot 10^5$	$8,57 \cdot 10^{-7}$
	5	1,3	0,015	$1,75 \cdot 10^4$	$8,57 \cdot 10^{-7}$

TABLEAU 6.1 – Estimation du coefficient τ utilisé pour calculer $N_{estuaire,Charente}$ pour la Charente.

6.3.3 Calcul de $N_{canal,Charras}$

Pour pouvoir calculer $N_{canal,Charras}$ il nous faut le débit moyen à Charras lors de la marée ($Q_{Charras}$), la période de la marée (T_m), et le prisme tidal du canal de Charras pour chaque marée ($P_{Charras}$). Le débit moyen $Q_{Charras}$ peut être déterminé à l’aide des mesures d’eau en amont et en aval de la porte à flot. En effet grâce aux lois d’ouvrage, présentées dans le chapitre 5, il est possible de calculer le débit passant à l’ouvrage à la mer avec les mesures de hauteur d’eau. La période de la marée T_m est la même que pour le nombre $N_{estuaire,Charente}$. Le prisme tidal $P_{Charras}$ est calculable à l’aide de la bathymétrie du canal et des mesures de hauteur d’eau à l’amont de l’ouvrage à la mer.

Pour calculer $N_{canal,Charras}$ nous avons seulement besoin des mesures hydrauliques dans le canal, nous allons donc pouvoir le calculer pour toutes les périodes où nous avons des mesures hydrauliques, en 2015, 2018, et 2019. Nous allons le tracer en fonction du rapport volumique $R_{sea} = \frac{V_{in}}{V_{out}}$. Avec V_{in} le volume d’eau entrant dans le marais par l’ouvrage à la mer sur une marée, et V_{out} le volume d’eau sortant du marais par l’ouvrage à la mer sur une marée. Ces deux nombres doivent être fortement corrélés car $N_{canal,Charras}$ quantifie le ratio $\frac{V_{out}}{V_{in}}$, bien que la relation ne soit pas triviale car la

variation du prisme tidal, dans $N_{canal,Charras}$, dépend du marnage mais aussi du débit venant de l'amont (Ippen and Harleman, 1961). En traçant $N_{canal,Charras}$ en fonction de R_{sea} , nous nous attendons donc à voir une évolution semblable à celle en $\frac{1}{x}$. De plus cela nous servira à estimer pour quelle valeur de R_{sea} , il y a du mélange ou de la stratification. Nous pouvons caractériser la forme de l'écoulement dans le bief à l'aide de R_{sea} , car ce nombre semble plus parlant en terme de gestion d'écoulement dans le marais que le nombre d'estuaire $N_{canal,Charras}$.

6.4 Résultats

6.4.1 Évolution de la salinité en entrée

Les figures 6.1, 6.2, et 6.3 indiquent que la concentration en sel venant de l'estuaire, arrivant en aval de la porte à flot à marée haute, est corrélée au débit moyen de la Charente ($Q_{Charente}$) et au marnage. Or le nombre $N_{estuaire,Charente}$ lie le marnage et le débit moyen de la Charente. Nous avons donc décidé de regarder l'évolution du maximum de concentration en sel de l'eau venant de l'estuaire se présentant en aval de la porte à flot, sur une marée, en fonction du nombre $N_{estuaire,Charente}$. Le résultat est visible sur la figure 6.9. La figure 6.8 montre l'évolution du maximum de concentration en sel, sur une marée en fonction du débit de la Charente et de la hauteur maximale en aval de la porte à flot, sur la marée. Cette figure nous permet aussi de voir l'ensemble des couples (H,Q) (hauteur maximale en aval de la porte à flot, débit moyen de la Charente) balayés lors des mesures, et donc utilisés pour tracer la figure 6.9.

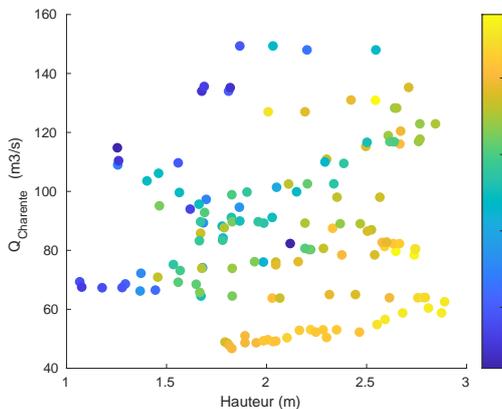


FIGURE 6.8 – Répartition des couples (H,Q) utilisés pour la corrélation entre salinité et $N_{estuaire}$. Seules les données de 2018 sont représentées.

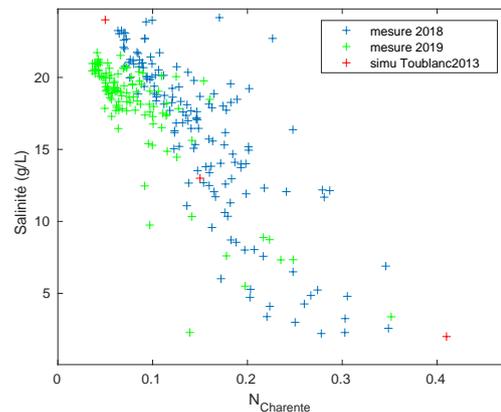


FIGURE 6.9 – Maximum de salinité d'une marée en fonction de $N_{estuaire}$

Les valeurs pour $N_{estuaire,Charente}$ obtenues lors des marées qui permettent des entrées d'eau salée dans le réseau sont comprises entre 0,05 et 0,25. Cela indique que l'estuaire est bien mélangé ou partiellement mélangé. Cela est cohérent avec les résultats des simulations effectuées par Toublanc (2013).

La figure 6.9 montre un lien entre le maximum de conductivité de l'eau arrivant en aval de la porte à flot et le nombre adimensionnel $N_{estuaire,Charente}$. Plus le $N_{estuaire,Charente}$ d'une marée est petit, plus la concentration en sel, de l'eau venant de l'estuaire, se présentant en aval de la porte à flot de Charras sera grande.

6.4.2 Estimation qualitative du mélange

Les mesures effectuées entre mars et mai 2019 montrent que les entrées d'eau salée, dans le canal de Charras, se font de manière fortement stratifiée. Or la figure 6.9 montre que lorsqu'il y a du sel devant la porte à flot, l'écoulement dans l'estuaire est partiellement mélangé ou totalement mélangé. Le passage par l'ouvrage à la mer (porte à flot avec cale + vanne) semble induire une stratification. Il y a plusieurs raisons possibles : soit la cale à la porte à flot induit des entrées d'eau salée trop faibles pour induire un mélange, soit le passage de l'écoulement sous la vanne induit la stratification. Pour trancher entre ces deux hypothèses nous allons calculer $N_{canal,Charras}$. La figure 6.10 montre l'évolution de $N_{canal,Charras}$ et R_{sea} . On remarque un lien entre ces deux nombres, bien que des décalages semblent se produire entre les différentes séries de mesure. Des travaux de curage en mars 2018 et d'entretien des berges en avril 2019 peuvent expliquer ces écarts entre les différentes périodes de mesure. En effet, le calcul de $N_{canal,Charras}$ a été fait avec des données de bathymétrie obtenues en 2015. Or la bathymétrie du canal a pu changer suite aux travaux de curage et d'entretien. Sur la figure 6.10, on voit une tendance qui ressemble à celle attendue. De plus, comme attendu, plus R_{sea} est petit, plus la stratification est importante. Nous pouvons voir que $N_{canal,Charras}$ est toujours supérieur à 1. Donc si l'on applique les raisonnements dédiés aux estuaires, il n'y a pas assez d'intrusion saline pour créer du mélange par le frottement entre les deux couches d'eau. La figure 6.10 nous indique aussi que, pour le canal de Charras, il faudrait des R_{sea} supérieurs à 1 pour avoir un écoulement parfaitement mélangé seulement par frottement entre les deux couches d'eau. Or ceci semble inadmissible en terme de gestion. Il faut donc avoir un autre phénomène si l'on veut un écoulement bien mélangé.

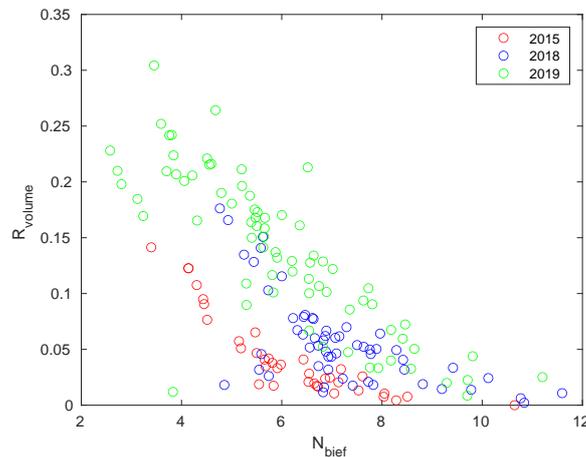


FIGURE 6.10 – Évolution de N_{bief} en fonction de R_{bief} .

6.5 Discussion

6.5.1 Les mesures

Les mesures se concentrent particulièrement sur les périodes de faible écoulement dans le marais, soit en avril et en mai. En particulier, pour les mesures sur la stratification, nous n'avons pas de données concernant des périodes de fort écoulement (aux

mois de février et de mars). Il est en effet compliqué d'effectuer des mesures en début de période d'écoulement (i.e : le moments où les débits venant de l'amont sont les plus forts). Tout d'abord, il s'agit d'un moment complexe à déterminer : il coïncide avec les premières grandes pluies de l'hiver. Or ces phénomènes varient beaucoup suivant les années. Il y a même des années sèches où il peut y avoir très peu, voire aucun, écoulement à fort débit. De plus, à ces moments l'écoulement est perturbé par des phénomènes qui ont eu lieu lors de la période sèche : évaselements aux niveaux des ouvrages, bouchons vaseux dans les canaux... Cela entraîne une complexification des écoulements car le canal et les ouvrages se désensavent sous l'effet combiné de l'écoulement de l'eau et des actions d'entretien humain (exemple : opération de curage). Cela remobilise des matières en suspension, ce qui impacte la conductivité, et modifie la bathymétrie du canal.

