



HAL
open science

Modélisation des inondations en tunnel en cas de crue de la Seine pour le Plan de Protection des Risques Inondations de la RATP

Walid Bouchenafa

► **To cite this version:**

Walid Bouchenafa. Modélisation des inondations en tunnel en cas de crue de la Seine pour le Plan de Protection des Risques Inondations de la RATP. Environnement et Société. UTC Compiègne, 2017. Français. NNT: . tel-01586507

HAL Id: tel-01586507

<https://theses.hal.science/tel-01586507>

Submitted on 12 Sep 2017

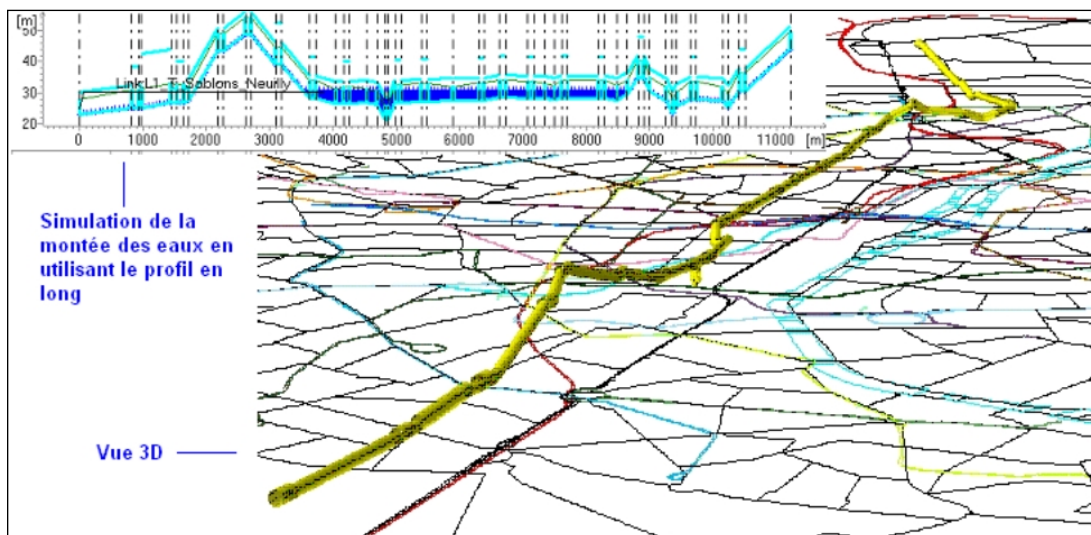
HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

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.

Par Walid BOUCHENAF

Modélisation des inondations en tunnel en cas de crue de la Seine pour le Plan de Protection des Risques Inondations de la RATP (PPRI)

Thèse présentée
pour l'obtention du grade
de Docteur de l'UTC



Soutenue le 3 février 2017

Spécialité : Modélisation des Systèmes Urbains :
Laboratoire Avenues - GSU (EA-7284)

D2338

UNIVERSITE DE TECHNOLOGIE DE COMPIEGNE

THESE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR

Spécialité : Modélisation des Systèmes Urbains

Par

Walid BOUCHENAF

**Modélisation des inondations en tunnel en cas de crue de la Seine
pour le Plan de Protection des Risques Inondations de la RATP
(PPRI)**

Laboratoire AVENUES - GSU (EA-7284)

Soutenue le 3 février 2017 devant le jury composé de :

Nicolas RIVIERE (Rapporteur)

INSA, Lyon

André PAQUIER (Rapporteur)

IRSTEA, Lyon

Hassan SMAOUI

LHN, UTC, Compiègne

Eric GAUME

IFSTTAR, Nantes

Philippe SERGENT (Directeur de thèse)

CEREMA, Margny Lès Compiègne

Nassima MOUHOUS VOYNEAU (Directeur de thèse) UTC, Compiègne

Modélisation des inondations en tunnel en cas de crue de la Seine pour le Plan de Protection des Risques Inondations de la RATP (PPRI)

Résumé : La crue de 1910 de la Seine a eu une incidence directe sur le fonctionnement des différents réseaux (réseau électrique, assainissement des eaux usées, transport, eau potable). Le réseau RATP a été particulièrement atteint dans son fonctionnement. Les dommages qu'une crue centennale pourrait engendrer aujourd'hui risquent d'être plus importants encore car le réseau actuel est plus vulnérable du fait des nombreux équipements électriques et informatiques qu'il comporte. La majorité des émergences (les entrées d'eau) de la RATP est située en zone inondable. Lors d'une crue majeure de la Seine, les écoulements dus aux inondations se propagent directement dans la partie souterraine et centrale du réseau (Métro et RER) par le biais de ces émergences.

Cette thèse s'intéresse à la simulation hydrodynamique des écoulements dans le réseau RATP en utilisant le logiciel MIKE URBAN dédié à la modélisation des réseaux d'assainissement. Cette modélisation nécessite une bonne connaissance de l'origine des écoulements pour mieux les prendre en compte. En effet, le réseau RATP est inondé par les eaux superficielles et les eaux d'infiltration.

Afin de mieux quantifier les volumes entrants dans le réseau, un modèle physique d'une bouche de métro type a été réalisé. Les résultats des essais physiques ont permis de valider un modèle numérique qui caractérise les écoulements autour d'une bouche de métro et quantifie les volumes entrants. Cela a permis également de proposer une formule théorique de débit tenant compte de la géométrie d'une bouche de métro.

Les écoulements par infiltration sont quant à eux modélisés en fonction de la charge de la nappe et validés avec des mesures in situ.

Ce travail de recherche a comme objectif d'améliorer et valider un modèle de simulation. Il s'agit de mettre en œuvre un outil opérationnel d'aide à la décision qui permettra à la cellule inondation de la RATP de bien comprendre le fonctionnement de son réseau afin d'améliorer son plan de protection contre le risque inondation.

Mots clés : Métro de Paris ; Vulnérabilité ; Modélisation hydraulique ; Tunnel ; Crue 1910 ; Inondation ; Inondation urbaine ; Nappe ; Piézométrie ; la Seine ; Infiltration ; Suintement ; Déversoir ; Seuil hydraulique ; Hydrométrie ; Modèle physique ; Fudaa-Reflux ; Fudaa LSPIV ; NSAT-CESAR ; MIKE URBAN.

Modeling of tunnel flooding in the event of Seine floods for the The RATP Flood Risk Protection Plan (PPRI)

Abstract: The 1910 flood of the Seine had a direct impact on the functioning of the different networks (Electricity network, sewerage, transport, water distribution). The RATP network was particularly affected in its functioning. The damage that centennial flood could cause today may be even greater because the current network is more vulnerable because of the numerous electrical and computer equipment that it comprises. The majority of the emergences (The water ingress) of the RATP is located in flood areas. During a major flooding of the Seine, the flows due to the floods propagate directly into the underground and central part of the network (Metro and RER) through these emergences.

This thesis is interested in a hydrodynamic simulation by MIKE URBAN, Model used to model the RATP network due to its MOUSE engine developed by DHI for the sewerage networks.

This work also presents the results obtained on a physical model of a subway station. The experimental data were used to model water ingress within the RATP network from the subway station.

Network protection against infiltration requires a thorough knowledge of underground flow conditions. Infiltrations through the tunnels are estimated numerically.

The aim of this research is to improve and validate a simulation model. It is a question of implementing an operational decision support tool which will allow the flood cell of the RATP to understand the functioning of its network in order to improve its flood risk protection plan.

Key words: Metro of Paris; Vulnerability; Hydraulic modeling; Tunnel; The flood of 1910; flood; Urban flooding; Water table; Piezometry; The Seine; ; Infiltration; Seepage; Spillway; Hydrometry; Physical model; Fudaa-Reflux ; Fudaa LSPIV ; NSAT-CESAR ; MIKE URBAN.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Nassima MOUHOUS VOYNEAU et à Philippe SERGENT qui m'ont formé aux subtilités de la recherche, écouté et soutenu durant ce projet de thèse. Ce manuscrit doit beaucoup à leurs commentaires constructifs et pertinents.

Je tiens aussi à remercier le Centre d'Etudes et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement CEREMA, le laboratoire Saint Venant (laboratoire commun entre l'Ecole des Ponts ParisTech, EDF et CEREMA), le laboratoire AVENUES de l'université de technologie de Compiègne qui ont soutenu la construction d'un modèle réduit et qui m'ont permis de réaliser des essais expérimentaux. Merci à toutes les personnes qui ont permis à ce modèle de voir le jour, en particulier Olivier BOUCHER, qui m'a beaucoup aidé à progresser et qui a réalisé les différents essais. Particulièrement formateur, c'était une réelle opportunité de contribuer au développement du modèle réduit, d'assister à sa construction et à l'installation des dispositifs expérimentaux.

Je souhaite adresser une pensée particulière au service de PPRI de la RATP pour la quantité de travail fournie pour obtenir l'ensemble des archives qui ont servi à alimenter ce manuscrit. Je remercie également les personnels de la RATP notamment Jacques BROCHET, Rodolphe GUILLOIS et Patrick GOIRAND pour leur encadrement et discussions riches en enseignements qui ont largement contribué à la réalisation de ce travail.

Merci aux membres du Jury d'avoir accepté d'évaluer mes travaux de thèse. Merci à André PAQUIER, Directeur d'Unité de Recherche à Irstea Lyon et Nicolas RIVIERE, Professeur à l'INSA de Lyon qui ont accepté d'être les rapporteurs du mémoire.

Je remercie Hassan SMAOUI Directeur de recherche Cerema au sein du laboratoire Roberval de l'UTC et Eric GAUME de l'Ifsttar de Nantes pour avoir accepté de participer au jury.

Merci à Bainian ZHANG pour l'aide précieuse qu'il m'a apporté sur la programmation et pour toutes ses idées de développement.

Je remercie Mariana CHATZIPETROU, stagiaire avec qui j'ai travaillé sur la modélisation des infiltrations dans les tunnels.

Merci à Damien PHAM VAN BANG pour les nombreuses discussions sur la physique des écoulements dans le modèle réduit et qui fut la source de nombreuses idées sur l'exploitation des résultats expérimentaux. Merci à Jean Louis BATOZ pour ses conseils et ses avis qui m'ont bien aidé.

Cette thèse doit également beaucoup à la bonne ambiance de travail qui règne au sein du laboratoire AVENUES de l'UTC. Merci en particulier à tous les collègues doctorants et enseignants (anciens et nouveaux) avec qui j'ai passé de bons moments : merci pour la fameuse pose café, les soirées barbecues de fin d'année. Merci notamment à Josiane GILLES, Fabrice LOCMONT, Manuela SECHLARIU, Gilles MOREL, Eduard ANTALUCA, Nathalie MOLINES, Hipolito MARTELL FLORES, Hossam EL GHOSINI, Fabien Lamarque, Hongwei WU, Hongliang LIU, Leonardo DOS-SANTOS, Changjie YIN, et Raphael ROLIN.

En fin, je remercie mes parents pour leur soutien sans faille durant ce long parcours qui m'a mené jusqu'au doctorat.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

PARTIE I

LES INONDATIONS URBAINES DANS LES ESPACES SOUTERRAINS

Chapitre 1 : Etude bibliographique des inondations dans le sous-sol urbain.	9
1. Les inondations dans les réseaux souterrains.....	10
Chapitre 2 : Le réseau RATP et la crue de la Seine.....	18
1. Petite histoire de métro de Paris.....	18
2. Le sous-sol Parisiens.....	19
3. Ce que nous apprend l’histoire.....	20
Bibliographie	29

PARTIE II

ETUDE DES ECOULEMENTS DANS ET A TRAVERS LES EMERGENCES

1. Introduction.....	33
Chapitre 1 : L’écoulement autour des entrées du métro du réseau RATP.....	41
1. Description générale	41
2. Approche théorique de répartition de débit pour une bouche de métro.....	42
Chapitre 2 : Etude expérimentale des écoulements à travers les émergences	49
1. Dispositif expérimental.....	49
2. Installation du modèle.....	51
3. Description des mesures expérimentales.	55
Chapitre 3 : Modélisation numérique des écoulements autour d’une bouche de métro. .	83
1. Choix du modèle numérique.....	84
2. Modélisation numérique par Fudaa-Reflux	84
3. Applications à l’écoulement dans une bouche de métro.....	87
4. Résultats.....	92
5. Conclusion	103

Bibliographie	108
----------------------------	-----

PARTIE III

MODELISATION DES INFILTRATIONS A TRAVERS LES TUNNELS

Introduction	116
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les apports d'eau d'infiltration dans les ouvrages souterrains	117
1. Impact de la nappe sur les ouvrages souterrains	118
2. Impact des écoulements des eaux souterraines sur le réseau RATP	120
3. Calcul de l'écoulement en milieu poreux non saturé	126
4. Transfert d'eau d'infiltration vers un tunnel souterrain	135
Chapitre 2 : Modélisation des infiltrations à travers un tunnel par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CESAR-LCPC	139
1. La mise en équation de la modélisation. (Ou résolution numérique des systèmes d'équations obtenus)	140
2. Choix du modèle (NSAT)	144
3. Modélisation des écoulements vers un tunnel de métro à Austerlitz	146
4. Application sur un tunnel de métro de la ligne 7	156
5. Lutte contre les apports d'eau d'infiltration	160
Bibliographie	165

PARTIE IV

MODELISATION DE LA CRUE 1910 SUR LE RESEAU RATP

Introduction	171
Chapitre 1 : Evènement de référence et modélisation géométrique du réseau	172
1. Lignes envahies par les eaux de la crue 1910	173
2. Réseau actuel et crue centennale.....	175
3. Données nécessaire pour la modélisation	175
Chapitre 2 : Modélisation des écoulements de surface dans une ligne de métro.....	177
1. Choix du modèle numérique	177
2. Principes suivis pour la modélisation d'une ligne de métro	178

3. Modélisation d'une partie de la ligne de métro dans Mike Urban.....	182
Chapitre 3 : Simulation de la crue type 1910 sur le réseau actuel de la RATP	190
1. Partie à modéliser.....	190
2. Modélisation du réseau actuel.....	191
3. Présentation des résultats	193
Bibliographie.....	206
CONCLUION ET PERSPECTIVES.	207