Nos sondes de salinité étant positionnées au fond, les mesures conductimétriques faites par ces sondes ont pu être affectées par des phénomènes d'envasement. En effet, les entrées d'eau venant de l'estuaire étaient chargées en MES (Matière en Suspension). Il est donc possible que des dépôts de MES (qui sont des sédiments cohésifs) aient envasé nos enregistreurs de conductivité. Pour de prochains suivis similaires, nous recommandons de réaliser des mesures de contrôles avec un conductimètre sur une ou plusieurs marées au niveau des enregistreurs de conductimétrie. Ce type de mesure permettrait de savoir si des effets d'envasement ont lieu de manière cyclique (à chaque marée au moment où il y a de faibles vitesses dans le canal). De plus de telles mesures, si elles sont réalisées sur des marées séparées de plusieurs semaines, permettraient de suivre un envasement progressif dû à des entrées de MES régulières.

6.5.2 Artificialisation de l'écoulement

L'écoulement dans le marais de Charras est fortement artificialisé à l'aide d'ouvrages de contrôle (vanne, clapet...). Une étude a montré que le courant dans un estuaire pouvait être fortement modifié par des écoulements artificialisés (Schulz and Gerkema, 2018). L'écoulement artificialisé venant de l'amont pourrait donc avoir un impact sur la façon dont la circulation des entrées d'eau salée.

De plus, on peut se poser la question de l'impact du passage d'une couche d'eau salée par un ouvrage de régulation. Par exemple dans notre cas, la stratification est-elle imposée par le passage de l'eau salée sous une vanne ou par les faibles entrées d'eau venant de la porte à flot avec cale? On voit qu'après la vanne, l'écoulement est stratifié, mais par quoi la stratification est-elle créée (la vanne, les faibles entrées d'eau...)? Ce que l'on peut déduire de nos résultats c'est que s'il y a de la stratification, l'écoulement ne sera pas mélangé par des effets de frottement entre les masses d'eau induits par la marée.

Il faut aussi prendre en compte d'éventuels effets 3D induits par la géométrie des canaux. Les canaux des marais comportent des coudes brusques induisant des recirculations. Ces recirculations pourraient favoriser du mélange ou bien piéger des poches d'eau salée. Les variations de bathymétrie pourraient aussi avoir un impact sur le mélange ou le piégeage d'eau salée.

6.5.3 Limites des modèles 1D

Au vu des résultats, il nous semble que les modèles de transport de soluté en rivière pourraient avoir des difficultés à représenter les entrées d'eau salée. En effet, compte

tenu de la stratification, il faudrait à minima modifier les entrées pour considérer que seule une partie de la colonne d'eau prend part au transport de sel. Il faudrait aussi réussir à déterminer la hauteur de la couche d'eau salée au fond, et son évolution en fonction des paramètres hydrauliques (débit, hauteur d'eau,...). Cette stratification nous inciterait plutôt à utiliser des modèles de Saint-Venant bi-couche (Castro et al., 2004). Cependant il faudrait faire des études supplémentaires pour étudier l'impact des phénomènes listés dans la partie précédente : artificialisation des débits amont, passage par un ouvrage de gestion, hétérogénéités du fond et des berges, présence de virages coudés... Ce type de modélisation a été testé sur des estuaires à fond irrégulier, ce qui pourrait indiquer qu'il serait robuste pour reproduire l'impact de certaines hétérogénéités de fond/berge. La plus grande interrogation concerne le passage de couche d'eau salée par des ouvrages d'étagement. En effet aucun des modèles de transport de salinité en estuaire présenté en introduction n'a été testé sur des estuaires présentant des ouvrages en travers. Or nos premiers résultats laissent entendre qu'ils peuvent avoir des impacts importants sur la forme de l'écoulement, et sur les phénomènes physiques.

6.5.4 Au-delà des modèles 1D, quels modèles pour représenter la dynamique de salinité?

En plus de réaliser des mesures et de faire des expériences physiques, il est possible d'étudier le phénomène à l'aide d'un modèle théorique ou numérique plus complexe que ceux présentés en introduction :

- Si l'on veut rester sur des modélisations 1D, on pourrait joindre au modèle bi-couche, un modèle de mélange entre les deux couches. Grâce à ce type de modélisation, il serait possible de voir si une couche de mélange entre les deux masses d'eau est susceptible de se produire, et si c'est le cas, quelles conditions faut-il avoir pour qu'il y ait du mélange?
- Il existe aussi des modélisations d'écoulement des estuaires utilisant des modélisation de type Saint-venant 2D (Huybrechts et al., 2012) ou des équations 3D (Lazure and Dumas, 2008). Ce type de modélisation a été utilisé pour effectuer des études de circulation saline, de qualité de l'eau, et de transport sédimentaire en estuaire (Toublanc, 2013; Cea et al., 2016; Smolders et al., 2018). Cela peut être de bons outils pour regarder l'impact d'un virage coudé et d'irrégularités au fond et sur les berges. Ces modélisations ont 2 inconvénients majeurs : elles ont besoin de beaucoup de données pour commencer un calcul (bathymétrie, hauteur d'eau pour initialiser le calcul,...) et elles sont beaucoup plus gourmandes en temps de calcul. Il existe des solutions pour diminuer ces inconvénients, par exemple il est possible d'effectuer des simulations 1D de la hauteur d'eau dans l'estuaire pour avoir des données permettant d'initialiser le calcul (Liu et al., 2017).

6.6 Conclusion

Le rétablissement de la continuité écologique dans les marais rétro-littoraux est un enjeu important. Dans notre cas d'étude, la restauration de la continuité de la migration piscicole dans un réseau hydrographique côtier implique une complexification de la gestion de l'eau et des écoulements dans les canaux. Pour la gestion, les solutions

améliorant la migration piscicole présentées dans les chapitres 3 et 5 impliquent une flexibilité sur certains critères (hauteur d'eau, entrée de sel,...) et de potentielles adaptations des usages existants. Dans ce chapitre nous avons vu que les solutions hydro-mécaniques présentées dans le chapitre 3 pouvaient créer des écoulements stratifiés. Nos mesures ont aussi montré que suivant la période de l'année le sel s'évacue plus ou moins bien. En période de faible écoulement (aux mois d'avril et de mai), le sel a tendance à s'accumuler dans le marais. Il serait intéressant de modifier notre modèle hydraulique 1D, développé dans le chapitre 5, pour qu'il puisse évaluer les distances d'intrusion saline et les potentialités d'évacuation de ces volumes d'eau salée.

Il existe une grande variété de modélisations 1D permettant d'évaluer l'évolution de la concentration de sel. Certains ont été développés pour les écoulements en rivière, et ces modèles peuvent être couplés avec les équations de Saint-Venant 1D. Cependant au vu de nos mesures nous pensons qu'il faudrait se tourner vers des modèles développés pour le transport de sel en estuaire. Or ces modèles ne sont pas directement couplables avec des modélisations basées sur les équations de Saint-Venant 1D. Ils ne peuvent pas être utilisés directement pour modéliser les entrées de sel du fait de la présence des ouvrages de régulation. Ces modèles nécessiteront des adaptations pour modéliser l'impact des ouvrages de régulation sur l'écoulement.

Chapitre 7

Conclusion et perspectives

« La fin d'une chose marque le commencement d'une nouvelle »

Le Petit Prince

Sommaire

7.1 Conclusion	160
7.1.1 Synthèse des résultats	160
7.1.2 Conclusion générale	161
7.2 Perspectives	162
7.2.1 Dimensionnement de solutions hydromécaniques de franchissement des ouvrages à la mer	162
7.2.2 Écoulement au niveau d'une vanne	162
7.2.3 Comportement piscicole au niveau des ouvrages avec rugosité	163
7.2.4 Gestion d'un marais côtier pour améliorer la continuité de la migration piscicole	163
7.2.5 Intrusions salines stratifiées causées par les dispositifs hydromécaniques de franchissement des ouvrages à la mer	163
7.2.6 Travailler sur l'acceptation des solutions	164

7.1 Conclusion

7.1.1 Synthèse des résultats

Les conditions hydrauliques des cours d'eau sont aujourd'hui de plus en plus régulées, tant sur les débits que sur les hauteurs d'eau ou la morphologie. Les débits sont notamment fortement affectés par les prélèvements et les ouvrages de stockage. Sur des systèmes très anthropisés, comme les réseaux de canaux destinés à l'irrigation ou ceux destinés à la connexion de masses d'eau, la présence de nombreux ouvrages de régulation hydraulique peut être un frein considérable à la migration d'espèces. Ce manuscrit présente quatre études portant sur la continuité de la migration piscicole dans les réseaux d'irrigation et plus particulièrement des marais littoraux. Ces études ont été réalisées en se focalisant sur un site d'étude particulier (le marais de Charras) et une espèce (l'anguille au stade de la civelle). Différentes approches ont été utilisées : mesure de terrain (biologique et hydraulique), mesure en laboratoire et modélisation numérique.

La première étude (chapitre 3) se focalise sur les ouvrages à la marée (portes à flot et clapet) qui sont utilisés pour la gestion hydraulique des réseaux d'irrigation et drainage dans les zones côtières. Il présente une revue des ouvrages de contrôle hydraulique spécifiques à ces réseaux en milieu côtier. Suite à cela nous avons développé des modèles spécifiques de ces ouvrages, avec une prise en compte explicite des dispositifs de franchissement piscicole. Une méthodologie de diagnostic et de dimensionnement de ces dispositifs est proposée en intégrant des critères de continuité écologique aux ouvrages hydromécaniques côtiers.

Le manque de connaissance concernant le comportement de la civelle au niveau des ouvrages d'étagement comme les vannes nous a amené à la seconde étude (Chapitre 4). Une méthodologie d'estimation des capacités de nage d'une espèce piscicole permettant de diminuer certains biais des mesures en laboratoire (effet de stress dû au transport, à la manipulation et motivation des poissons) a été utilisée. La vitesse maximale de nage des civelles *in situ* est la même que celle mesurée en laboratoire : 0.6 m/s. Cela correspond à des étagements de quelques centimètres. L'ajout de rugosité au fond ne permet pas de créer des conditions d'écoulement favorisant le passage des civelles pour des étagements supérieurs à quelques centimètres. La modification des règles de gestion des ouvrages est donc apparue comme nécessaire au rétablissement de la continuité.

La troisième étude (chapitre 5) présente une méthode permettant d'améliorer la continuité de la migration piscicole sur un axe côtier régulé par un grand nombre d'ouvrages. Il est montré que le franchissement des ouvrages de régulation pouvait être amélioré en gérant d'autres ouvrages en aval, distants de plusieurs kilomètres, grâce aux effets des courbes de remous. Les modifications de gestion sont de deux types : soit des adaptations d'ouvrage pour modifier leur impact sur la gestion de l'eau sans modification des habitudes de gestion (fréquences de manipulation des ouvrages, ouverture de vannes...), soit des modifications des habitudes et règles de gestion des ouvrages de régulation. Ces deux types de gestions peuvent être combinés pour augmenter le temps favorable au passage des civelles, tout en limitant l'intrusion de l'eau de mer dans le marais et en maintenant les niveaux d'eau proches de leur valeur cible. Une dernière étude (chapitre 6) a eu pour objectif d'évaluer les entrées d'eau salée dues à nos solutions de franchissement. Les mesures en aval d'un ouvrage à la marée, équipé d'un dispositif de franchissement, ont montré un écoulement fortement

stratifié dans le marais. Une analyse dimensionnelle nous permet de montrer que les entrées d'eau venant de l'estuaire sont trop faibles pour permettre un mélange entre les deux masses d'eau par frottement entre la couche d'eau salée et la couche d'eau douce. La stratification observée nous amène à penser que les modélisations actuelles ne sont pas en mesure d'être utilisées pour représenter complètement les intrusions salines. Il existe des modélisations d'écoulement fortement stratifié en estuaire, mais qui ne prennent pas en compte les effets d'ouvrages de régulation sur l'écoulement.

Ces quatre études ont montré qu'il existe des solutions de franchissement des ouvrages de contrôle de l'eau dans les marais rétro-littoraux fortement anthropisés. Les solutions identifiées induisent des impacts sur l'écoulement à l'échelle du réseau : hauteurs d'eau, drainage, intrusion saline... Cela implique une nécessité de modifier les habitudes et règles de gestion de l'eau dans les réseaux. Pour évaluer l'impact de ces modifications, des modèles hydrauliques peuvent être développés. À l'aide d'un de ces modèles nous avons pu montrer qu'il est possible de trouver une gestion qui permet de faire passer des poissons sans remettre en cause l'utilisation actuelle de la ressource en eau dans ces réseaux.

7.1.2 Conclusion générale

Ces résultats montrent bien la complémentarité des approches hydrauliques et biologiques pour appréhender et résoudre des problèmes de continuité écologique. Pour les ouvrages à la mer nous avons développé des modélisations hydrauliques permettant d'évaluer et comparer des dispositifs développés pour des questions biologiques. Pour la continuité écologique au niveau des ouvrages d'étagement (ici des vannes) nous avons réalisé des expériences permettant de quantifier le franchissement d'ouvrage par des poissons, dont les résultats ont été analysés, et expliqués, à l'aide de nos connaissances sur la forme des écoulements aux ouvrages.

Cette thèse s'est intéressée à la restauration de la continuité écologique à plusieurs échelles. Dans les chapitres 3 et 4, on a regardé les problèmes de continuité de la migration des poissons à l'échelle « locale » (à l'échelle d'un ouvrage hydraulique). Dans certains cas, cela est suffisant pour trouver une solution (chapitre 3), mais elle ne permet pas toujours de trouver une solution (chapitre 4). Dans le chapitre 5, en abordant une approche à une échelle plus grande (échelle d'un réseau hydrographique), nous avons trouvé une solution au problème de continuité écologique non résolue au chapitre 4. Cela a amené à la mise en place d'un cadre d'analyse, et de méthodologies, permettant de trouver des compromis de gestion hydraulique et piscicole. De plus les méthodologies développées sont opérationnelles. Elles sont utilisables avec les logiciels d'hydrauliques actuels, et ont été testées sur un marais avec de forts enjeux écohydrauliques.

Cette thèse est un exemple de contrôle d'ouvrage permettant la préservation (ou restauration) d'une fonctionnalité des écosystèmes (la migration piscicole) en marais d'eau douce côtiers.

7.2 Perspectives

7.2.1 Dimensionnement de solutions hydromécaniques de franchissement des ouvrages à la mer

Dans le chapitre 3 nous avons développé des modélisations des solutions hydromécaniques (flotteur, raidisseur, cale) de franchissement des ouvrages à la mer (portes à flots, clapets). A la fin de ce chapitre, nous discutons sur les possibilités d'utiliser les résultats hydrauliques de ces modélisations pour effectuer des dimensionnements de solutions hydromécaniques basées sur des critères de comportement piscicole. A la suite de ce travail, il est envisagé d'effectuer une étude pour comparer les dispositifs hydromécaniques sur des critères de comportement piscicole en plus de critères hydrauliques. Nous comptons travailler avec nos connaissances sur le comportement de la civelle (partie 2.2.4), notamment le fait que les civelles arrivent en majorité en aval des ouvrages à la mer à un moment précis de la marée (une heure avant la pleine mer). Par exemple, en s'appuyant sur des campagnes de mesures biologiques à des ouvrages à la mer existant (Rigaud et al., 2014), on pourrait modéliser la densité de présence de poisson, sur une marée (entre deux moment de mort eau), par une loi normale de moyenne μ_f et d'écart-type σ_f .

$$f_{fish} = \frac{1}{\sigma_f \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(t - \mu_f)^2}{2\sigma_f^2}\right) \quad (7.1)$$

Il a été observé pour des civelles que le maximum de densité se situe à l'étal, ce qui nous permet de déterminer une valeur de μ_f (sa valeur dépendra de l'origine de l'axe des temps) et pour un écart-type $\sigma_f = 2$ heures. Cette méthodologie permettra de s'adapter à d'autres espèces présentent plutôt à marée haute. La quantité d'individu ayant franchi est donc égale à l'intégrale de f_{fish} entre le mort d'eau et l'instant de fermeture du dispositif. Pour les dispositifs avec cale, la valeur doit donc être égale à 1. Cependant il est donc possible d'effectuer un dimensionnement des dispositifs de type raidisseur, ou flotteur, pour maximiser le nombre de poissons ayant franchi l'ouvrage, tout en gardant des contraintes sur des paramètres hydrauliques (Hauteurs d'eau, volume d'eau salé, entrante,...).

7.2.2 Écoulement au niveau d'une vanne

Dans le chapitre 4 nous avons effectué des mesures de champs de vitesses au niveau d'une vanne en régime noyé. Les écoulements sous une vanne à fond lisse ont été étudiés théoriquement (Belaud and Litrico, 2008), expérimentalement (Bijankhan et al., 2017) et avec des simulations numériques (Cassan and Belaud, 2012). Dans un premier temps nous comptons utiliser nos mesures expérimentales pour valider les résultats précédents. Dans un second temps, il serait possible d'approfondir nos connaissances théoriques sur l'écoulement sous une vanne avec rugosité au fond. Par rapport à la continuité piscicole, l'objectif est de pouvoir contrôler la forme de l'écoulement au niveau de la vanne pour le rendre compatible avec les capacités et les comportements de nage d'espèces piscicoles.

7.2.3 Comportement piscicole au niveau des ouvrages avec rugosité

Le chapitre 4 a mis en évidence le fait que la vitesse de l'écoulement, à un obstacle, n'est pas le seul critère permettant d'évaluer la capacité de franchissement d'une espèce piscicole. La turbulence dans l'écoulement semble être un facteur important. En témoigne la caractérisation de l'efficacité des passes à bassins, en fonction de l'énergie turbulente dissipé par les jets dans les bassins (Larinier (2002c)). Cependant à l'heure actuelle il n'y a pas de critères universels sur les effets de turbulence (intensité, périodicité, orientation et échelle) qui attireraient ou repousseraient les poissons. De nombreuses questions se pose concernant les effets de turbulences (intensité, périodicité, orientation et échelle) qui impacteraient la nage des poissons (Lacey et al. (2012)). Il existe des travaux sur l'efficacité des passes à poisson couple la caractérisation de l'écoulement dans la passe à poisson et le déplacement des poissons dans la passe à poisson (Ballu (2017)). Le but est de trouver des configurations d'écoulements attractifs pour les poissons, ou favorables à leur repos entre deux périodes d'activités. Ces travaux pourraient être mis en relation avec les études liant l'efficacité de la nage des poissons et le nombre de Strouhal (Eloy (2012) Gazzola et al. (2014)). Or le nombre de Strouhal sert à caractériser certains effets de turbulences, comme par exemple le sillage derrière un obstacle.

7.2.4 Gestion d'un marais côtier pour améliorer la continuité de la migration piscicole

Dans le chapitre 5 nous avons développé un modèle numérique permettant de tester des scénarii de gestion améliorant la continuité de la migration piscicole dans les marais côtiers. Ce modèle est utilisé, sur le site de Charras, pour proposer des règles de gestion de marais améliorant la continuité de la migration piscicole sans dégrader les utilisations actuelles de la ressource en eau. Nous proposons de valider les scénarii identifiés avec la mise en place de ces règles de gestion et d'un protocole de suivi pour vérifier si des civelles arrivent à franchir les ouvrages d'étagement et s'assurer qu'il n'y ait pas de dégradation des autres usages de la ressource en eau. En parallèle de ces premières applications, des études pourront être menées pour évaluer les possibilités de régulation automatique des canaux d'irrigation en milieu côtier intégrant des critères de continuité de migration piscicole. Nous pourrions nous baser sur les études effectuées pour la gestion des chasses d'algues dans les canaux d'irrigation (Fovet et al., 2012b, 2013).

7.2.5 Intrusions salines stratifiées causées par les dispositifs hydro-mécaniques de franchissement des ouvrages à la mer

Dans le chapitre 6 nous avons vu que les intrusions salines causées par les dispositifs hydromécaniques pouvaient induire des écoulements stratifiés. Comme indiqué dans la discussion du chapitre 6 des études supplémentaires seraient nécessaires sur le contrôle de cette stratification par les ouvrages de gestion de l'eau et sur les possibilités de modélisation de ces intrusions salines. Cela permettrait d'avoir un contrôle (ainsi qu'une évaluation) plus fin(e) sur les intrusions salines que celui obtenu par les modélisations développées dans cette thèse. Ce contrôle pourrait servir à appliquer des solutions dans des réseaux hydrographiques où il est nécessaire d'avoir un contrôle

sur la concentration de sel en certains endroits du réseau. On pourrait alors imaginer des solutions de gestions pour le maintien ou la restauration d'habitats d'espèces piscicoles estuariennes.

7.2.6 Travailler sur l'acceptation des solutions

Dans cette thèse nous avons développé des solutions de gestions basées des modèles physiques et biologiques. Cependant, la gestion de l'eau implique d'autres disciplines ou domaines : économie, sociologie, histoire, politique ... Une solution de gestion écohydraulique doit pouvoir s'intégrer dans le contexte socio-économique et être acceptée par les usagers de la ressource. Sinon il y a de fortes chances que cette solution ne soit pas appliquée dans les faits, ou que certains usagés dégradent l'application de la solution (ces dégradations peuvent aller jusqu'à rendre les solution inefficace). Il convient donc de développer des travaux intégrant ces aspects dans les modèles et réflexions. Dans une récente thèse sur l'évaluation de l'efficience probable d'un projet de restauration fonctionnelle et durable du transport sédimentaire dans un cours d'eau, une étude sur l'utilisation des réseaux bayésien a été utilisé pour tester des gestions prenant en compte des aspects sécuritaires, écologiques et socio-économiques avec l'aide des acteurs locaux à travers plusieurs ateliers (Yassine et al. (2020)).