ANNEXES

ANNEXE I.A. ANALYSE DE SIMILITUDE	213
1. Lois de similitudes	213
2. Détermination des nombres de similitude.....	215
3. Inconvénient.....	217
4. Notations et Symboles.....	217
Références	217
ANNEXE I.B. SONDES TDH CHARACTERISTICS	218
ANNEXE I.C. FUDAA LSPIV	219
1. Utilisation du logiciel Fudaa-LSPIV.....	219
2. Installation du logiciel Fudaa-LSPIV.....	219
3. Ouverture ou création d'un projet Fudaa-LSPIV	220
4. Sélection des images	220
5. Orthorectification	220
6. Calcul des déplacements de traceurs.....	223
7. Calcul du débit	226
Références	227
ANNEXE II. A. LE LOGICIEL NSAT- CASAR-LCPC	228
1. Présentation générale de la méthode des éléments finis	228
2. Dérivation de la résolution numérique dans le module NSAT de CESAR –LCPC	229
3. Aspects pratique.....	235
Références	236
ANNEXE II. B. CARACTERISTIQUES DU TRONÇON ETUDIE DE LA LIGNE 7.....	238

ANNEXE III.A. DOCUMENTS NECESSAIRES POUR LA MODELISATION DU RESEAU DE METRO	245
1. Sections des tunnels et stations	245
2. Connexions entre tunnels aux niveaux des stations	246
3. Plan du réseau	246
4. Profil en long.....	246
5. Rugosités	246
6. Caractéristiques des PEP	247
7. Emergences	247
8. Données sur les inondations du réseau.....	247
9. Système de référence utilisé.....	248
ANNEXE III.B. LOGICIEL MIKE URBAN MU	249
1. Introduction.....	249
2. Discrétisation de l'équation de continuité.....	250
3. Discrétisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement	250
Références	251
ANNEXE III.C. SECTION TYPES ET PROFILS CRS	252
ANNEXE III.D. DESCRIPTION DETAILLEE DE TRONÇON DE LA LIGNE 3 MODELISEE.....	255
ANNEXE III.E. DISPOSITIFS DE PROTECTION DU RESEAU RATP CONTRE LES INONDATIONS	262

INTRODUCTION GENERALE

« Une crue de même envergure que celle de 1910 reviendra et les dégâts qu'elle engendra seront considérables. C'est une certitude, dont seule la date est inconnue » - Paris Inondé de Pascal Popelin. 2009 -

Contexte général

Les crues : " Premier risque naturel majeur en Île-de- France"

Sur la carte postale ci-dessous, en noir et blanc les messieurs sont en costume avec redingote et les dames portent des robes longues, les barques remplacent les omnibus tirés par les chevaux, et les rues de Paname ressemblent aux canaux d'Amsterdam. ... Un siècle déjà.



Figure 1. Paris, rue du Plat d'Etain en janvier 1910.

Les grandes crues sont généralement dues à un phénomène météorologique unique : une fonte de neige ou des épisodes pluviométriques exceptionnels. Les importantes crues de la Seine sont relativement rares, parce que plusieurs causes doivent se cumuler en même temps pour les provoquer. C'est la simultanéité de ces causes qui est exceptionnelle.

De par son implantation au cœur de trois confluences (Seine/Yonne, Seine/Marne et Seine/Oise), l'Ile de France a connu une soixantaine de crues majeures depuis le VI^{ème} siècle. Les plus importantes, notées à l'échelle du pont d'Austerlitz, sont les suivantes : 1658 (8,96m), 1910 (8,62 m), 1924 (7,32m), 1955 (7,10m).

Plus on remonte le temps et plus il est difficile de disposer de données fiables. Les études statistiques sur les crues exceptionnelles ont estimé que la Seine a une chance sur cent par an de dépasser 8,62 mètres. La crue centennale de la Seine a duré environ trois semaines, avec un pic de sept jours. Il faut en moyenne cinq jours pour que le niveau de la Seine redescende sous les 5 mètres et le retour sous la cote d'alertes (3,2 m) exige en moyenne 15 jours.

La crue centennale de la Seine *extraordinaire*, au sens le plus littéral du terme : un phénomène sortant de l'ordinaire, étranger à l'expérience quotidienne des Franciliens et de tous leurs concitoyens. Cette crue concerne aussi les sous-sols. Dès lors que la Seine et ses affluents débordent, l'eau se répand dans les rues puis pénètre à son tour dans le sous-sol urbain et se répand à tous les niveaux souterrains tel que : caves, parking, tunnels, etc.

Intérêt de la protection du réseau de transport sous-terrain

Quelle seraient aujourd'hui les conséquences d'une crue majeure d'une même envergure à celle de 1910 à Paris ?

En cent ans Paris s'est développé en bordure de la Seine et a vu une forte progression de sa population qui serait donc plus exposée aux inondations. De plus, l'évolution de la technologie est en plein essor et rend la ville beaucoup plus vulnérable. Les conséquences d'une inondation seraient bien plus lourdes que celles ayant eu lieu au début du XX^{ème} siècle, malgré tous les efforts déjà déployés pour y faire face. De ce fait, le risque "Inondation" est considéré comme le risque naturel majeur en Île-de-France. Le phénomène de crue est caractérisé par des débordements par-dessus les berges et digues vers la voirie, associés à des remontées de nappes phréatiques.

Une crue de la Seine équivalente au débit de celle de 1910 affecterait plus de 850 000 habitants qui sont directement exposés au risque "Inondation" et 170 000 entreprises (Rizzoli et al, 2010), mais les dysfonctionnements ne se limitent pas aux seules zones inondées. En effet, l'ensemble des réseaux serait fortement atteint : le trafic sur 13 lignes de métro serait partiellement ou totalement interrompu et 50% du trafic RER arrêté, 200 000 abonnés privés d'électricité, 2 millions de personnes affectées par des coupures d'électricité et 2,7 millions de personnes touchées par des coupures d'eau potable. L'inondation se traduirait par la détérioration des services à la population, l'endommagement du matériel, des outils de production et des stocks des entreprises inondées, la perturbation des approvisionnements, les difficultés de déplacement, etc. Selon l'établissement public territorial de bassin (EPTB), une telle crue engendrait aujourd'hui 17 milliard d'euros (valeur 2008) de dommages, chiffre largement sous-estimé en raison de la difficulté d'appréhender le coût des dommages liés aux réseaux souterrains.

Le réseau RATP et la crue de 1910

La crue de 1910 qui a touché la région parisienne a eu une incidence directe sur le fonctionnement des différents réseaux (électrique, assainissement des eaux usées, transport, eau potable). Le réseau RATP a été particulièrement atteint dans son fonctionnement. Aujourd'hui la RATP exploite une grande partie du réseau de transport en l'Île de France : Métro, RER, Tramway et Bus. Celui-ci est l'épine dorsale de l'activité économique de l'Île de France qui représente elle-même près de 30% du PIB de la France (Brochet et Guillois, 2010). Le réseau exploité par la RATP est dit « multimodal », il comprend :

- un réseau Métro de 14 lignes essentiellement souterrain avec 272 km de tunnels,
- un Réseau Express Régional (RER) sur deux lignes (A et B) qui sont parmi les lignes les plus denses au monde en termes de trafic voyageur (Brochet et Guillois, 2010). 23 km de ces lignes sont enterrés sous la capitale dont 13 km pour le RER A et 10 km pour le RER B,

- un réseau de Tramway, essentiellement en aérien,
- un réseau de Bus qui couvre Paris et sa banlieue, avec plus de 3400 km de lignes,
- Orlyval Métro automatique qui dessert l'aéroport d'Orly.

Une immense majorité du public fréquente le réseau de la RATP par jours. Les chiffres actuels de fréquentation frappent de saisissement.

Type de transports	Métro	RER A et B	Tramway	Bus
Nombre de voyageur par jours	5 millions	1,6 millions	0,2 millions	3,6 millions

Tableau 1. Chiffre de fréquentation du transport de la RATP (RATP, 2008).

Sans oublier les 44 millions visiteurs français et étrangers chaque année accueillis en Ile de France¹ qui sont des utilisateurs importants des transports urbains. Des chiffres de fréquentation qui impressionnent et frappent l'imagination. Nous pouvons donc imaginer l'impact direct sur les capacités de déplacement des franciliens en cas d'arrêt de l'exploitation de transport à cause d'une crue majeure.

La partie souterraine centrale de ce réseau (Métro et RER dans Paris), est la plus fréquentée, c'est aussi celle qui serait la plus touchée par une crue majeure de la Seine. La majorité des émergences (les entrées d'eau) de ce réseau sont situés en zone inondable, lors d'une crue majeure de la Seine, l'inondation atteindra directement la partie souterraine et centrale du réseau (Métro et RER) par le biais de ces émergences.

Aujourd'hui, les dommages potentiels d'une crue centennale risquent d'être plus importants encore que ceux de 1910. En effet, le réseau aujourd'hui s'étend sur 272 km et est doté d'équipements qui s'appuient de plus en plus sur des technologies informatiques sophistiquées qui ne supportent pas l'eau : 159 ascenseurs, 807 escaliers mécaniques, 6927 écrans d'affichages, 909 distributeurs automatiques de billets (RATP, 2008), ainsi que tous les équipements de signalisation ferroviaires, les caméras, les systèmes de téléphonie mobile, etc. La RATP estime que le coût de remise en état du réseau, si rien n'était mis en œuvre en cas d'inondation, dépasserait les **deux milliard d'euros**. La réouverture des lignes pourrait prendre plusieurs mois, et le retour à un niveau nominal d'exploitation prendrait probablement plusieurs années. Les conséquences d'une inondation pour la RATP et pour l'économie de l'Ile de France seraient donc catastrophiques avec des conséquences sur le plan national.

Problématique

Conformément au Plan de Prévention des Risques Inondation (PPRI), la RATP a mis en place un Plan de Protection contre le Risque Inondations qui vise à rendre son réseau complètement étanche au cas où le niveau de la Seine atteindrait celui de 1910. Cette protection sera assurée par des dispositifs structurels qui nécessiteront une logistique et une main d'œuvre très importante si elle est déployée sur tout le réseau.

Afin de limiter l'intervention des agents uniquement sur les secteurs les plus vulnérables du réseau, il semblerait important de bien connaître les caractéristiques hydrauliques de

¹ www.paris.fr

l'inondation (vitesses, hauteurs, débits, volumes) dans l'ensemble du réseau pour mieux identifier les zones les plus vulnérables.

Une première étude de modélisation du réseau a été réalisée par le bureau DHI France (Danish Hydraulic Institute). Ce dernier a conçu un outil qui permet

- de simuler les écoulements dans le réseau en utilisant les équations de l'hydrodynamique de Barré de Saint-Venant,
- de simuler les écoulements en cas de rupture d'une protection (effacement d'une protection).

L'utilisation de cet outil par la RATP a soulevé plusieurs problèmes :

- La surestimation des volumes entrants dans le réseau,
- Le temps nécessaire à une simulation est très élevé (environ 48 h), ce qui exclut son utilisation en temps réel en cellule de crise,
- Le manque de données nécessaires au calage du modèle rendait son utilisation approximative.

De plus, le modèle développé dans le cadre de cette étude n'a pas réellement permis de prendre en compte les spécificités du réseau, notamment la forme complexe des émergences et des débouchés d'accès de métro. Le modèle de DHI ne fournit pas une représentation réaliste des phénomènes d'inondations, surtout en ce qui concerne les transformations de hauteur d'eau en débit d'écoulement entrant dans le réseau à travers les bouches de métro. L'équation de seuil utilisée surestime le débit d'écoulement et elle n'est pas applicable pour un écoulement à travers un débouché d'accès à une station de métro. L'application de cette équation exige de créer une conduite virtuelle de 100 m de longueur et de 10 m de largeur avant chaque émergence auquel s'applique l'équation de seuil (Figure 2). Cette solution condense le réseau réel, et rend le temps de calcul prohibitif.

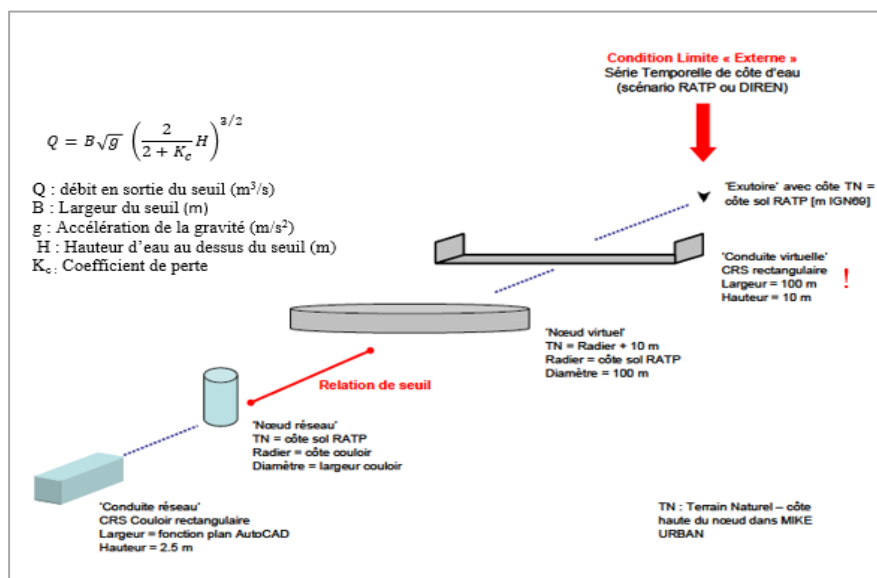


Figure 2 : Représentation schématique de la modélisation des émergences par DHI.

Objectifs de la thèse et méthodologie

Ce travail de recherche a comme objectif d'améliorer et valider un modèle de simulation. Il s'agit de mettre en œuvre un outil opérationnel d'aide à la décision qui permettra à la cellule inondation de la RATP de bien comprendre le fonctionnement de son réseau afin d'améliorer son plan de protection contre le risque inondation. L'outil en question doit être :

- robuste : le modèle doit fonctionner à partir des données communément mesurées par les services opérationnels et rester opérationnel face à des situations de fonctionnement dégradées (données manquantes ou mal estimées par exemple),
- capable de fournir une représentation réaliste du fonctionnement du réseau RATP,
- capable de simuler une inondation dans un délai raisonnable afin de pouvoir l'utiliser en période de crise.