Bibliographie

- Abderrezzak, K. E. K., Ata, R., and Zaoui, F. (2015). One-dimensional numerical modeling of solute transport in streams : The role of longitudinal dispersion coefficient. *Journal of Hydrology*, 527 :978–989.
- Allan, I. and Ritter, J. (1977). Salmonid terminology. *ICES Journal of Marine Science*, 37(3) :293–299.
- Amaral, S. D., Branco, P., Teixeira da Silva, A., Katopodis, C., Viseu, T., Ferreira, M. T., Nascimento, A., and Santos, J. M. (2016). Upstream passage of potadromous cyprinids over small weirs : the influence of key-hydraulic parameters. *Journal of Ecohydraulics*, 1 :79–89.
- Ashley, J. T., Bushaw-Newton, K., Wilhelm, M., Boettner, A., Drames, G., and Velinsky, D. J. (2006). The effects of small dam removal on the distribution of sedimentary contaminants. *Environmental Monitoring and Assessment*, 114(1-3) :287–312.
- Aubrey, D. and Speer, P. (1985). A study of non-linear tidal propagation in shallow inlet/estuarine systems part i : Observations. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 21(2) :185–205.
- Bach, J. M., Baisez, C., Leon, C., and Parouty, P. (2011). Suivi de la migration du saumon sur l'allier par radiopistage entre vichy et les zones de frayères en 2009. Technical report, LOGRAMI.
- Baker, C. and Boubée, J. (2006). Upstream passage of inanga galaxias maculatus and redfin bullies gobiomorphus huttoni over artificial ramps. *Journal of Fish Biology*, 69(3) :668–681.
- Ballu, A. (2017). *Étude numérique et expérimentale de l'écoulement turbulent au sein des passes à poissons à fentes verticales. Analyse de l'écoulement tridimensionnel et instationnaire*. PhD thesis.
- Ballu, A., Calluau, D., Pineau, G., and David, L. (2017). Experimental study of the influence of macro-roughnesses on vertical slot fishway flows. *La Houille Blanche*, (2).
- Baras, E. (1992). Etude des stratégies d'occupation du temps et de l'espace chez le barbeau fluviatile, (barbus barbus l). *Cahier d'Ethologie Appliquée*, 12 :125–442.
- Baudoin, J. M., Burgun, V., Chanseau, M., Larinier, M., Ovidio, M., Sremski, W., Steinbach, P., and Voegtli, B. (2014). Evaluer le franchissement des obstacles par le poissons. principes et méthodes. Technical report, ONEMA.

- Baume, J.-P., Malaterre, P.-O., Belaud, G., and Le Guennec, B. (2005). Sic : a 1d hydrodynamic model for river and irrigation canal modeling and regulation. *Métodos numéricos em recursos hídricos*, 7 :1–81.
- Beach, M. (1984). Fish pass design-criteria for the design and approval of fish passes and other structures to facilitate the passage of migratory fish in rivers. Technical report, Ministry of agriculture, fisheries and food.
- Becker, A., Holland, M., Smith, J. A., and Suthers, I. M. (2016). Fish movement through an estuary mouth is related to tidal flow. *Estuaries and Coasts*, 39(4) :1199–1207.
- Bednarek, A. T. (2001). Undamming rivers : a review of the ecological impacts of dam removal. *Environmental management*, 27(6) :803–814.
- Belaud, G., Cassan, L., and Baume, J. P. (2009). Calculation of contraction coefficient under sluice gate and application to discharge measurement. *Journal of hydraulic Engineering*, 135(12) :1086–1091.
- Belaud, G., Cassan, L., and Baume, J. P. (2012). Contraction and correction coefficient for energy-momentum balance under sluice gates. In ASCE, editor, *World Environmental and Water Resources Congress 2012 : Crossing Boundaries*.
- Belaud, G. and Litrico, X. (2008). Closed-form solution of the potential flow in a contracted flume. *journal of fluid mechanics*, 599 :299–307.
- Benjamin, T. B. (1956). On the flow in channels when rigid obstacles are placed in the stream. *journal of fluid mechanics*, 1 :227–248.
- Bernhard, F. A. and Perona, P. (2017). Dynamical behavior and stability analysis of hydromechanical gates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143(9).
- Bestgen, K. R., Bundy, J. M., Zelasko, K. A., and Wahl, T. L. (2004). Effectiveness of high-velocity inclined profile-bar fish screens measured by exclusion and survival of early life stages of fathead minnow. *North American journal of fisheries management*, 24(4) :1228–1239.
- Bijankhan, M., Kouchakzadeh, S., and Belaud, G. (2017). Application of the submerged experimental velocity profiles for the sluice gate's stage-discharge relationship. *Flow measurement and instrumentation*, 54 :97–108.
- Blaxter, J. and Dickson, W. (1959). Observations on the swimming speeds of fish. *ICES Journal of Marine Science*, 24(3) :472–479.
- Bolliet, V. and Labonne, J. (2008). Individual patterns of rhythmic swimming activity in anguilla anguilla glass eels synchronised to water current reversal. *Journal of Experimental Marine Biology and Ecology*, 362(2) :125–130.
- Boumans, R., Burdick, D. M., and Dionne, M. (2002). Modeling habitat change in salt marshes after tidal restoration. *Restoration Ecology*, 10(3) :543–555.
- Boys, C. A. and Williams, R. (2012). Succession of fish and crustacean assemblages following reinstatement of tidal flow in a temperate coastal wetland. *Ecological Engineering*, 49 :221–232.

- Bretsch, K. and Allen, D. M. (2006). Tidal migrations of nekton in salt marsh intertidal creeks. *Estuaries and Coasts*, 29(3) :474–486.
- Briand, C., Fatin, D., Ciccotti, E., and Lambert, P. (2005). A stage-structured model to predict the effect of temperature and salinity on glass eel *anguilla anguilla* pigmentation development. *Journal of Fish Biology*, 67(4) :993–1009.
- Bult, T. P. and Dekker, W. (2007). Experimental field study on the migratory behaviour of glass eels (*anguilla anguilla*) at the interface of fresh and salt water. *ICES Journal of Marine Science*, 64(7) :1396–1401.
- Burrows, R., Ockleston, G., and Ali, K. (1997). Flow estimation from flap-gate monitoring. *Water and Environment Journal*, 11(5) :346–355.
- Cabonce, J., Fernando, R., Wang, H., and Chanson, H. (2019). Using small triangular baffles to facilitate upstream fish passage in standard box culverts. *Environmental Fluid Mechanics*, 19 :157–179.
- Cai, H., Savenije, H. H., Zuo, S., Jiang, C., and Chua, V. P. (2015). A predictive model for salt intrusion in estuaries applied to the yangtze estuary. *Journal of Hydrology*, 529 :1336–1349.
- Calles, O., Karlsson, S., Vezza, P., Comoglio, C., and Tielman, J. (2013). Success of a low-sloping rack for improving downstream passage of silver eels at a hydroelectric plant. *Freshwater Biology*, 58(10) :2168–2179.
- Capra, H., Plichard, L., Bergé, J., Pella, H., Ovidio, M., McNeil, E., and Lamouroux, N. (2017). Fish habitat selection in a large hydropeaking river : Strong individual and temporal variations revealed by telemetry. *Science of the Total Environment*, 578.
- Cassan, L. and Belaud, G. (2012). Experimental and numerical investigation of flow under sluice gates. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(4) :367–373.
- Cassan, L., Belaud, G., Baume, J. P., Dejean, C., and Moulin, F. (2015). Velocity profiles in a real vegetated channel. *Environmental Fluid Mechanics*, 15(6) :1263–1279.
- Cassan, L., Guiot, L., and Belaud, G. (2018). Modeling of tide gate to improve fish passability. In *Symposium on Hydraulic Structures*, Aachen, Germany.
- Cassan, L. and Laurens, P. (2016). Design of emergent and submerged rock-ramp fish passes. *Knowledge & Management of Aquatic Ecosystems*, page 45.
- Castro, M. J., Garcia-Rodriguez, J. A., González-Vida, J. M., Macias, J., Parés, C., and Vázquez-Cendón, M. E. (2004). Numerical simulation of two-layer shallow water flows through channels with irregular geometry. *Journal of Computational Physics*, 195(1) :202–235.
- Castro-Santos, T. (2005). Optimal swim speeds for traversing velocity barriers : an analysis of volitional high-speed swimming behavior of migratory fishes. *Journal of Experimental Biology*, 208(3) :421–432.
- Cea, L., Bermudez, M., Puertas, J., Blade, E., Corestein, G., Escolano, E., Conde, A., Bockelmann-Evans, B., and Ahmadian, R. (2016). Iberwq : new simulation tool for 2d water quality modelling in rivers and shallow estuaries. *Journal of Hydroinformatics*, 18(5) :816–830.