Les objectifs scientifiques de cette thèse sont les suivants :

- fournir des données expérimentales et des équations d'écoulements grâce à la mise en place en laboratoire d'un modèle réduit d'un débouché d'accès de station de métro,
- estimer les infiltrations de la crue 1910 par modélisation numérique,
- calibrer le modèle en utilisant des mesures *in situ* pour les infiltrations et des laisses de crue.

Pour répondre à cette problématique, le mémoire de la thèse se décompose en quatre parties. La première partie est consacrée aux inondations urbaines dans les espaces souterrains. Le premier chapitre de cette partie présente une étude bibliographique des inondations dans le sous-sol urbain des grandes villes du monde et insiste sur l'importance des dommages. Le chapitre 2 de cette partie présente les crues historiques de la Seine, justifie le choix de la crue de 1910 comme évènement de référence.

La deuxième partie est consacrée à la modélisation des écoulements autour d'un débouché d'accès et la répartition des débits dans la bouche de métro. Cette partie est divisée en trois chapitres. Le premier chapitre présente le modèle réduit d'un débouché d'accès à une station de métro ainsi que les résultats expérimentaux qui ont conduit à l'analyse des caractéristiques de ces écoulements. Le second chapitre est dédié à l'estimation du volume entrant dans une bouche de métro en fonction de la hauteur d'eau à l'amont. Le troisième chapitre concerne la modélisation numérique des écoulements autour d'une bouche de métro ainsi que la validation de cette modélisation en utilisant les données produites par les essais expérimentaux.

La troisième partie est consacrée à la modélisation des infiltrations à travers les tunnels en utilisant le logiciel CESAR-LCPC qui est un outil de simulation des infiltrations en milieu poreux. Le premier chapitre présente les processus d'écoulement en milieu poreux non saturé. Le second chapitre est destiné à la mise en œuvre d'une modélisation des infiltrations à travers un tunnel. Le calage du modèle est effectué à l'aide de mesures *in-situ*. La quantification des débits d'infiltration d'une crue centennale dans le réseau actuel est abordée dans le troisième chapitre.

La quatrième partie a pour vocation de simuler un évènement d'inondation violente ayant lieu dans le réseau de la RATP : l'inondation de la Seine en janvier 1910. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel Mike Urban, l'amélioration de la modélisation proposée dans cette partie reproduit les grandes tendances de l'écoulement au sein du réseau RATP avec un temps de calcul beaucoup plus court. Le chapitre 1 permet de définir les données disponibles pour construire le modèle hydrodynamique. Le chapitre 2 décrit la validité du modèle à l'aide des données historiques. Le chapitre 3 présente la modélisation de la crue type 1910 sur le réseau actuel de la RATP.

PARTIE I

LES INONDATIONS URBAINES DANS LES ESPACES SOUTERRAINS



Réseau Newyorkais inondé le 30 octobre 2012

Sommaire

LES INONDATIONS URBAINES DANS LES ESPACES SOUTERRAINS	7
Chapitre 1 : Etude bibliographique sur des inondations dans le sous-sol urbain.	9
Objectifs	9
1. Les inondations dans les réseaux souterrains.....	10
1.1. Le métro de Prague en 2002	10
1.2. Le métro de New York en 2012	12
Chapitre 2 : Le réseau RATP et la crue de la Seine.....	18
Objectifs	18
1. Petite histoire de métro de Paris.....	18
2. Le sous-sol Parisiens.....	19
3. Ce que nous apprend l’histoire.....	20
4. La crue de 1910.....	23
4.1. Les conditions générales du déclenchement de la crue de 1910	23
4.2. L’étendue de la zone inondée	24
4.3. Inondation du métro Parisien en 1910	25
Synthèse du chapitre 2.....	28
Bibliographie	29

Glossaire et Abréviation

RATP	: Régie Autonome des Transports Parisiens
MTA	: Metropolitan Transportation Authority
NYC	: New York CITY
EST	: Eastern Standard Time
CMP	: Chemin de Fer Métropolitain de Paris

Chapitre 1 : Etude bibliographique des inondations dans le sous-sol urbain.

Objectifs

- Dresser un état actuel des connaissances sur les inondations dans les sous-sols urbains.
-

L'exploitation de l'espace souterrain dans les zones urbaines a évolué de manière intensive au cours des dernières décennies (Shao, 2010). En effet, l'accroissement de la population, les besoins en développement ont augmenté l'utilisation d'espace urbain de tout type. Dans les villes très denses comme Paris, afin d'optimiser l'espace, les infrastructures de transport sont souvent implantées dans les espaces souterrains pour laisser la place à d'autres aménagements dans les espaces aériens. Cela est d'autant plus prégnant dans les mégalo-poles (Cui et al, 2013) où l'augmentation de la population exige de limiter le développement des infrastructures au sol tout en garantissant des moyens de transport suffisants.

Outre le transport, les espaces souterrains sont également utilisés pour installer les divers réseaux (communication, électriques, ...), des espaces de stationnement souterrain, les tunnels ferroviaires et routiers, des usines d'incinération, des systèmes de stockage et d'approvisionnement en carburant, etc. Le développement économique implique donc une intervention sans cesse croissante de l'homme sur le milieu souterrain.

Cependant, l'espace souterrain est particulièrement vulnérable face aux inondations qu'elles soient d'origines pluviales, fluviales ou souterraines. Ces dernières peuvent provoquer des catastrophes graves et imprévisibles pour l'espace et les installations souterraines et menacer les vies humaines (Sander, 2007). En effet, le monde a connu des inondations des espaces souterrains spectaculaires ces dernières années : inondation du métro de Prague en République Tchèque en 2002, inondation du métro de Tokyo au Japon en 2005 et celles de Fukuoka au Japon en 1999 et 2003 (Ishigaki et al, 2010).



Figure 1. Inondations souterraines à Fukuoka en 1999 (Ishikawa et al, 2002).

1. Les inondations dans les réseaux souterrains

Quels enseignements peut-on tirer des inondations passées ? Quelles ont été les conséquences et comment ont été gérés ces événements ? Divers exemples peuvent être cités pour donner une idée de l'ampleur des dégâts matériels provoqués par les inondations des espaces souterrains. Notre choix s'est porté sur les deux cas du Métro de Prague en 2002 et celui de New York en 2012.



Figure 2. Métro pragois, a) station Invalidovna b) station Florenc. Août 2002.

1.1. Le métro de Prague en 2002

En Août 2002, la République tchèque a été frappée par des inondations sans précédent, qui constituent la catastrophe naturelle la plus grave de son histoire récente. La crue de la rivière Vltava qui, dans certaines régions, a atteint le niveau le plus haut des cinq dernières siècles, a submergé plus d'un tiers du territoire et fait dix-sept victimes (Popelin, 2009). Dans la capitale Prague plusieurs quartiers se sont retrouvés noyés sous 3 mètres d'eau. Le montant de dégâts a été estimé à plus de 1,7 milliard d'euros.

Le réseau de métro de Prague a été construit en 1974, il s'agit donc d'un réseau récent doté d'équipements électromécaniques classiques (Escalier mécanique, Ascenseur, Signalisation, ...). Le métro est conçu pour accueillir et protéger la population en cas de guerre (Metro Protective System). L'avantage du réseau de Prague est d'être conçu pour accueillir les populations en cas d'alerte chimique ou nucléaire lors de conflits. Les stations sont donc équipées de portes anti-souffles. Ces protections permettent également de protéger la population des inondations en cas de destruction des barrages en amont de Prague. Les stations du centre-ville sont situées à grande profondeur, la plus profonde (Náměstí Míru) est située à une profondeur de 53 m. Les tunnels sont constitués de voussoirs en acier. Les rails sont principalement posés sur des voies bétons.

Le 14 août 2002, la Vltava a atteint son pic de crue avec un débit de 5 300 m³/s. Cette crue a été répertoriée comme une crue de récurrence de 500 ans.

L'impact pour le réseau de souterrain a été le suivant :

- 17 km de réseau sur les 51 km existant à l'époque ont été noyés (18 stations).
- 2 rames de métros ont été noyées.

- Nombreux dommages sur des postes de redressement, des postes de distribution moyenne tension en station et de toutes les armoires de régulation du trafic, des escaliers mécaniques (107), ascenseurs (23), ... Le coût total des dégâts a été estimé à 300 M€.

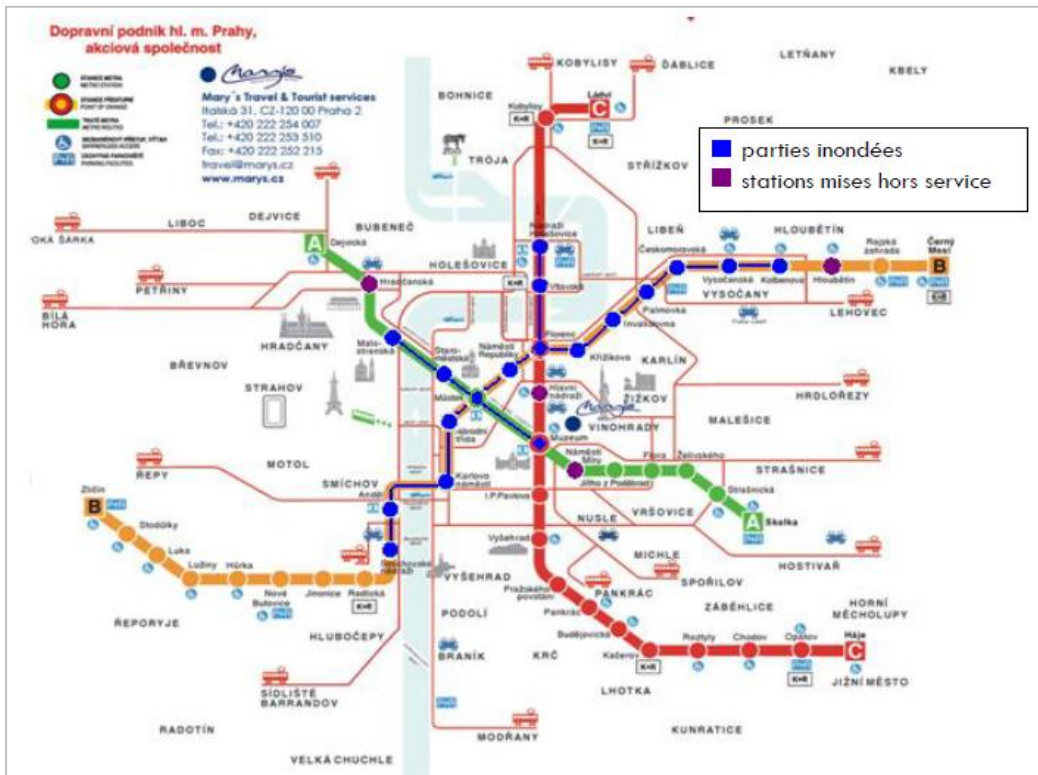


Figure 3. Inondation du réseau de métro de Prague en Août 2002.

Il a fallu deux mois pour pomper 1,8 millions de m³ d'eau. Pour information, l'envoiment de 140 km du réseau RATP en cas de crue de Seine représenterait près de 100 millions de m³ d'eau.

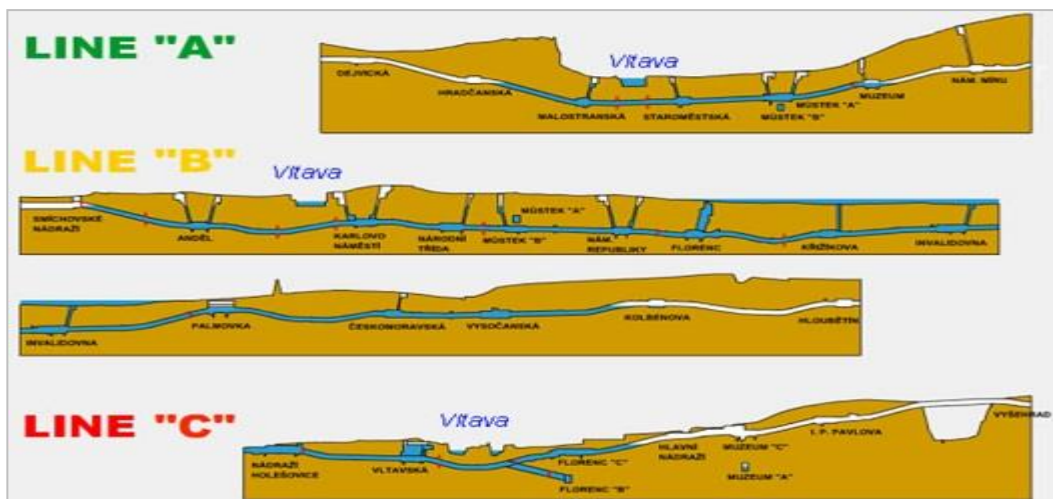


Figure 4. Schéma de l'envoiment des lignes du réseau de Prague.

Nous pouvons récapituler les raisons identifiées de l'ennoiement du réseau souterrain comme suit :

- Malgré l'installation de batardeaux anti-crue calés sur la cote de la crue centennale (1890 = 3 975 m³/s) pour protéger l'accès en voiries, ceux-ci ont été dépassés de 1,8m localement.
- La ville ainsi que les gestionnaires du réseau ont sous-estimé la crue annoncée et tardé à déclencher les opérations de mise en sécurité (effet de négation).
- L'annonce de crue des institutions en charge du suivi de la Vltava ayant été défaillante, l'eau avait commencé à déborder et s'infiltrer dans le réseau empêchant la fermeture de certaines portes étanches en tunnel (court-circuit au niveau des systèmes de fermeture).
- Certaines structures en béton n'ont pas résisté à la charge d'eau, notamment en raison de ferrailages non conformes voire totalement absents.
- Les portes étanches en tunnel n'étaient pas parfaitement étanches au niveau du passage de rails.
- Les pompes de relevage des eaux d'infiltrations n'étaient pas équipées de clapets anti-retour.



Figure 5. Station et rame de métro noyées (métro de Prague).

Au final, la cellule de crise de la ville de Prague reconnaît avoir été confrontée à un excès de confiance dans leur dispositif. Persuadés que leurs portes étanches les protégeaient de ce type de risque, ils se sont aperçus que leurs procédures de suivi, d'entretien et de fermeture n'étaient pas efficaces et que des faiblesses structurelles rendaient la protection globale inefficace

1.2. Le métro de New York en 2012

Les inondations de New York suite à l'ouragan Sandy en 29 octobre 2012 ont été l'occasion de mieux comprendre les situations d'urgence liées à l'endommagement des infrastructures de métros. Le déroulé et les conséquences de cette inondation nous permet de ressortir quelques chiffres clés afin d'évaluer et reconsidérer les conséquences d'une crue sur le réseau de la RATP.