- Chanseau, M., Croze, O., and Larinier, M. (1999). Impact des aménagements sur la migration anadrome du saumon atlantique (*salmo salar* L.) sur le gave de pau (France). *Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture*, (353-354).
- Chanseau, M., Dartiguelongue, J., and Larinier, M. (2000). Analyse des données sur les passages enregistrées aux stations de contrôle des poissons migrateurs de golfech et du bazacle sur la Garonne et de Tuilières sur la Dordogne. rapport GHAAPPE RA00. 12. Technical report, MIGADO G14-00-RT.
- Chanson, H. (2000). Hydraulics of Roman Aqueducts : Steep Chutes, Cascades, and Dropshafts. *American Journal of Archeology*, 104(1) :47–72.
- Chorda, J., Larinier, M., and Tison, G. (1996). Etude de l'ouvrage de communication de la Durdent avec la mer. Technical report, Groupe d'Hydraulique Appliquée aux Aménagements Piscicoles et à la Protection de l'Environnement.
- Chow, V. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill.
- Clamagirand, E., Rais, S., Chaled, J., Guefrej, R., and Smaoui, L. (1990). L'aqueduc de Carthage. *La houille blanche*, 6 :423–432.
- Crivelli, A., Auphan, N., Chauvelon, P., Sandoz, A., Menella, J.-Y., and Poizat, G. (2008). Glass eel recruitment, *anguilla anguilla* (L.), in a Mediterranean lagoon assessed by a glass eel trap : factors explaining the catches. *Hydrobiologia*, 602 :79–86.
- Daverat, E., Limburg, K. E., Thibault, I., Shiao, J.-C., Dodson, J. J., Caron, F., Tzeng, W.-N., Iizuka, Y., and Wickström, H. (2006). Phenotypic plasticity of habitat use by three temperate eel species, *anguilla anguilla*, *a. japonica* and *a. rostrata*. *Marine Ecology Progress Series*, 308 :231–241.
- Day, F. (1887). *British and Irish salmonidae*. Williams and Norgate.
- De Leaniz, C. G. (2008). Weir removal in salmonid streams : implications, challenges and practicalities. *Hydrobiologia*, 609 :83–96.
- Defina, A. and Susin, F. M. (2003). Hysteretic behavior of the flow under a vertical sluice gate. *Physics of fluids*, 15(9) :2541–2548.
- Desaunay, Y., Lecomte-Finiger, R., and Guérault, D. (1996). Mean age and migration patterns of *anguilla anguilla* (L.) glass eels from three French estuaries (Somme, Vaine and Adour rivers). *Fisheries & Aquatic Life*, 4 :187–194.
- Doehring, K., Young, R., Hay, J., and Quarterman, A. (2011). Suitability of dual-frequency identification sonar (DIDSON) to monitor juvenile fish movement at flood-gates. *New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research*, 45(3) :413–422.
- Drouineau, H., Rigaud, C., Laharanne, A., Fabre, R., Alric, A., and Baran, P. (2015). Assessing the efficiency of an elver ladder using a multi-state mark-recapture model. *River research and applications*, 31(3) :291–300.
- Du Colombier, S. B., Bolliet, V., Lambert, P., and Bardonnnet, A. (2011). Metabolic loss of mass in glass eels at different salinities according to their propensity to migrate. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 93(1) :1–6.

- Elie, P. (1979). *Contribution à l'étude des Montées de Civelles d'Anguilla anguilla Xinné (Poisson, Téléostéen, Anguilliforme), dans l'estuaire delà Loire : Pêche, Ecologie Eco-physiologie et Elevage*. PhD thesis, Université de Rennes U.E.R. sciences biologiques.
- Elie, P., Lecomte Finiger, R., Cantrelle, I., and Charlon, N. (1982). Définition des limites des différents stades pigmentaires durant la phase civelle d'anguilla anguilla l. (poisson téléostéen anguilliforme). *Vie et Milieu*, 32(3) :149–157.
- Elie, P. and Rochard, E. (1994). Migration des civelles d'anguilles (anguilla anguilla l.) dans les estuaires, modalités du phénomène et caractéristiques des individus. *Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture*, (335) :81–98.
- Eloy, C. (2012). Optimal strouhal number for swimming animals. *Journal of Fluids and Structures*, 30 :205–218.
- Ezzat, A. and El-Serafy, S. (1977). The migration of elvers of anguilla anguilla l. in the mex canal, alexandria, egypt. *Journal of Fish Biology*, 11(3).
- Feunteun, E. (2002). Mangement and restoration of european eel population (anguilla anguilla) : An impossible bargain. *Ecological Engineering*, 18 :575–591.
- Fischer, H. (1972). Mass transport mechanisms in partially stratified estuaries. *Journal of fluid mechanics*, 53(4) :671–687.
- Fovet, O. (2010). *Gestion des développements d algues benthiques dans les canaux de transport d eau : modèles pour des stratégies de régulation hydrauliques*. PhD thesis, Montpellier, SupAgro.
- Fovet, O., Belaud, G., Litrico, X., Charpentier, S., Bertrand, C., Dollet, P., and Hugodot, C. (2012a). A model for fixed algae management in open channels using flushing flows. *River research and applications*, 28(7) :960–972.
- Fovet, O., Litrico, X., and Belaud, G. (2012b). Turbidity management during flushing-flows : A model for open-loop control. *Advances in water resources*, 39 :7–17.
- Fovet, O., Litrico, X., Belaud, G., and Genthon, O. (2013). Adaptive control of algae detachment in regulated canal networks. *Journal of Hydroinformatics*, 15(2) :321–334.
- Franklin, P. and Bartels, B. (2012). Restoring connectivity for migratory native fish in a new zealand stream : effectiveness of retrofitting a pipe culvert. *Aquatic conservation : Marine and freshwater Ecosystems*, 22 :489–497.
- Franklin, P. A. and Hodges, M. (2015). Modified tide gate management for enhancing instream habitat for native fish upstream of the saline limit. *Ecological engineering*, 81 :233–242.
- French, R. H. (1985). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, Stuttgart. New York.
- Gandolfi, G., Rossi, R., Tongiorgi, P., Pesaro, M., and De Ranieri, S. (1980). Ascent of elvers, anguilla anguilla (l.), and prospects for their use in aquaculture. *Italian Journal of Zoology*, 47 :365–380.

- Gandolfi-Hornoyold, A. (1935). Difference de taille et de poids entre la civelle de la méditerranée et celle de l'atlantique en janvier et février 1934 : Avec 2 figures dans le texte. *Internationale Vereinigung für theoretische und angewandte Limnologie : Verhandlungen*, 7(2) :645–652.
- Garbrecht, G. (1988). Water management for irrigation in Antiquity (Urartu 850 to 600 B.C.). *Irrigation and Drainage Systems*, 2 :185–198.
- Garbrecht, G. (1996). Historical water storage for irrigation in the Fayum depression (Egypt). *Irrigation and Drainage Systems*, 10 :47–76.
- Gazzola, M., Argentina, M., and Mahadevan, L. (2014). Scaling macroscopic aquatic locomotion. *Nature Physics*, 10(10) :758–761.
- Germain, L. (1927). La distribution géographique des anguilles. *Bull. Soc. Océa. Fr.*
- Giannico, G. R. and Souder, J. A. (2004). The effects of tide gates on estuarine habitat and migratory fish. Technical report, Oregon State University.
- Giannico, G. R. and Souder, J. A. (2005). *Tide gates in the Pacific Northwest : operation, types, and environmental effects*, volume 5. Oregon Sea Grant, Oregon State University.
- Gibson, R. (2003). Go with the flow : tidal migration in marine animals. *Hydrobiologia*, 503 :153–161.
- Gisen, J., Savenije, H. H., Nijzink, R., and Abd. Wahab, A. (2015). Testing a 1-d analytical salt intrusion model and its predictive equations in Malaysian estuaries. *Hydrological Sciences Journal*, 60(1) :156–172.
- Gouriou, T. (2012). *Evolution des composantes du niveau marin à partir d'observations de marégraphie effectuées depuis la fin du 18^{ème} siècle en Charente-Maritime*. PhD thesis, Université de La Rochelle.
- Graf, W. (1999). Dam nation : A geographic census of American dams and their large-scale hydrologic impacts. *Water Resources Research*, 35(4) :1305–1311.
- Guillemin, A., Tomanova, S., Alric, A., Robin, F., and Sagnes, P. (2018). Tests de franchissement par des civelles d'un écoulement sous une vanne abaissante. Technical report, Pole écohydraulique AFB IMFT.
- Guiot, L., Cassan, L., and Belaud, G. (2020a). Modeling the hydromechanical solution for maintaining fish migration continuity at coastal structures. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 146(12).
- Guiot, L., Cassan, L., Dorchies, D., Sagnes, P., and Belaud, G. (2020b). Hydraulic management of coastal freshwater marsh to conciliate local water needs and fish passage. *Journal of Ecohydraulics*.
- Haddout, S., Priya, K., and Adarsh, S. (2018). A predictive model for salt intrusion in estuaries applied to the Muthupet estuary (India) and Bouregreg estuary (Morocco). *ISH Journal of Hydraulic Engineering*, 24 :1–18.
- Haro, A., Watten, B., and Noreika, J. (2016). Passage of downstream migrant American eels through an airlift-assisted deep bypass. *Ecological Engineering*, 91 :545–552.

- Harrison, A. J., Walker, A. M., Pinder, A. C., Briand, C., and Aprahamian, M. W. (2014). A review of glass eel migratory behaviour, sampling techniques and abundance estimates in estuaries : implications for assessing recruitment, local production and exploitation. *Reviews in Fish Biology and Fisheries*, 24(4) :967–983.
- Heldt, H. and Heldt, H. (1929). Les civelles du lac de tunis. *Bulletin-Station océanographique de Salammbô*, 14 :1–14.
- Henderson, F. (1966). *Open Channel Flow*. Macmillan.
- Hesthagen, T. and Hansen, L. (1991). Estimates of the annual loss of atlantic salmon, salmo salar l., in norway due to acidification. *Aquaculture Research*, 22 :85–92.
- Huybrechts, N., Villaret, C., and Lyard, F. (2012). Optimized predictive two-dimensional hydrodynamic model of the gironde estuary in france. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, 138(4) :312–322.
- Hyacinthe, F. (2009). Suivi des passes a anguille du marais poitevin. bilan de 1984 a 2009. Technical report, Parc Interregional du Marais poitevin.
- ICES (2016). Ices advice on fisfish opportunities, catch, and effort. Technical report, ICES (International Concil for the Exploration of the Sea).
- Ippen, A. T. and Harleman, D. R. (1961). One-dimensional analysis of salinity intrusion in estuaries. Technical report, ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION VICKSBURG MS.
- Jessop, B. M. (2003). Annual variability in the effects of water temperature, discharge, and tidal stage on the migration of american eel elvers from estuary to river. *American Fisheries Society Symposium*, 33 :3–16.
- Junge, C., Museth, J., Hindar, K., Kraabøl, M., and Vøllestad, L. A. (2014). Assessing the consequences of habitat fragmentation for two migratory salmonid fishes. *Aquatic Conservation : Marine and Freshwater Ecosystems*, 24(3) :297–311.
- Jungwirth, J., Muhar, S., and Schmutz (2000). Fundamentals of fish ecological integrity and their relation to the extended serial discontinuity concept. *Hydrobiologia*, 422 :85–97.
- Katopodis, C. and Gervais, R. (2012). Ecohydraulic analysis of fish fatigue data. *River Research and Applications*, 28(4) :444–456.
- Katopodis, C., Kells, J., and Acharya, M. (2001). Nature-like and conventional fishways : alternative concepts? *Canadian Water Resources Journal*, 26(2) :211–232.
- Katopodis, C. and Williams, J. G. (2012). The development of fish passage research in a historical context. *Ecological Engineering*, 48 :8–18.
- Kerr, J. R., Karageorgopoulos, P., and Kemp, P. S. (2015). Efficacy of a side-mounted vertically oriented bristle pass for improving upstream passage of european eel (*anguilla anguilla*) and river lamprey (*lampetra fluviatilis*) at an experimental crump weir. *Ecological engineering*, 85.
- Kimball, M. E. and Able, K. W. (2012). Tidal migrations of intertidal salt marsh creek nekton examined with underwater video. *Northeastern Naturalist*, 19(3).