Au matin du mardi 30, les New-yorkais découvrent les dégâts causés par l'ouragan. L'eau a envahi les parties basses de l'île de Manhattan et a pénétré le réseau de transport par les débouchés d'accès sur lesquels les protections mises en place se sont révélées inefficaces ainsi que par le chantier de Ground Zero.



Figure 6. Hoboken train station et Ground Zero.

En effet, six jours avant l'arrivée de l'ouragan et afin de protéger le réseau contre les inondations, la ville de New York a commencé à édifier les protections en contre plaqués et sacs de sable autour des trémies d'accès et de ceinturer d'autres grilles de ventilation avec des sacs de sables. Il faut signaler que l'étude de Kawata (Kawata et al, 2003) a montré que les sacs de sable, les batardeaux et les pompes de drainage sont les mesures les plus couramment utilisés contre les catastrophes d'inondations souterraines. Ainsi Bobyley (Bobyley, 2009) a recommandé l'utilisation des sacs de sable comme mesures de protection pour un espace souterrain relativement isolé afin d'empêcher l'eau de pénétrer dans le sous-sol.



Figure 7. Protection des émergences avant la tempête. Octobre. 2012.

Une barrière anti-inondation gonflée à l'eau a également été déployée dans la trémie de descente du tunnel menant du dépôt de West Side Yard à l'importante station de communication entre différents réseaux de transport de Pennsylvania Station.



Figure 8. Mise en place de la protection gonflable.

Le montage des protections a été achevé trois jours avant la tempête, soit le samedi 17/10/2012. Le président Obama signe la déclaration d'urgence le 28 Octobre pour plusieurs États risquant de subir l'impact de Sandy. Le gouverneur de New York, Andrew Cuomo, annonce que tous les services de métro, de bus et de train à New York seront suspendus à partir de 19h00. Le réseau est effectivement stoppé à 19h28 la deuxième fois dans l'histoire du métro de NYC (avec l'ouragan Irène). La cellule de gestion de crise s'est mise en place.



Figure 9. Cellule de crise de la ville de New York.

Les métros (ainsi que les bus) sont évacués et stockés dans des dépôts éloignés du bord de mer et de l'East River ainsi que dans des points hauts des tunnels. Les ascenseurs sont montés au niveau de la voirie et les stations fermées sont sécurisées par la police. Les agents de la MTA ont retiré les moteurs d'arrêt situés au niveau des voies, qui interagissent avec les systèmes de freinage automatique, afin d'éviter leur endommagement au cours d'une inondation. Les trois trains (diesel) de pompes de secours sont sortis et placés en attente dans des tunnels non inondables.



Figure 10. Sécurisation des accès du métro.

Le 29 octobre à 19:00 EST, Sandy est déclaré cyclone post-tropical et atteint la côte près d'Atlantic City (New Jersey) une heure plus tard. Le mardi 30 octobre les dégâts ont été constatés sur le réseau de métros New yorkais.

Malgré les mesures de protections contre les inondations, les 7 tunnels de métro sous l'East River ont été ennoyés.



Figure 11. Les 7 lignes noyées de métro de New York.

Les stations de métro de South Ferry et de Whitehall Street ont été totalement noyées. Les mesures de protections des espaces souterrains ne fonctionnent pas toujours bien.

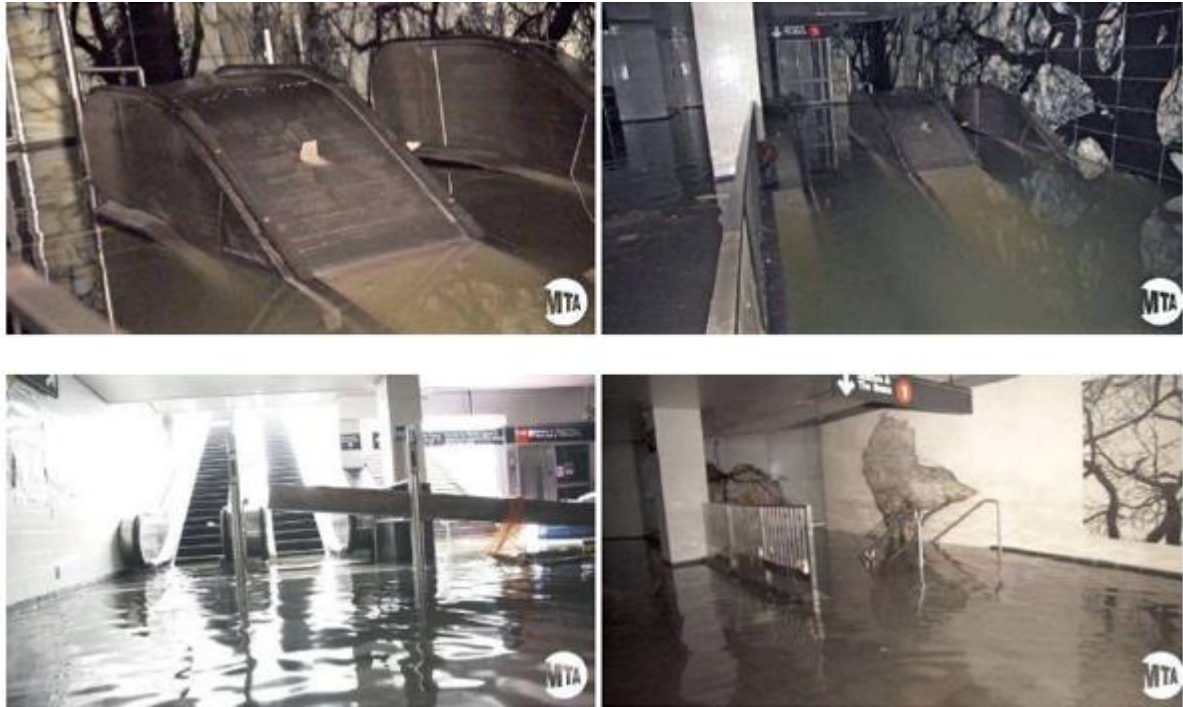


Figure 12. Inondation des stations de South Ferry et Whitehall Street (Source, MTA).

La protection gonflable installée à West Side Yard pour empêcher l'écoulement était non efficace et n'a pas pu retenir la charge d'eau.



Figure 13. Eclatement du ballon gonflable

La gare de triage de North's Harmon Yard sur la Hudson Line a été inondée ainsi que 6 dépôts de bus.

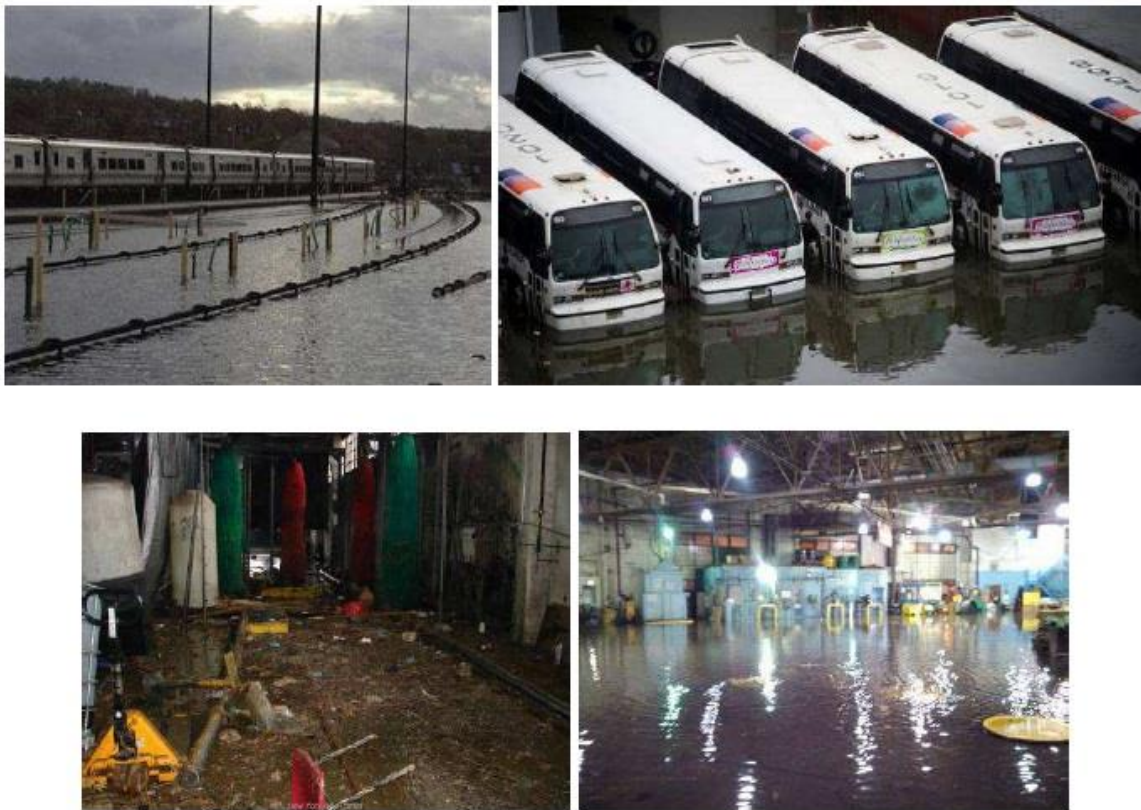


Figure 14. Gare de North's Harmon et les dépôts de bus inondés

Même si cinq jours après les inondations on annonçait que 80% du métro étaient restaurés, il n'en demeure pas moins que la régulation des trains était fortement ralentie en raison de pertes de puissance et des signaux hors service. Malgré la réouverture des tunnels, les transports sont extrêmement saturés du fait de la fréquence et de la vitesse réduites des rames.



Figure 15. Saturation du transport après son ouverture

Dans les deux exemples précédents, les phénomènes à l'origine des inondations sont différents. Pourtant, dans les deux cas, les dommages causés sont significatifs. La fragilité de ces infrastructures réside dans la présence de nouvelles technologies. Certes ces éléments de modernité facilitent la circulation mais rendent également le réseau beaucoup plus vulnérable aux aléas naturels et technologiques.

Chapitre 2 : Le réseau RATP et la crue de la Seine

Objectifs

- Présentation des crues historiques de la Seine
 - L'enjeu d'une crue centennale pour la RATP
 - Les risques encourus par le réseau
-

Les inondations récentes ont amené la RATP à considérer le risque inondation le plus sérieusement possible. Les expériences vécues à Prague et dans d'autres villes du monde ont montré que les protections structurelles ne sont pas suffisantes. Elles ont montré leurs limites. Ces événements ont causé des dommages matériels conséquents. La crise a été suivie par une lente remise en l'état du réseau. La RATP est persuadée qu'en cas d'inondation du réseau de métro Parisien, la réouverture des lignes pourrait prendre plusieurs mois, et le retour à un niveau normal d'exploitation probablement plusieurs années (Brochet et Guillois, 2010). L'objectif de la RATP en cas de crue est donc de sauvegarder ses équipements pour une remise en service la plus rapide possible après la décrue. La crue de référence retenue pour Paris est la crue de 1910 qui a marqué les esprits par un retour à la normale qui a duré plusieurs mois.

1. Petite histoire du métro de Paris

Le métro de Paris est un des systèmes de transport en commun desservant la ville de Paris et son agglomération. Il comporte 16 lignes en site propre, essentiellement souterraines, totalisant 214 kilomètres. Devenu un des symboles de Paris, il se caractérise par la densité de son réseau au cœur de Paris et par son style architectural homogène influencé par l'Art nouveau. En 1910 a lieu dans la capitale la plus importante exposition universelle jamais tenue en France, qui attire près de 51 millions de visiteurs. A cette occasion se déroulent les deuxièmes Jeux olympiques d'été. On découvre l'usage nocturne de l'électricité, la projection des films des frères Lumières, sur écran géant, l'inauguration d'un trottoir roulant baptisé « rue de l'avenir ». C'est aussi la mise en service de la première ligne du métro parisien.

En effet, à Paris, déjà avant 1900, la saturation et l'insuffisance du transport occasionnaient bien des encombrements, accidents et pertes de temps déplorables pour la vie économique de la capitale.

La première ligne du métro de Paris a été construite à l'approche de l'Exposition universelle de 1900 entre la Porte de Vincennes et la Porte Maillot. Le réseau s'est ensuite rapidement densifié dans Paris intra-muros jusqu'à la Seconde Guerre mondiale dont le réseau atteint quatorze lignes (159 km de longueur et 332 stations).

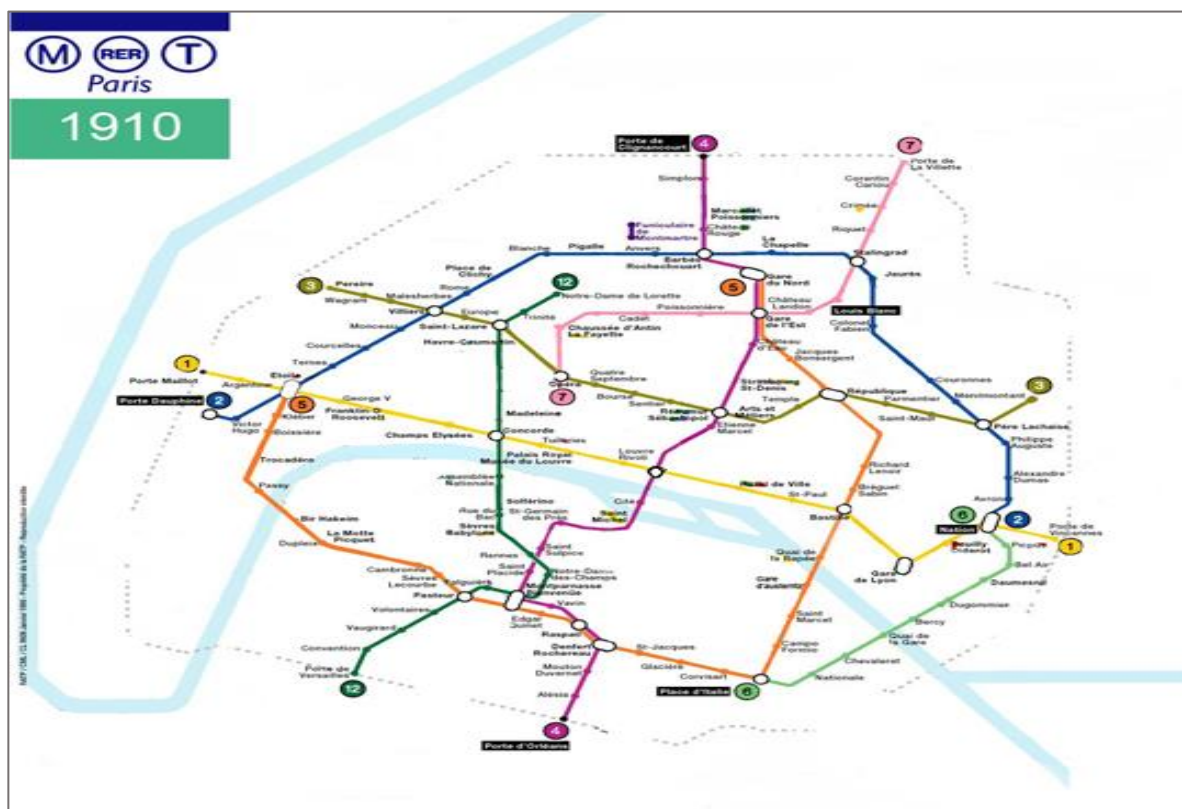


Figure 16. Réseau de Paris en 1910. (Source RATP).

Après deux décennies d'accalmie, les transports en commun urbains n'étant plus la priorité, une modernisation progressive entreprise par la RATP (dès sa création en 1948) et l'émergence de nouveaux prolongements en banlieue apportent un renouveau au métro.

Le métro de Paris a cependant inauguré à la fin du siècle dernier une nouvelle ligne entièrement automatisée, la ligne 14, destinée notamment à soulager la ligne A du RER.

L'exploitation du réseau du métro de Paris est assurée par la RATP qui gère également une partie du réseau du RER. Le métro transporte aujourd'hui environ 3,9 millions de voyageurs par jour (1,473 milliard pour l'année 2008). Il dessert 300 stations (384 points d'arrêt), dont 62 offrent une correspondance avec une autre ligne. Le métro parisien se classe, pour le nombre de voyageurs transportés, en 4^{ème} position derrière Tokyo (3,2 milliards), Moscou (2,4 milliards), et Séoul (2 milliards), en 9^{ème} position pour la longueur de ses lignes (214 km) derrière Shanghai (420 km), New York (368 km), Londres (408 km), Pékin (336 km), Madrid (309 km), Séoul, Tokyo, Moscou, mais en 1^{ère} position, si on inclut les lignes de RER et en 2^{ème} position pour le nombre de stations derrière New York (422 stations pour 468 points d'arrêt).

2. Le sous-sol parisiens

La ville de Paris est construite sur huit à neuf niveaux de sous-sol empilés. Nous y trouvons des galeries (300 km environ), des réseaux de transport ferroviaires RATP (272 km) et SNCF, des égouts d'assainissement (2400 km), et autres canalisations (eau, téléphone, électricité, etc.), des caves, des parkings, d'anciennes carrières de gypse et de calcaire, etc. Nous pouvons dire que le sous-sol parisien est particulièrement encombré.



Figure 17. Schéma descriptif du Sous-sol parisien (source RATP).

De plus, le sous-sol parisiens possède des liaisons avec la surface (accès de métro, grilles de ventilation, accès à des locaux techniques) qui facilitent l'entrée d'eau dans le sous-sol, leur nombre considérable, rend la maîtrise de ces échanges surface/sous-sol difficile.

3. Ce que nous apprend l'histoire

« Je me trouvais un hiver dans ma chère Lutèce – c'est ainsi qu'on appelle dans les Gaules la ville des Parisiens –. Elle occupe une île au milieu de la rivière : des ponts de bois la joignent aux deux bords. Rarement la rivière croît ou diminue, telle est en été, telle elle demeure en hiver. Or il arrivera que l'hiver que je passai à Lutèce fut d'une violence inaccoutumée : la rivière charriait des glaçons bruts, larges, se pressants les uns contre les autres jusqu'à ce que, venant s'agglomérer, ils ne fassent un pont » - Empereur romain Julien l'Apostata en 357.

Il ne suffit pas de recueillir les données des événements actuels. Il faut consulter aussi celles du passé. Les historiens qui ont étudié les crues en Ile-De-France ont dénombré une soixantaine de crues exceptionnelles depuis le VI^e siècle, soit une crue tous les 23 ans en moyenne. Jusqu'en 1600 il n'existe quasiment aucun document écrit, cependant des rares récits mentionnent des inondations à l'époque antique. Les premières données chiffrées, qui apparaissent dans les années 1600, sont peu fiables, car difficilement véritables. Ce n'est qu'à partir du XVIII^e siècle que les archives deviennent précises et rigoureuses.

Certes les récits anciens sont loin de présenter avec précision les chiffres et les mesures de la crue. Plus on remonte le temps et plus il s'avère difficile de disposer d'éléments fiables. Toutefois, l'achèvement en 1654 du pont de la Tournelle fixe, à compter de cette époque un repère. Les historiens ont pu constituer la succession des épisodes de crue à partir de la mise en service du pont de la Tournelle, avec des dates et des niveaux d'eau précis, en effet, maintenant

nous possédons des données relativement sûres et détaillées sur le nombre et l'ampleur des crues de la Seine et de ses affluents qui se sont produites par le passé. Le 27 février 1658 survient la crue considérée historiquement comme la plus importante jamais observée à Paris, avec une hauteur de 8,96 mètres. La moitié de l'emprise de la ville de l'époque est inondée. L'eau emporte 55 personnes, submerge le premier étage des maisons des faubourgs, dans leur journal, les frères de Villiers relatent :

« Un gros clerc de notaire, logé au bout du pont, et dont la maison se fendit en deux, fut emporté. Le lit dans lequel il était couché fut jeté dans la rue sans qu'il en sentît rien, tellement il dormait profondément et fut tout étonné de se trouver à son réveil ainsi couché au milieu de la rue, entouré de tant de ruines et de débris ».

Quatre inondations majeures ont dépassé la cote de 7 mètres au cours des deux siècles suivants : 7,62 m en mars 1711, 7,9 m en décembre 1740, 7,09 m en février 1764 et 7,25 m en janvier 1802.

Si on prend l'exemple de la crue de 1740, la Seine atteignit la cote de 7,6 m, c'est-à-dire, 60 cm environ au-dessous de la crue de 1910. La carte de la figure 26 montre l'étendue de la crue de 1740 établie par le géographe Philippe Buache à la demande de l'Académie des Sciences.



Figure 18 : Plan de la crue de 1740 établi par Buache.

Ce dernier préconise de fixer à l'avenir les niveaux précis de la Seine et de construire des murets et des murs de quai pour empêcher la Seine de déborder.

Durant le XIX^e siècle, deux autres épisodes importants surviennent : 6,70 m le 2 mars 1807, 6.40 m le 10 décembre 1836.

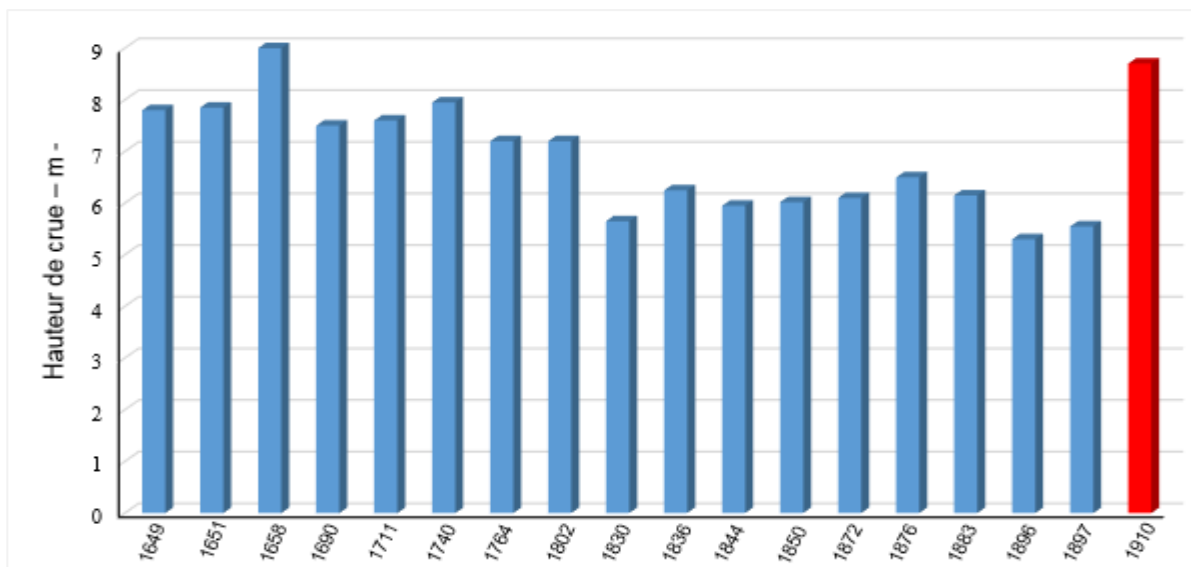


Figure 19. Hauteur d'eau des crues supérieures à 5 m à Paris depuis 1649.

En 1802, la Seine atteignit presque le niveau de 7 m. La carte de la figure 29 présente l'étendue de l'inondation produite par le géographe Bralle. La surface en rose matérialise les zones inondées alors que la couleur verte représente les caves inondées. En comparant les deux inondations on constate que le développement des égouts a eu pour résultat d'augmenter le risque inondation des quartiers éloignés de la Seine. Cette inondation est importante mais elle n'a laissé que peu de trace dans la littérature.

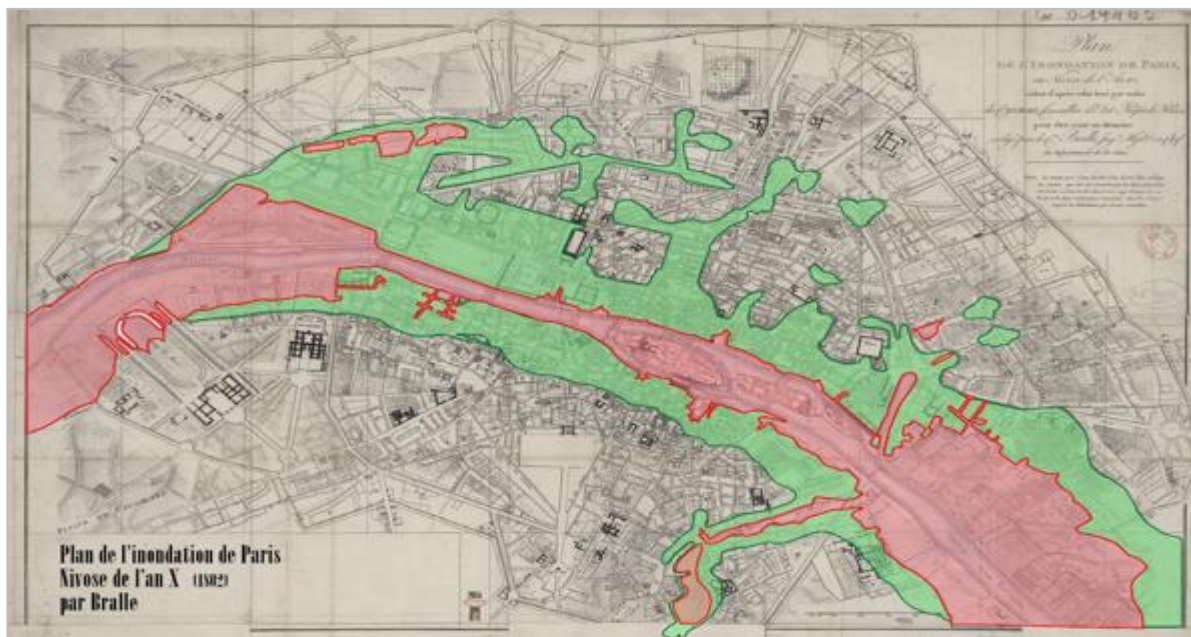


Figure 20. Plan de la crue de 1802 établi par Bralle.

4. La crue de 1910

4.1. Les conditions générales du déclenchement de la crue de 1910

Le bassin-versant de la Seine est connu par son importante extension géographique, qui s'étend sur une surface de 78 650 km² dont 12 700 km² appartiennent à la Marne et 10 900 km² à l'Yonne. Sur sa majeure partie, ce bassin versant présente des pentes faibles ou modérées, ces rivières coulent sous faible encaissement en vallée alluviale. Dans ces conditions, les eaux de crue ne s'évacuent vers l'aval qu'après de longs délais ; et en cas de paroxysmes pluvieux successifs, la première onde de crue des grands cours d'eau les moins rapide (Marne, Seine) est rattrapée par la deuxième onde des rivières plus rapides (Yonne) et plus courtes et proches de Paris (Loing, Grand et Petit Morin) (Marnissi et Amory, 2011).

La crue de 1910 a commencé dès le milieu de janvier. Le 17, elle s'annonçait comme sérieuse et le 20 déjà la navigation était interrompue. Le 23 le niveau de 1876 était dépassé. Le 28, le maximum fut atteint avec une cote dépassant celle des plus hautes crues enregistrées jusqu'ici (8,62 m).

Les origines climatologiques de cet événement correspondent à un schéma général applicable à la plupart des bassins versants connaissant des crues lentement évolutives : une phase préparatoire liée à des pluies peu intenses mais répétées suivie par une averse décisive de la crue répartie sur les affluents de la Seine en amont de Paris. (Ledoux, 2006).

L'automne de 1909 a été très arrosé, en trois mois, il est tombé environ 400 millimètres d'eau, soit deux fois plus que les précipitations automnales moyennes (Reghezza-Zitt, 2006). Il ne pleut pas beaucoup, cependant les épisodes pluvieux se sont succédés tous les trois jours. Une zone de basse pression s'est installée sur Paris et sur la partie amont du bassin versant de la Seine et de ses affluents. Les précipitations sont réparties de façon homogène sur une très grande surface. Au début, l'eau s'infiltré dans le sol. Après les sols finissent par être saturés. De plus en hiver les sols sont souvent gelés ce qui empêche la pluie de s'infiltrer. La pluie rejoint directement la Seine et ses affluents.