- Kimball, M. E., Boswell, K. M., and Rozas, L. P. (2017). Estuarine fish behavior around slotted water control structures in a managed salt marsh. *Wetlands ecology and management*, 25(3) :299–312.
- Kimball, M. E., Rozas, L. P., Boswell, K. M., and Cowan Jr, J. H. (2010). Evaluating the effect of slot size and environmental variables on the passage of estuarine nekton through a water control structure. *Journal of Experimental Marine Biology and Ecology*, 395(1-2) :181–190.
- Krvavica, N. (2016). *One-Dimensional Numerical Model for Layered Shallow Water Flow in Highly Stratified Estuaries*. PhD thesis, University of Rijeka Faculty of Civil Engineering.
- Lacey, R. J., Neary, V. S., Liao, J. C., Enders, E. C., and Tritico, H. M. (2012). The ipos framework : linking fish swimming performance in altered flows from laboratory experiments to rivers. *River Research and Applications*, 28(4) :429–443.
- Laffaille, P., Caraguel, J.-M., and Legault, A. (2007). Temporal patterns in the upstream migration of european glass eels (*anguilla anguilla*) at the couesnon estuarine dam. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 73 :81–90.
- Lamouroux, N., Capra, H., Pouilly, M., and Souchon, Y. (1999). Fish habitat preferences in large streams of southern france. *Freshwater Biology*, 42(4) :673–687.
- Langdon, S. A. and Collins, A. L. (2000). Quantification of the maximal swimming performance of australasian glass eels, *anguilla australis* and *anguilla reinhardtii*, using a hydraulic flume swim. *New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research*, 34(4) :629–636.
- Larinier, M. (2002a). Fish passage through culverts, rock weirs and estuarine obstructions. *Bull. Fr. Peche Piscic.*, (364) :119–134.
- Larinier, M. (2002b). Fishways-general considerations. *Bull. Fr. Peche Piscic.*, 364 :21–27.
- Larinier, M. (2002c). Pool fishways, pre-barrages and natural bypass channels. *Bull. Fr. Peche Piscic.*, 364 :54–82.
- Larinier, M., Chanseau, M., Bau, F., and Croze, O. (2005). The use of radio telemetry for optimizing fish pass design. *Aquatic Telemetry : Advances and Applications. (Eds MT Spedicato, G. Lembo, and G. Marmulla.) pp.*
- Larinier, M., Porcher, J.P. and Travade, E., and Gosset, C. (1999). *Passes a poissons. Expertise, conception des ouvrages de franchissement*. Conseil Supérieur de la Pêche, Paris (France).
- Lauronce, V., Bouyssonie, W., and Rigaud, C. (2015). Fish-friendly management of first dams in the tidal area of the gironde estuary. In *International Conference on Engineering and Ecohydrology for Fish Passage*, Gottingen, The Netherlands.
- Lazure, P. and Dumas, F. (2008). An external–internal mode coupling for a 3d hydrodynamical model for applications at regional scale (mars). *Advances in water resources*, 31(2) :233–250.

- Lecomte Finiger, R. (1976). Contribution a l etude biologique et ecologique des civelles (anguill line 1758) lors de leur penetration dans un etang mediterraneen. *Vie Milieu*, 26 :123–144.
- Legault, A. (1992). Étude de quelques facteurs de sélectivité de passes à anguilles. *Bulletin Français de la Pêche et de la Pisciculture*, 325 :83–91.
- Lehner, B., Liermann, C., Revenga, C., and al. (2011). High resolution mapping of the world's reservoirs and dams for sustainable river flow management. *Frontiers in Ecology and the Environment*, 9(9) :494–502.
- Lenders, H., Chamuleau, T., Hendriks, A., Lauwerier, R., Leuven, R., and Verberk, W. (2016). Historical rise of waterpower initiated the collapse of salmon stocks. *Scientific reports*, 6 :29269.
- Linton, E. D., Jónsson, B., and Noakes, D. L. (2007). Effects of water temperature on the swimming and climbing behaviour of glass eels, *anguilla* spp. *Environmental Biology of Fishes*, 78 :189–192.
- Liu, B., Liao, Y., Yan, S., and Yan, H. (2017). Dynamic characteristics of saltwater intrusion in the pearl river estuary, china. *Natural Hazards*, 89(3) :1097–1117.
- Lotze, H. K., Lenihan, H. S., Bourque, B. J., Bradbury, R. H., Cooke, R. G., Kay, M. C., Kidwell, S. M., Kirby, M. X., Peterson, C. H., and Jackson, J. B. (2006). Depletion, degradation, and recovery potential of estuaries and coastal seas. *Science*, 312(5781).
- Lozano, D., Arranja, C., Rijo, M., and Mateos, L. (2010). Simulation of automatic control of an irrigation canal. *Agricultural water management*, 97 :91 – 100.
- Lucas, M. C., Bubb, D. H., JANG, M.-H., Ha, K., and Masters, J. E. (2009). Availability of and access to critical habitats in regulated rivers : Effects of low-head barriers on threatened lampreys. *Freshwater Biology*, 54(3) :621–634.
- MacDonald, J. and Davies, P. (2007). Improving the upstream passage of two galaxiid fish species through a pipe culvert. *Fisheries Management and Ecology*, 14(3) :221–230.
- Mays, L. W. (2008). A very brief history of hydraulic technology during antiquity. *Environ Fluid Mech*, 8 :471–484.
- McCleave, J. D. (1980). Swimming performance of europen eel (*anguilla anguilla* (l.)) elvers. *Journal of Fish Biology*, 16 :445–452.
- McCleave, J. D. and Kleckner, R. C. (1982). Selective tidal stream transport in the estuarine migration of glass eels of the american eel (*anguilla rostrata*). *ICES Journal of Marine Science*, 40(3) :262–271.
- Miller, M. J., Kimura, S., Friedland, K. D., Knights, B., Kim, H., Jellyman, D. J., and Tsukamoto, K. (2009). Review of ocean-atmospheric factors in the atlantic and pacific oceans influencing spawning and recruitment of anguillid eels. *American Fisheries Society Symposium*, 69.
- Mills, D. (1989). *Ecology and management of Atlantic salmon*. Springer Science & Business Media.

- Mouton, A. M., Huysecom, S., Buysse, D., Stevens, M., Van den Neucker, T., and Coeck, J. (2012). Optimisation of adjusted barrier management to improve glass eel migration at an estuarine barrier. *Journal of coastal conservation*, 18(2) :111–120.
- Mouton, A. M., Schneider, M., Depestele, J., Goethals, P. L., and De Pauw, N. (2007). Fish habitat modelling as a tool for river management. *Ecological engineering*, 29(3) :305–315.
- Mouton, A. M., Stevens, M., Van den Neucker, T., Buysse, D., and Coeck, J. (2011). Adjusted barrier management to improve glass eel migration at an estuarine barrier. *Marine ecology progress series*, 439 :213–222.
- Myers, R. A., Hutchings, J. A., and Barrowman, N. (1996). Hypotheses for the decline of cod in the north atlantic. *Marine ecology progress series*, 138.
- Newbold, L., Karageorgopoulos, P., and Kemp, P. (2014). Corner and sloped culvert baffles improve the upstream passage of adult european eels (*anguilla anguilla*). *Ecological engineering*, 73 :752–759.
- Nilsson, C., Reidy, C., Dynesius, M., and Revenga, C. (2005). Fragmentation and flow regulation of the world s large river systems. *Science*, 308 :405–408.
- Nordén, B. and Appelqvist, T. (2001). Conceptual problems of ecological continuity and its bioindicators. *Biodiversity and Conservation*, 10 :779–791.
- O'Hanley, J. R. (2011). Open rivers : barrier removal planning and the restoration of free-flowing rivers. *Journal of Environmental Management*, 92(12) :3112–3120.
- Olsen, A. and Tullis, B. (2013). Laboratory study of fish passage and discharge capacity in slip-lined, baffled culverts. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(4) :424–432.
- O'Shea, T. J., Beck, C. A., Bonde, R. K., Kochman, H. I., and Odell, D. K. (1985). An analysis of manatee mortality patterns in florida, 1976-81. *The Journal of wildlife management*, pages 1–11.
- Ovidio, M. (2005). Long range seasonal movements of northern pike (*esox lucius l.*) in the barbel zone of the river ourthe (river meuse basin, belgium). *Aquatic telemetry : advances and applications*, pages 191–2002.
- Ovidio, M., Parkinson, D., Philippart, J. C., and Baras, E. (2007). Multiyear homing and fidelity to residence areas by individual barbel (*barbus barbus*). *Belgian Journal of zoology*, 137(2) :138–190.
- Ovidio, M. and Philippart, J. C. (2002). The impact of small physical obstacles on upstream movements of six species of fish. *hydrobiologia*, 483 :55–69.
- Parrish, D. L., Behnke, R. J., Gephard, S. R., McCormick, S. D., and Reeves, G. H. (1998). Why aren't there more atlantic salmon (*salmo salar*)? *Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences*, 55 :281–287.
- Piper, A. T., Wright, R. M., and Kemp, P. (2012). The influence of attraction flow on upstream passage of european eel (*anguilla anguilla*) at intertidal barriers. *Ecological Engineering*, 44 :329–336.

- Porcher, J. (2002). Fishways for eels. *Bull. Fr. Peche Piscic.*, 364 :147–155.
- Ramezani, M., Noori, R., Hooshyaripor, F., Deng, Z., and Sarang (2019). Numerical modelling-based comparison of longitudinal dispersion coefficient formulas for solute transport in rivers. *Hydrological Sciences Journal*, 64(7) :808–819.
- Rampano, B. (2009). Water control structures : Designs for natural resource management on coastal floodplains. Technical report, Sydney : NSW Department of Industry and Investment.
- Rigaud, C. (2015). Continuité biologique et ouvrages soumis á marée : Le cas de l anguille européenne. (les éléments importants pour évaluer et agir). Technical report, Atelier thématique du GRISAM.
- Rigaud, C., Alric, A., Robin, F. X., and Courret, D. (2014). Les civelles face á deux ouvrages latéraux de l estuaire de la charente. tests de modalités de gestion ou d aménagement visant á améliorer la franchissabilité de ces ouvrages. bilan des suivis 2010-2013. Technical report, Rapport du Pole Eco-hydraulique de Toulouse (Onema-Irstea-Imft).
- Rogers, D., Rogers, B., and Herke, W. (1994). Structural marsh management effects on coastal fishes and crustaceans. *Environmental Management*, 18(3) :351–369.
- Roman, C. T., Garvine, R. W., and Portnoy, J. W. (1995). Hydrologic modeling as a predictive basis for ecological restoration of salt marshes. *Environmental Management*, 19(4) :559–566.
- Romdhane, H., Soualmia, A., Cassan, L., and Masbernat, L. (2017). Evolution of flow velocities in a rectangular channel with homogeneous bed roughness. *International Journal of Engineering Research*, 6(3) :120–125.
- Roscoe, D. W. and Hinch, S. G. (2010). Effectiveness monitoring of fish passage facilities : historical trends, geographic patterns and future directions. *Fish and Fisheries*, 11(1) :12–33.
- Savenije, H. H. (2012). Salinity and tides in alluvial estuaries, completely revised 2nd edn. *Delft University of Technology*.
- Schmidt, J. (1923). Breeding places and migrations of the eel. *Nature*, 3 :51–54.
- Schulz, K. and Gerkema, T. (2018). An inversion of the estuarine circulation by sluice water discharge and its impact on suspended sediment transport. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 200 :31–40.
- Sempeski, P. and Gaudin, P. (1995a). Habitat selection by graylin-i. spawning habitats. *Journal of Fish Biology*, 47(2) :256–265.
- Sempeski, P. and Gaudin, P. (1995b). Habitat selection by grayling-ii. preliminary results on larval and juvenile daytime habitats. *Journal of Fish Biology*, 47(2) :345–349.
- Service, S. C. (1971). National engineering handbook, section 16 drainage of agricultural land. Technical report, U.S. Department of Agriculture.

- Shaw, E. A., Lange, E., Shucksmith, J. D., and Lerner, D. N. (2016). Importance of partial barriers and temporal variation in flow when modelling connectivity in fragmented river systems. *Ecological engineering*, 91 :515–528.
- Sinniger, R. O. and Hager, W. (1988). *Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Vol. 15. Constructions Hydrauliques, écoulements stationnaires.*
- Smolders, S., Bi, Q., Maximova, T., and Vanlede, J. (2018). Modelling cohesive sediments in the scheldt estuary (belgium) with sedi-3d. In *Proceedings of the XXVth TELEMAC-MASCARET User Conference, 9th to 11th October 2018, Norwich*, pages 53–60.
- Speer, P. and Aubrey, D. (1985). A study of non-linear tidal propagation in shallow inlet/estuarine systems part ii : Theory. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 21(2) :207–224.
- Taylor, A. (2011). A manual for the design and implementation of passage solutions at weirs, tidal gates and sluices,. Technical report, Environment Agency UK.
- Tongiorgi, P., Tosi, L., and Balsamo, M. (1986). Thermal preferences in upstream migrating glass-eels of *anguilla anguilla* (l.). 28(4) :501–510.
- Tosi, L., Spampanato, A., Sola, C., and Tongiorgi, P. (1990). Relation of water odour, salinity and temperature to ascent of glass-eels, *anguilla anguilla* (l.) : a laboratory study. *Journal of fish biology*, 36(3) :327–340.
- Toublanc, F. (2013). *Hydrodynamique et dynamique des sédiments fins dans l'estuaire de la Charente.* PhD thesis, La Rochelle.
- Toublanc, F., Brenon, I., Coulombier, T., and Le Moine, O. (2015). Fortnightly tidal asymmetry inversions and perspectives on sediment dynamics in a macrotidal estuary (charente, france). *Continental Shelf Research*, 94 :42–54.
- Trancart, T., Lambert, P., Daverat, F., and Rochard, E. (2014). From selective tidal transport to counter-current swimming during watershed colonisation : an impossible step for young-of-the-year catadromous fish? *Knowledge and Management of Aquatic Ecosystems*, 412 :4–14.
- Trancart, T., Lambert, P., Rochard, E., Daverat, F., Coustillas, J., and Roqueplo, C. (2012). Alternative flood tide transport tactics in catadromous species : *Anguilla anguilla*, *liza ramada* and *platichthys flesus*. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 99 :191–198.
- Travade, E. and Larinier, M. (2002). Fish locks and fish lifts. *Bull. Fr. Peche Piscic.*, 364 :102–118.
- Valle-Levinson, A. (2010). *Contemporary issues in estuarine physics.* Cambridge University Press.
- Velinsky, D. J., Bushaw-Newton, K. L., Kreeger, D. A., and Johnson, T. E. (2006). Effects of small dam removal on stream chemistry in southeastern pennsylvania. *Journal of the North American Benthological Society*, 25(3) :569–582.
- Viedler, J. (1993). *Fish Swimming.* Chapman & Hall.

- Viollet, P.-L. (2004). *L'hydraulique dans les civilisations anciennes*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Vowles, A. S., Don, A. M., Karageorgopoulos, P., and Kemp, P. S. (2017). Passage of european eel and river lamprey at a model weir provisioned with studded tiles. *Journal of Ecohydraulics*, 2(2) :88–98.
- Vowles, A. S., Karageorgopoulos, P., and Kemp, P. S. (2019). Upstream movement of river lamprey through a culvert retrofitted with spoiler baffles under experimental conditions. *Journal of Ecohydraulics*, pages 1–9.
- Wahlin, B., Zimbelman, D. D., et al. (2014). *Canal automation for irrigation systems*. American Society of Civil Engineers.
- Watz, J., Nilsson, P., Degerman, E., Tamario, C., and Calles, O. (2019). Climbing the ladder : an evaluation of three different anguillid eel climbing substrata and placement of upstream passage solutions at migration barriers. *Animal Conservation*.
- White, E. and Knights, B. (1997). Environmental factors affecting migration of the european eel in the rivers severn and avon, england. *Journal of Fish Biology*, 50(5) :1104–1116.
- Williams, J. R., Armstrong, G., Katopodis, C., Larinier, M., and Travade, F. (2012). Thinking like a fish : a key ingredient for development of effective fish passage facilities at river obstructions. *River research and applications*, 28 :407–417.
- Wright, G., Wright, R., and Kemp, P. (2014). Impact of tide gates on the migration of juvenile sea trout, *salmo trutta*. *Ecological engineering*, 71 :615–622.
- Wu, S., Rajaratnam, N., and Katopodis, C. (1999). Structure of flow in vertical slot fishway. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(4) :351–360.
- Yamamoto, S., Morita, K., Koizumi, I., and Maekawa, K. (2004). Genetic differentiation of white-spotted charr (*salvelinus leucomaenis*) populations after habitat fragmentation : spatial-temporal changes in gene frequencies. *Conservation Genetics*, 5(4) :529–538.
- Yassine, R., Pérès, F., Frysou, O., Roux, H., and Cassan, L. (2020). Participatory bayesian modelling for sustainable and efficient river restoration projects : Feedback from the case study of the gave de pau river, hautes-pyrénées, france. *Journal of Contingencies and Crisis Management*, 28(3) :355–373.
- Zangger, E. (1994). Landscape changes around Tiryns during the Bronze Age. *American Journal of Archeology*, 98(2) :189–212.

Annexe A

Comparaison des lois de vanne au niveau d'un ouvrage soumis à la marée

Dans cette annexe, nous allons voir si les lois classiques de débitance permettent de bien représenter les transitions entre les régimes d'écoulement imposés par la marée ou si il faut utiliser une loi plus complète.

A.1 Ouvrage étudié (vanne de charras) :

L'ouvrage sélectionné pour le test/comparaison est le vannage de Charras, car il s'agit de l'ouvrage du marais de Charras où l'influence de la marée est le plus fort. Il s'agit d'un ouvrage composé de deux vannes en parallèles qui permettent de contrôler le débit sortant du marais de Charras allant dans l'estuaire de la Charente. À chacune des vannes est associé une porte à flot pour éviter les intrusions d'eau venant de l'estuaire. Une de ces portes à flot est équipée d'une cale qui, pour des raisons de continuité écologique, empêche sa fermeture complète à marée haute.

Ici on ne s'intéresse qu'au moment où l'écoulement va du marais vers l'estuaire (la porte à flot est ouverte et n'impacte pas l'écoulement). C'est pour cela que nous ne donnons que les caractéristiques des vannes. Il s'agit de deux vannes identiques de largeur de 2.05 mètres.

Le débit à l'ouvrage sera calculé avec les lois de débitance testées, à l'aide des mesures de hauteur d'eau effectuées en amont et en aval de l'ouvrage lors du mois de février 2015.

Pour tester et comparer les lois de débitance de vanne, nous utiliserons les mesures de débit effectuées à l'ADCP le 18/02/2015 et les 19/02/2015. Lors de ces deux jours, un suivi de l'évolution du débit, sur une marée, à été effectué au niveau de l'ouvrage de Charras. Lors de ces mesures, les deux vannes avaient une ouverture de 0.55 mètres.

A.2 Lois testées

Dans cette annexe, on teste les deux lois de vanne présentées dans la partie [2.4.2](#).

Ces deux lois comportent un paramètre à caler, le coefficient C_c pour la loi classique et le coefficient k pour la loi de Belaud. Comme les deux vannes du vannage de Charras sont identiques, et qu'il n'y a pas moyen de les différencier, on applique la même valeur de C_c et de k pour les deux vannes. Ces deux coefficients ont été calés sur les mesures

du suivi de la marée du 18 février 2015. On obtient alors : pour le coefficient C_c une valeur de 0.7 et pour le coefficient k une valeur de 0.

A.3 Comparaison

La figure A.1 montre la comparaison entre les mesures de débit effectuées les 18 et 19 février 2015 et le débit calculé à l'aide des deux lois de débits. On peut remarquer que la loi à C_c constant représente moins bien l'évolution du débit lors des périodes de fort débit (i.e. à marée basse).