La crue de la Seine de 1910 doit son extrême intensité à Paris à la coïncidence de l'arrivée des flots maxima de la Marne et de la haute Seine avec celle d'une seconde crue dans le bassin de l'Yonne (Picard, 1910). Le site de la DIREN Ile-de-France¹ a différencié trois phases de la crue de 1910 :

- Du 9 au 12 janvier : des précipitations moyennes ré-humidifient les sols et le saturent ;
- Du 18 au 21 janvier : des cumuls pluviométriques exceptionnels sont enregistrés. La Seine et ses affluents amont ont réagi sans délai en raison de sols saturés ou gelés ;
- Du 23 au 27 janvier : un nouvel épisode pluvio-neigeux arrose modérément mais uniformément le bassin, et entraîne une reprise notable de la crue sur l'Yonne supérieure, le Loing et le Grand-Morin (vallées rapides).

¹ Source : site de la DIREN Ile-de-France [www.ile-de-france.ecologie.gouv.fr]

En effet, la concomitance des deux ondes de crues de la Seine et de la Marne produira le maximum de la crue le 28 janvier 1910 à 8,62 m à l'échelle du pont de Paris-Austerlitz à midi ce qui représente un débit de pointe de l'ordre de 2400 m³/s.

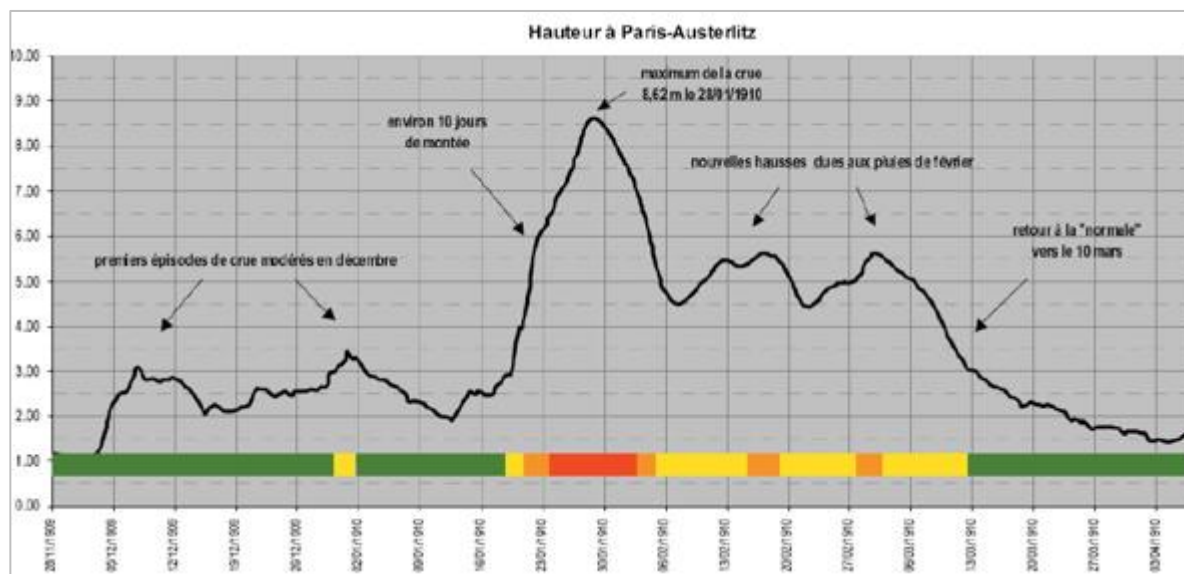


Figure 21. Relevés de hauteurs d'eau sur le bassin de la Seine en 1910 à Paris-Austerlitz [SPCSYL²].

4.2. L'étendue de la zone inondée

La figure 22 illustre les zones d'expansion de crue susceptibles d'être inondées en cas d'une crue centennale, il s'agit des plus hautes eaux connues, soit la hauteur d'eau atteinte par la crue de 1910. Sur la carte des zones de couleur bleu ciel indiquent les zones d'inondation des caves et d'espace souterrains. Pour mémoire, le niveau de vigilance (2,50 m à Austerlitz) a été retrouvé 49 jours après la pointe de crue du 28 janvier avec un retour au niveau 5,60 m à Austerlitz 7 jours après ; un retour au niveau d'alerte de 3,20 m à Austerlitz 43 jours après, et le retour au niveau de vigilance de 2,50 m à Austerlitz 49 jours après.

² SPCSYL : Service de prévision des crues Seine moyenne-Yonne-Loing



Figure 22. Zone inondable à Paris.

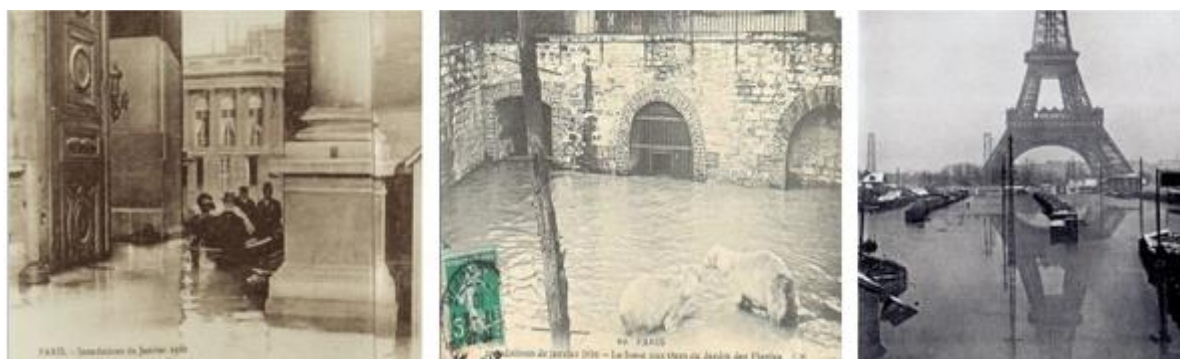


Figure 23. Quelques quartiers de Paris submergés par la crue en 1910 (De Moncan, 2009).

4.3. Inondation du métro Parisien en 1910

Le réseau du Métro était en pleine expansion en 1910. Il a été exploité par la compagnie du Chemin de Fer Métropolitain de Paris (CMP). Le réseau en service comprenait 63 km de lignes qui correspondent à une partie des actuelles lignes 1 à 6. En plus de 63 km s'ajoutent 31 km de ligne en construction.

Les stations de Châtelets, de Saint Michel et d'Odéon étaient plongées dans le noir. Dès le 24 janvier, la montée de la nappe dans les tunnels aux abords de la Seine avait provoquée de fortes venues d'eau qui se sont infiltrées le long du ballast de l'actuelle ligne 4, qui passe elle aussi sous la Seine.

Les autres ouvrages situés dans les profondeurs moyennes habituellement hors nappe ont été la source de forts apports d'eau venus à travers les radiers des parties les plus basses des accès aux stations disloquées ou à travers les ouvrages d'accès en cours de construction (Brochet et Guillois, 2010). Cinq lignes sur six furent interrompues, malgré les pompes qui

fonctionnaient jours et nuits. Sur les 63 km de réseau, 20 km étaient inutilisables à cause d'excès d'eau et quinze pour cause de défaut d'électricité.



Figure 24. Tunnel de métro inondé à Montparnasse en 1910.

Deux causes aboutirent à l'inondation du réseau en 1910 : d'abord des déversements venant de l'extérieur suite à l'introduction directe des eaux du fleuve par diverses ouvertures ; puis les infiltrations à travers le réseau. La crue de 1910 nous a permis de constater que les écoulements souterrains ont modifié très nettement la surface de la zone directement inondée. Si nous observons la carte d'inondation en 1910, nous constatons des submersions produites dans des endroits assez éloignés de la Seine du fait de l'infiltration.

Le plan ci-contre dans la page suivante est tiré du rapport général d'Alfred Picard en 1910. Il indique le réseau inondé. On notera que les lignes de couleur vertes étaient en cours de construction à cette époque. Les premières interruptions du trafic ont eu lieu le 22 janvier sur les lignes 1 et 6 avant même l'arrivée d'eau dans le réseau à cause de l'inondation de l'usine électrique de Bercy. Pendant la décrue, les premiers tronçons sont rouverts le 14 février (ligne 4), l'essentiel du réseau ayant rouvert ses portes en mars. La réouverture des lignes a pris trois mois.

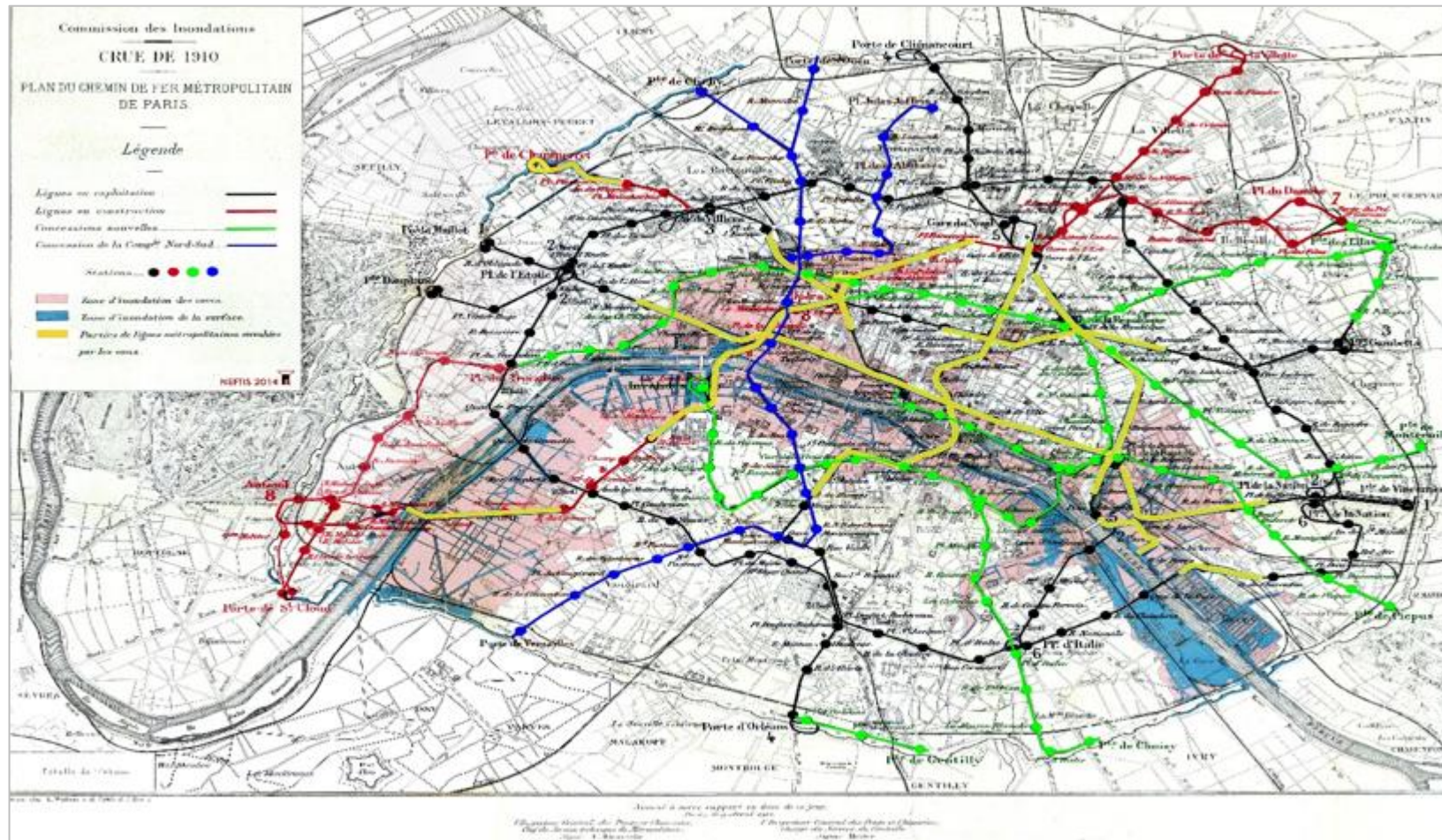


Figure 25. Plan du réseau de métro inondé en 1910 (Bois, 1948).

Synthèse du chapitre 2

La crue de 1910 a provoqué des dommages importants alors qu'à l'époque le réseau n'était pas aussi développé qu'aujourd'hui. Les équipements techniques présents aujourd'hui dans le réseau sont plus vulnérables du fait de leur sophistication et de leur sensibilité à l'eau. Le risque de la survenue d'une crue de même ampleur que celle de 1910 ou la dépassant est aggravé par le réchauffement climatique qui aujourd'hui est avéré. On sait aujourd'hui que l'un des impacts importants du changement climatique est l'augmentation de la fréquence des phénomènes qu'on considérait jusque-là extrêmes.

Les moyens structurels mis en place par les gestionnaires des réseaux pour protéger ces espaces des inondations ont montré leurs limites lors des crues qui ont touché certains réseaux de métros dans le monde. Ce constat amène les gestionnaires à réfléchir à des stratégies globales pour protéger les réseaux des crues extrêmes. Ces stratégies passent par :

- une meilleure connaissance des origines de l'inondation et des écoulements dans le réseau en situation de crue.
- une meilleure connaissance des points les plus vulnérables dans le réseau face à une inondation.
- une sélection réfléchie de zones à protéger pour une meilleure résilience.