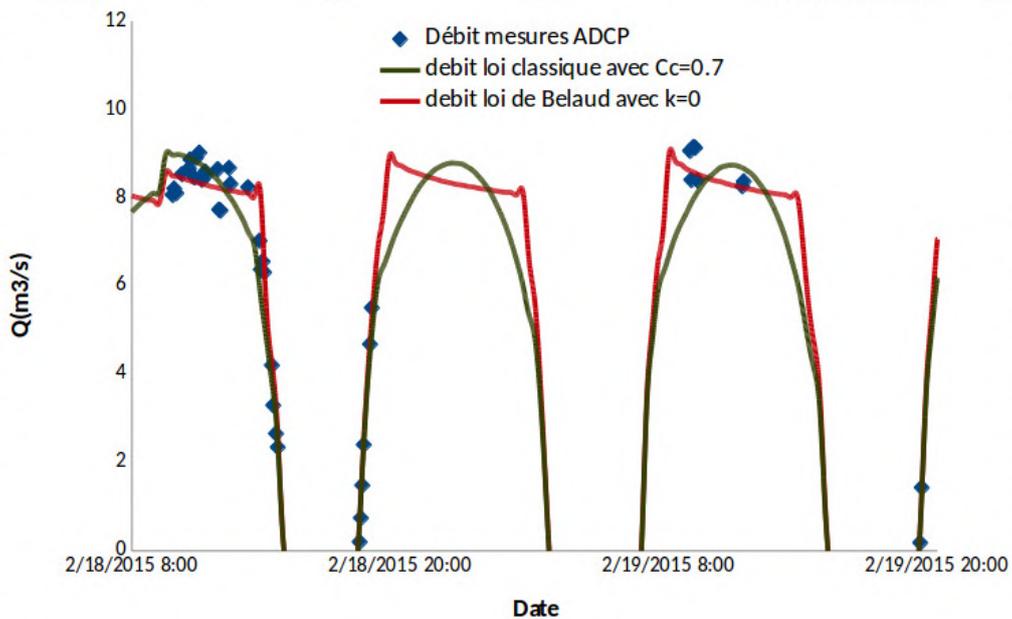


FIGURE A.1 – Comparaison loi de vanne à la vanne de Charras. Les débits négatifs ne sont pas représentés, car à ce moment c'est la porte à flot qui régule le débit

A.4 Discussion

Le choix de la loi ne semble pas affecter le volume d'eau évacué par l'ouvrage. Cela signifie que dans un modèle à casier le choix de la loi n'impactera pas fortement le résultat. Cela peut aussi être le cas pour leurs utilisations dans un modèle Saint-Venant 1D si il y a peu d'effet de remous dans le modèle.

Cependant la loi classique ne représente pas complètement la dynamique lorsque la vanne est dénoyée. Cela peut engendrer des problèmes dans des modélisations 1D où de forts effets de remous ont lieu. Cela induit aussi des difficultés à représenter les dynamiques de transport de soluté et d'érosion. En effet, une erreur sur l'évolution des débits entraîne une erreur sur l'estimation des vitesses dans le bief ou le réseau modélisé.

Annexe B

Calcul des moments cinétiques pour les ouvrages à la mer

Stiffener-gate Link

Calculations are made in the base with the origin A $R_{A,n,t,z}$, it is not Galilean however the movement being plane and A being fixed, the expression of the derivative of the angular momentum on z is the same as in a Galilean base. One introduces the angle of friction ϕ related to the friction coefficient f by $f = \tan \phi$.

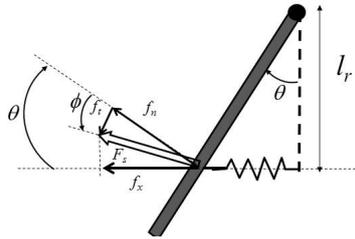


FIGURE B.1 – Decomposition of the force exerted by the spring on the door

The force provided by the spring in the direction of its axis x (f_x) is written :

$$f_x = F_s \cos(\theta - \phi) \quad (\text{B.1})$$

where F_s is the magnitude for the total spring force on the door.

The projection on $R_{A,n,t,z}$ gives :

$$f_n = F_s \cos \phi \quad (\text{B.2})$$

So :

$$f_n = \frac{f_x}{\cos(\theta - \phi)} \cos \phi \quad (\text{B.3})$$

The moment of strength is written :

$$\overrightarrow{M_s(A)} = \overrightarrow{AS} \wedge \overrightarrow{F_s} \quad (\text{B.4})$$

$$\overrightarrow{M_s(A)} = l \vec{t} \wedge (f_n \vec{n} + f_t \vec{t}) \quad (\text{B.5})$$

$$\begin{aligned}\overrightarrow{M_s(A)} &= f_n \frac{l_r}{\cos \theta} \vec{z} \\ &= kl_r^2 (\tan \theta - \tan \theta_*) \frac{\cos \phi}{\cos(\theta - \phi) \cos \theta} \vec{z}\end{aligned}\quad (\text{B.6})$$

We will assume $\phi = 0$ (no friction) in the following to simplify the expressions but if f is known the same methodology can be applied.

Without friction the moment becomes :

$$\overrightarrow{M_s(A)} = kl_r^2 (\tan \theta - \tan \theta_*) [1 + \tan^2 \theta] \vec{z} \quad (\text{B.7})$$

In the results presented, it is assumed that there is no friction. This corresponds to a spherical contact part made of smooth metal as installed on the current stiffeners.

Angular momentum theorem

The angular momentum theorem is applied in A with moments resulting from the integration of the pressure forces on the valve. The lower bound h_{sd} and the upper bound h_{su} depends on the position of the axis of rotation in relation to the tide.

if $h_{su} > h_A$ then $h_{su}=h_A$ otherwise $h_{su}=h_u$

By noting l the width of the flap, the moment of the upstream force on the gate can be written :

$$\overrightarrow{M_u} = l \int_{h_{sd}}^{h_{su}} F_u(M) \wedge \overrightarrow{AM} dz \quad (\text{B.8})$$

on \vec{z} , we obtain :

$$M_u = l \int_{h_{sd}}^{h_{su}} (p_0 + \rho g (h_u - z)) (h_A - z) dz \quad (\text{B.9})$$

$$M_u = l \left\{ \int_{h_{sd}}^{h_s} (p_0 + \rho g h_u) h_A dz - (p_0 + \rho g h_u) z - (\rho g h_A) z + \rho g z^2 dz \right\} \quad (\text{B.10})$$

$$M_u = l \left\{ \int_{h_{sd}}^{h_{su}} (p_0 + \rho g h_u) h_A dz - (p_0 + \rho g (h_u + h_A)) z + \rho g z^2 dz \right\} \quad (\text{B.11})$$

$$M_u = l \left\{ (p_0 + \rho g h_u) h_A (h_{su} - h_{sd}) - \frac{1}{2} (p_0 + \rho g (h_u + h_A)) (h_{su}^2 - h_{sd}^2) + \frac{1}{3} \rho g (h_{su}^3 - h_{sd}^3) \right\} \quad (\text{B.12})$$

$$M_u = l (h_{su} - h_{sd}) \left\{ (p_0 + \rho g h_u) h_A - \frac{1}{2} (p_0 + \rho g (h_u + h_A)) (h_s + h_{sd}) + \frac{1}{3} \rho g (h_{su}^2 + h_{sd}^2 + h_{su} h_{sd}) \right\} \quad (\text{B.14})$$

we define $X_s = h_{su}/h_u$, $X_i = h_{sd}/h_u$, $X_d = h_d/h_u$ and $X_A = h_A/h_u$. Then we have :

$$M_u = \rho g h_u^3 l (X_s - X_i) \left\{ (\tilde{p}_0 + 1) X_A - \frac{1}{2} \left(\tilde{p}_0 + (1 + X_A) (X_s + X_i) + \frac{1}{3} (X_s^2 + X_i^2 + X_s X_i) \right) \right\} \quad (\text{B.15})$$

For the moment of the downstream force, the integration bounds are $h_{su}=h_A$ if $h_{su} > h_A$ and $h_{su}=h_d$ otherwise.

The equation is the same as for the upstream force but with the opposite sign and with X_d instead of 1 (corresponding to $h=h_u$).

The the moment of the air force allows to eliminate the terms in p_0 . The balance of the moments is written :

$$M_u + M_d + M_w + M_s = -J_A \ddot{\theta} \quad (\text{B.16})$$

where M_w is the moment of the weight, is expressed by assuming a rectangular parallelepiped *i.e* a center of gravity at $l/2$, M_u , M_d and M_s are respectively the moment due to the force on the upstream plane of the gate, on the downstream plane of the gate and due to the stiffener.

$$\begin{aligned} & (X_{su} - X_i) \left\{ X_A - \frac{1}{2} (1 + X_A) (X_{su} + X_i) + \frac{1}{3} (X_{su}^2 + X_i^2 + X_{su}X_i) \right\} \\ & - (X_{sd} - X_i) \left\{ X_d X_A - \frac{1}{2} (X_d + X_A) (X_{sd} + X_i) + \frac{1}{3} (X_{sd}^2 + X_i^2 + X_{sd}X_i) \right\} \\ & + \frac{1}{2} \tilde{m} \sin \theta \tilde{l}^3 + \tilde{k} \tilde{l}^3 (\tan \theta - \tan \theta^*) (1 + \tan^2 \theta) = - \frac{J_A \ddot{\theta}}{\rho g h_u^3 l} \end{aligned} \quad (\text{B.17})$$

with $\tilde{m} = \frac{m}{\rho l^3}$ and \tilde{l} and \tilde{k} have the same definition as the case of the tidal door.

Geometric relationships for STR structures modelling

To show the method for any type of SRT, for example for more complicated function $f(h_u)$.

We define and determine the value of the angles α and β which provide the position of the system (Fig. 3.5) :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \theta \quad (\text{B.18})$$

$$l_r \cos \alpha = l_c \cos \beta \quad (\text{B.19})$$

$$\beta = \arccos\left(\frac{l_r}{l_c} \cos \alpha\right) \quad (\text{B.20})$$

Then the trigonometric relationships linking the different lengths of the problem are written :

$$h - h_p = l_f \sin \beta \quad (\text{B.21})$$

$$h_A - h_p = l_r \sin \alpha \quad (\text{B.22})$$

Using the equations B.21 and B.22 we can relate the flap opening to the characteristics of the structure and the downstream water level. Finally we use the equations B.18 and B.20 to express this relation explicitly as a function of θ .

$$\begin{aligned}
 & h_A - h = l_r \sin \alpha - l_f \sin \beta \\
 = & l_r \sin \alpha - l_f \sin(\arccos(\frac{l_r}{l_c} \cos \alpha)) = l_r \sin \alpha - l_f \sqrt{1 - (\frac{l_r}{l_c} \cos \alpha)^2} = l_r \cos \theta - l_f \sqrt{1 - (\frac{l_r}{l_c} \sin \theta)^2}
 \end{aligned}
 \tag{B.23}$$

Some or all data, models, or code that support the findings of this study are available from the corresponding author upon reasonable request.