Bibliographie

- Bois, A. 1948.** *L'épuisement des eaux au Chemin de fer Métropolitain de Paris*. Paris. Chemin de Fer Métropolitain de Paris. 218 p.
- Bobylev, N. 2009.** *Mainstreaming sustainable development into a city's Master plan : A case of Urban Underground used*. Land Use Policy. pp. 1128-1137.
- Brochet, J et Guillois, R. 2010.** *Crue centennale, la position d'un maître d'ouvrage particulièrement exposé : La RATP*. Paris Colloque SHF "Risques inondations en Ile-de-France", pp. 177-185.
- Cui, J., Allan, A. et Taylor, M., Lin, D. 2013.** *Underground pedestrian systems development in cities: Influencing factors and implications*. Tunnelling and Underground Space Technology 35. pp. 152-160.
- De Moncan, P. Paris inondé. La grande crue de 1910.** Edition du Journal des Débats. 2009. 143 p
- Ishigaki, T., Asai, Y. Nakahata, H., Shimada, Baba, Y and K. Toda. 2010.** *Evacuation of aged persons from inundated underground space*. Osaka. Water science and technology. pp. 1807-1812.
- Ishikawa, Y., Maorikawa, H., Lida, M. 2002.** *Flood Forecasting and management of underground spaces*. Portland, Oregon. US. 9th International Conference in Urban Drainage. pp.1-9.
- Kawata, Y., Goto, R. Matsuo, I. 2003.** *A study on inundation disasters in the underground space in Japan and their countermeasures*. Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.
- Ledoux, B. 2006.** *La gestion du risque inondation*. Edition TEC & DOC. 770 p.
- Marnissi, S et Amory, J. 2011.** *Prévention des risques d'inondation à la RATP*. Conférence MRI (Maîtrise des risques industriels). pp. 7-32.
- Picard, A. 1910.** *Chemin de Fer Métropolitain De Paris*. Rapprt général de Picard. 87 p.
- Popelin, P. 2009.** *Le jour ou l'eau reviendra. 100 ans après la grande crue de 1910*. Jean-Claude gawsewitch. Paris. 214 p.
- Reghezza, M. 2006.** *Réflexions autour de la vulnérabilité métropolitaine : la métropole parisienne face au risque de crue centennale*. Thèse de doctorat en géographie de l'université Paris X. 382 p.
- Sander, E. 2007.** *Storm Report*. Metropolitan Transportation Authority, London, UK..
- Shao, W. 2010.** *Critical rainfall intensity for safe evacuation from underground spaces with flood prevention measures*. China. Journal of University Science A. Applied Ohysics & Engineering. Vol. 11. pp. 668-676.

PARTIE II
ETUDE DES ECOULEMENTS DANS ET A TRAVERS LES
EMERGENCES



Modèle réduit d'une bouche de métro de la station Havre Caumartin de la ligne 9

Sommaire

ETUDE DES ECOULEMENTS DANS ET A TRAVERS LES EMERGENCES	30
1. Introduction.....	33
L'état de l'art de la modélisation expérimentale des inondations en zone urbaine	34
Chapitre 1 : L'écoulement autour des entrées du métro du réseau RATP.....	41
Objectifs	41
1. Description générale	41
2. Approche théorique de répartition de débit pour une bouche de métro.....	42
2.1. Premier cas : Hauteur d'eau inférieure à la hauteur des murets $w > I$	43
2.2. Deuxième cas : Hauteur d'eau supérieure à la hauteur du muret $w < I$	47
Synthèse du chapitre 1.....	48
Chapitre 2 : Etude expérimentale des écoulements à travers les émergences	49
Objectifs	49
1. Dispositif expérimental.....	49
2. Installation du modèle.....	51
3. Description des mesures expérimentales.	55
3.1. Série 1 – Configuration sans confinement sans débordement <i>SB</i>	56
3.1.1. Description des caractéristiques d'écoulement	56
a) Débit d'écoulement.....	56
b) Régime d'écoulement	57
c) Profil de hauteur d'eau pour la configuration <i>SB</i>	58
d) Champ de vitesse pour la configuration <i>SB</i>	60
3.2. Série 2 - Configuration sans confinement avec débordement <i>SA</i>	61
a) Débit d'écoulement pour la configuration <i>SA</i>	62
b) Profil de hauteur d'eau pour la configuration <i>SA</i>	65
c) Champs de vitesse configuration <i>SA</i>	67
3.3. Série 3- Configuration avec confinement 1 m à droite sans débordement <i>CBI</i>	67
a) Débit d'écoulement pour la configuration <i>CBI</i>	69
b) Profil de hauteur pour la configuration <i>CBI</i>	69
c) Champs de vitesse pour la configuration <i>CBI</i>	70
3.4. Série 4. Configuration avec confinement 1 m à droite avec débordement <i>CAI</i>	71
a) Débit d'écoulement.....	72
b) Profil des hauteurs d'eau pour la configuration <i>CAI</i>	73
c) Champ de vitesse pour la configuration <i>CAI</i>	74

3.5.	Série 5. Configuration avec confinement 0 m à droite sans débordement <i>CB0</i>	75
a)	Débit d'écoulement pour la configuration <i>CB0</i>	76
b)	Profil de hauteur d'eau pour la configuration <i>CB0</i>	77
c)	Champs de vitesse pour la configuration <i>CB0</i>	77
3.6.	Série 6. Configuration avec confinement 0 m à droite avec débordement <i>CA0</i>	78
a)	Débit d'écoulement pour la configuration <i>CA0</i>	79
b)	Profil de hauteur d'eau pour la configuration <i>CA0</i>	79
c)	Champ de vitesse configuration <i>CA0</i>	81
	Synthèse du chapitre 2.....	81
	Chapitre 3 : Modélisation numérique des écoulements autour d'une bouche de métro. .	83
	Objectifs	83
1.	Choix du modèle numérique	84
2.	Modélisation numérique par Fudaa-Reflux	84
2.1.	Le code Fudaa Reflux.....	84
a.	Modèle mathématique	85
b.	Modèle numérique.....	85
3.	Applications à l'écoulement dans une bouche de métro.....	87
3.1.	Maillage	88
3.2.	Choix des paramètres hydrauliques	89
3.2.1.	Mise en œuvre informatique	89
3.2.2.	Configurations et cas d'études	90
3.2.3.	Récupération des résultats.....	91
4.	Résultats.....	92
4.1.	Débit d'écoulement.....	92
4.2.	Profil de hauteur d'eau.....	95
4.3.	Champs de vitesse	100
5.	Conclusion	103
5.1.	Limite du code	103
5.2.	Etude de la capacité de déplacement des personnels de la RATP en fonction de l'écoulement d'inondation.....	104
	Synthèse du chapitre 3.....	106
	Bibliographie	108

1. Introduction

On assiste depuis une dizaine d'années environ à un intérêt grandissant des chercheurs pour la modélisation de la simulation des écoulements en milieux urbanisés malgré la grande complexité de ces milieux. Cette modélisation est appréhendée soit par des méthodes numériques, soit par des modèles réduits, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients.

La modélisation numérique qui est très consommatrice de calculs permet d'obtenir par le calcul les caractéristiques hydrauliques des écoulements (hauteur, vitesse, débit). Elle est basée sur la résolution numérique des équations aux dérivées partielles de Navier-Stokes dans les 3 dimensions. Généralement, ces équations sont réduites à deux dimensions (2D) par intégration de la profondeur de l'eau ou à une dimension (1D) par intégration de la profondeur de l'eau sur l'axe transversal par rapport à la direction d'écoulement.

La résolution de ces équations est possible avec des méthodes numériques à savoir généralement les différences finies, les éléments finis et les volumes finis (Benedini et Tsakiris, 2013). Il a été montré que la résolution numérique dans les deux dimensions est souvent suffisante pour bien simuler les inondations urbaines malgré la complexité du milieu (présence de bâtiments, obstacles, ...) qui nécessiterait une modélisation en trois dimensions (Weber et al, 2001) et (Shettar et Murthy, 1996). La résolution de ces équations dans les trois dimensions nécessiterait, en effet, des temps de calculs très élevés pour une application à grande échelle (Bellos, 2012).

Il existe aujourd'hui un nombre important de logiciels commerciaux qui permettent de mettre en œuvre des modèles en 2D et d'étudier finement les caractéristiques de l'écoulement. Parmi ces logiciels on peut citer : CCHE2D, MIKE FLOOD, TELEMAC-2D, ISIS-2D, SOBEK, TUFLOW, RiverFLO-2D, Infoworks-2D. Certains chercheurs ont développé leurs propres codes comme par exemple FLOW-R2D (Bellos, 2012).

Le paramètre le plus important dans la modélisation des inondations en milieu urbain est de savoir comment la résistance causée par les bâtiments ou d'autres structures dans le modèle. De nombreuses méthodes ont été développées afin de représenter l'influence des bâtiments sur le comportement de l'écoulement (Syme, 2008).

Le laboratoire de recherche WRL (Water Research Laboratory) de l'université Nouvelle-Galles du Sud (NSW) en Australie s'est intéressé à cette problématique et a mené un travail de recherche dont le but était d'étudier l'influence de la méthode de prise en compte des bâtiments sur les résultats des simulations numériques des inondations urbaines (Smith et al, 2012). Dans le cadre de cette recherche, plusieurs méthodes de prise en compte des bâtiments ont été testées et les résultats de simulation ont été confrontés à des mesures in situ et sur modèle réduit. Les approches testées sont les suivantes : l'exclusion des bâtiments lors du maillage, l'élévation de la hauteur de la zone solide et donc la modification du modèle numérique de terrain (MNT) en modèle numérique d'élévation (MNE) ou l'augmentation de la rugosité à l'emplacement des bâtiments. L'inconvénient des deux premières méthodes est que l'écoulement n'est pas simulé à l'intérieur des bâtiments et donc les effets de stockages ne sont pas pris en compte. La dernière méthode, génère quant à elle, un écoulement non réaliste. Dans l'optique de simuler le stockage dans les bâtiments, deux autres méthodes ont été testées. La première a consisté à ne représenter que les murs amont des bâtiments et la seconde, uniquement les murs aval de ces derniers. Enfin, un dernier test a considéré les bâtiments comme des éléments ayant un coefficient de porosité (Sanders et al, 2008). Les résultats obtenus lors de cette étude ont montré que les

meilleures performances pour ce cas de figure étaient données par les méthodes d'exclusion des bâtiments et l'utilisation du modèle numérique d'élévation.

Le manque des données sur le terrain et le faible coût en comparaison avec les autres moyens sont les principales raisons de l'utilisation dominante des modèles numériques par la majorité des chercheurs et ingénieurs. En effet, le coût élevé des dispositifs expérimentaux et le développement croissant de modèles numériques pertinents et efficaces a conduit la communauté des chercheurs à remplacer progressivement les expériences par la modélisation numérique. Toutefois, cela ne signifie pas que les expériences ont été abandonnées. Les progrès de la modélisation numérique n'altèrent en rien les besoins de modèles réduits physiques. D'ailleurs, le modèle numérique ne peut pas être validé s'il n'est pas comparé au moins à une expérience. De plus, le recours à la modélisation physique s'avère crucial dès lors qu'on s'intéresse à des phénomènes difficiles à simuler numériquement.

Plusieurs chercheurs ont pu valider leurs modèles numériques à partir des résultats de leur travaux expérimentaux (par exemple Soares Frazao, 2007 ; Testa et al, 2007). Ils ont également tenté de simuler expérimentalement par l'élaboration d'un modèle physique des événements d'inondation (qui ont eu lieu ou sont susceptibles de survenir dans le futur) sur des cas réels.

Les modèles physiques sont donc des modèles réduits réalistes qui permettent de reproduire des situations d'inondation complexes. Ces modèles permettent de mesurer de façon précise l'écoulement et ses caractéristiques.

L'état de l'art de la modélisation expérimentale des inondations en zone urbaine

La modélisation expérimentale des inondations en milieu urbain nécessite des moyens considérables et les phénomènes qu'ils tentent de décrire sont très complexes.

Malgré l'augmentation de la fréquence des inondations dans les espaces sous terrains urbains, il n'existe pas assez de travaux sur la modélisation des inondations en sous-sol. Le modèle de Kyoto est le seul à notre connaissance. Il a été mis en œuvre par Ishigaki pour étudier la capacité de déplacement des personnes âgées dans un espace souterrain inondé au Japon (Ishigaki et al, 2010., Ishigaki et al, 2006). Sa caractéristique principale est qu'il est à une échelle 1:1 (figure 1). Plus particulièrement, des critères d'évacuation des personnes ont été mis en œuvre. L'étude s'est focalisée sur les personnes de plus de 65 ans qui représentent 20% de la population japonaise, sachant que le taux de décès de cette catégorie de personnes à cause des inondations urbaines était d'environ 60 % en 2004 et 70 % en 2005.

Cette étude a montré que la capacité de déplacement des personnes dépend de la hauteur d'écoulement et de sa vitesse de propagation. Les résultats de cette dernière montrent qu'une hauteur d'eau de 40 cm qui peut être considérée comme la hauteur limite de déplacement et une force spécifique par unité de largeur de $0,125 \text{ m}^2$ sont les critères qui permettent une évacuation en toute sécurité à travers les couloirs et les escaliers.

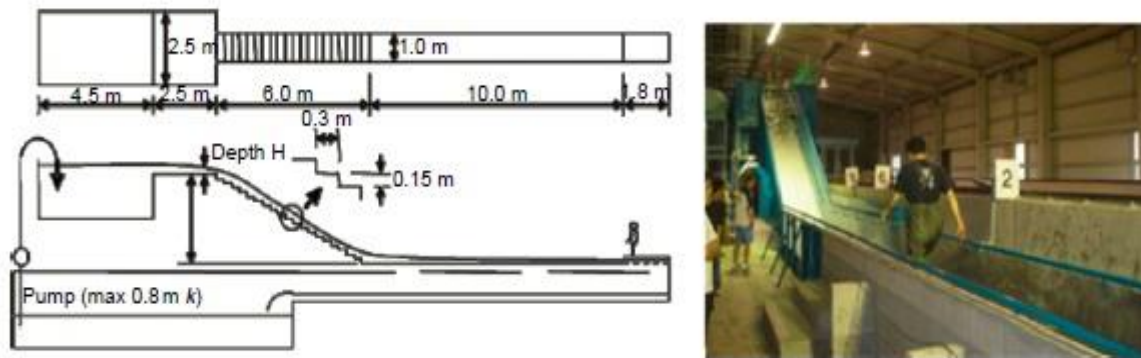


Figure 1. Vue schématique du modèle réduit de Kyoto (Ishigaki et al 2010).

Les travaux de modélisation des inondations urbaines en surface sont beaucoup plus conséquents. La ville de la Nouvelle-Orléans est entourée par un réseau complexe de barrages de crue et des digues de protection contre les inondations de la rivière Mississippi et le lac Pontchartrain. En 2005, après l'ouragan Katrina, la Nouvelle-Orléans a connu l'une des inondations urbaines les plus dévastatrices de l'histoire récente causée par plusieurs ruptures de digues.

Dans la perspective d'étudier l'écoulement à travers une brèche située à la 17^{ème} rue, un modèle réduit à une échelle 1/50 a été mis en œuvre (Van Emelen et al, 2012). La figure 2b représente une partie de la 17^{ème} rue avec une partie de la digue sur le côté gauche. Il s'agit d'une étude de cas idéalisée. Les simulations numériques ont été réalisées avec un modèle aux volumes finis développé à l'origine pour étudier les écoulements transitoires rapides, tels que les ruptures des barrages. Les résultats de la comparaison entre le modèle numérique et les mesures sur le modèle réduit sont très proches.

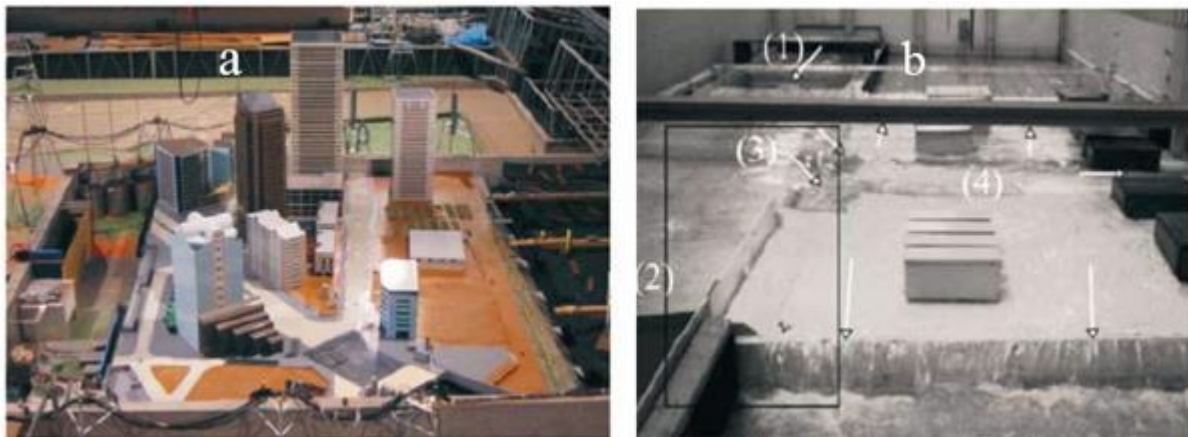


Figure 2. Schéma représentatif du modèle réduit de : a) port de yokohama, (Hiraishi et Yasuda, 2006), b) la 17^{ème} rue de la nouvelle Orléans (Van Emelen et al, 2012).

Les expériences ont été menées avec un débit constant correspondant au débit dans la 17^{ème} rue lors de l'inondation. Les mesures comprennent des niveaux d'eau et les profils de vitesse. Le niveau d'eau a été mesuré à l'aide d'une jauge mécanique afin de représenter complètement le champ de hauteur d'eau. Les composantes de vitesses et leurs fluctuations sur les trois directions cartésiennes aux alentours de la rue ont été mesurées à l'aide d'un capteur

ADV. L'étude se focalise sur l'écoulement à travers les rues, la mesure de l'écoulement en sortie des rues n'a pas été réalisée.

Hiraishi et Yasuda (Hiraishi et Yasuda, 2006) ont modélisé la zone latérale du port de Yokohama au Japon, (une échelle 1/50) pour étudier la propagation d'une onde de crue engendrée par le tsunami.

Les inondations survenues à Newcastle en Juin 2007 et, plus récemment, à Queensland et Victoria en 2011 ont mis en évidence l'importance d'élaborer des critères de stabilité pour la construction des bâtiments dans les plaines inondables.

Smith (Smith et al, 2012) a étudié l'influence des bâtiments, sur les inondations dans les zones urbaines. Les objectifs énoncés pour sa recherche étaient de développer une base de données fiable sur les caractéristiques d'une inondation dans une plaine urbaine. Ainsi, son étude a permis de définir des stratégies d'aménagement en se basant sur des simulations hydrauliques de scénarios d'inondation pour plusieurs scénarios d'aménagements. La figure 3 montre la maquette d'échelle de 1/30 sur 1/9, les bâtiments sont représentés par des blocs qui font obstacle à l'écoulement.



Figure 3. Modèle physique de Smith avec bâtiments installés (Smith et al, 2012)

Des mesures ont été effectuées avec le modèle physique et comparées aux résultats de modèles numériques mis en œuvre sur les logiciels de simulation Tuflow et Mike Flood. Il a été constaté que les modèles numériques 2D sont en mesure de représenter adéquatement les processus d'écoulement observé dans les plaines urbaines inondables à condition que la méthode de représentation des bâtiments soit appropriée.

Le modèle réduit de Tayfur et al (Tayfur et al, 2013) dont l'échelle horizontale est de 1/150 et verticale de 1/30 a permis de modéliser une rupture de barrage qui a touché la ville d'Urkmeh en Turquie. Le modèle contient un réservoir d'environ 12 m³, le corps du barrage a une largeur de 2,9 m et une hauteur de 1,1 m et la surface de la zone aval est d'environ 200 m². Les paramètres de rugosité tels que les bâtiments, les routes, usines, etc. ont été également pris en compte dans ce modèle physique. Le problème de rupture de barrage a été étudié par un effondrement partiel soudain simulé par une brèche trapézoïdale dans le corps du barrage.

La profondeur de l'eau et la vitesse d'écoulement ont été mesurées en différents points par des dispositifs expérimentaux et la propagation de la crue est enregistrée par une caméra HD.



Figure 4. Modèle réduit de barrage d'Urkmez (Tayfur et al, 2013)

Les résultats expérimentaux montrent que la ville d'Urkmez peut être inondée en quelques minutes, et les hauteurs d'eau peuvent atteindre jusqu'à 3 mètres dans les zones résidentielles. L'onde de crue peut atteindre les zones résidentielles en 4 minutes et les vitesses peuvent dépasser 55 km/h.

Les travaux de Khan (Khan et al, 2000) ont permis d'étudier les structures de l'écoulement en régime fluvial dans les jonctions de trois canaux. Les résultats de la simulation numérique en utilisant le logiciel CCHE2D se sont avérés en bon accord avec les données mesurées.

Dans le cadre du projet RIVES (Risque d'Inondation en Ville et Evaluation de Scénarios) un carrefour routier a été modélisé afin d'étudier les processus d'écoulement qui se développent à l'intersection de deux écoulements torrentiels perpendiculaires dans une jonction en croix. Ce projet s'est focalisé sur un certain nombre de processus peu étudiés : passages en régime critique, embâcles de véhicules, modification des écoulements par les aménagements urbains en étudiant à la fois les effets locaux et ceux sur l'ensemble d'un quartier (Paquier, 2009).

Pour l'étude de ces processus, des expériences en laboratoire et des études de cas réels à échelle réduite ont été menées. Le choix des événements étudiés spécifiquement s'est porté sur les inondations violentes ayant eu lieu dans des zones fortement urbanisées. Mignot (Mignot, 2005) a montré dans ses travaux les processus des écoulements dans le cas où deux écoulements se rencontrent au sein d'une jonction de canaux en régime torrentiel. Dans le but d'affiner la compréhension des écoulements dans les carrefours, une installation composée de quatre canaux a été mise en œuvre au LMFA (Laboratoire de Mécanique des Fluides et Acoustique de Lyon). L'installation est dotée d'un débitmètre et de sondes résistives afin de caractériser l'évolution des profondeurs locales.

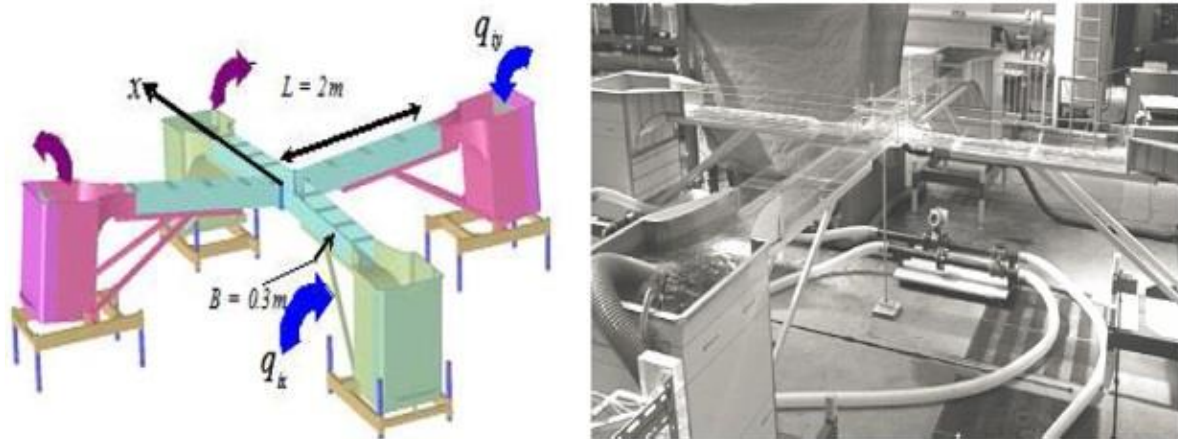


Figure 5. Schéma du modèle physique et installation expérimentale (Mignot, 2005).

Dans ses travaux, Mignot (Mignot, 2005) a aussi identifié différents processus de répartition des débits dans la jonction, en mettant en évidence les structures prédominantes dans la distribution des écoulements en carrefour (ligne de déviation, ressaut hydraulique et rupture de jet). Ces travaux ont permis de constituer une banque de données conséquente en terme de répartition des débits et des autres paramètres d'écoulement qui a permis par la suite de valider un modèle numérique 2D.

Arnaud (Arnaud, 2012) a simulé en laboratoire les phénomènes de crue en milieu urbain lors d'évènements extrêmes. Il a étudié ces phénomènes sur un modèle réduit baptisé « *pilote inondation* » d'un quartier urbain, instrumenté afin de recueillir un maximum d'information sur les écoulements dans un quartier classique, caractérisé par des angles de jonction différents ainsi que des rues de largeur variables.

En effet, un quartier virtuel à échelle réduite situé au LRPC (Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Clermont Ferrand) a été étudié. Ce quartier est formé d'un réseau maillé de rues réalisé grâce à un assemblage de canaux (7 rues Nord Sud croisant 7 rues Ouest-Est).

Le quartier urbain étudié par Arnaud (2012) (figure 6) a une superficie de $1 \text{ km} \times 1 \text{ km}$. Il contient 64 blocs imperméables, séparés par des rues de largeurs variables. Les rues ont globalement une largeur de 5 cm, exceptées les rues 4, C et F qui ont une largeur de 12,5 cm. Ce quartier possède les caractéristiques des grandes villes européennes, la taille du modèle réduit est de $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$, soit une échelle de 1/200.

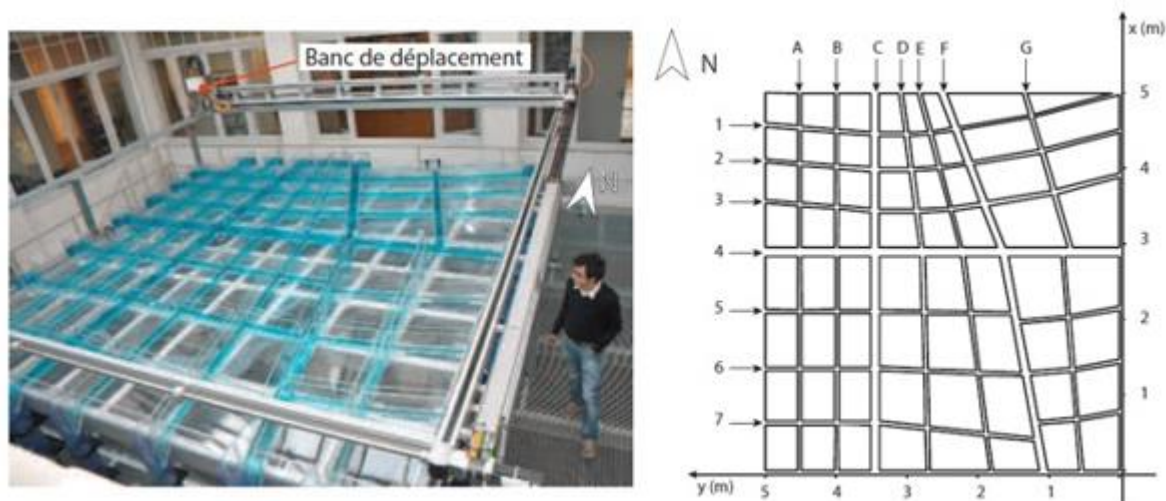


Figure 6. Description du pilote d'inondation. Photo d'ensemble et schéma des rues (Arnaud, 2012).

Les hauteurs d'eau sont mesurées à l'aide d'un pied à coulisse électronique. Une vitesse dite « de surface » est mesurée par l'injection en surface d'un colorant ; de cette vitesse de surface, on déduit la vitesse moyenne dans un canal et par là le débit. Cette étude a permis de définir la répartition des débits à l'échelle du quartier et à l'échelle de la rue.

Le tableau suivant résume les caractéristiques principales des différents modèles réduits vus précédemment :

Cas étudiés	Objectif de l'étude	Analyse critique
Modèle de Kyoto	Etude de capacité de déplacement des personnes dans les couloirs et à travers les escaliers en cas d'inondation.	- Zone urbaine peu représentative. - Pas de mesure de l'écoulement dans l'escalier.
Modèle de Tayfur	Écoulement dans et autour d'une zone urbaine lors d'une rupture de barrage	- Peu de mesure dans la zone urbaine. - Pas de mesure d'écoulement dans la rue.
Modèle de Nouvelle Orléans	Écoulement dans la brèche d'une digue	Pas de mesure de débit dans la rue.
Projet Rives	Influence de l'aménagement urbain	Gestion et mesure difficiles des conditions à l'amont.
Modèle de Smith	Écoulement dans une plaine urbaine avec des bâtiments utilisés comme des obstacles	/

Tableau 1. Caractéristiques des modèles réduits en zones urbaines.

Globalement, les expériences effectuées sur les modèles réduits étudient les écoulements dans une zone urbaine (quartier, plaine) et leurs objectifs étaient généralement la mesure et la description des écoulements dans le milieu urbain. En dehors des travaux de Ishigaki et al (Ishigaki et al, 2003) qui avaient pour vocation d'étudier la vulnérabilité des personnes dans une optique d'évacuation lors d'une inondation souterraine et qui était à l'échelle réelle, il n'existe pas de modèle réduit pour étudier les caractéristiques des écoulements souterrains.

Les phénomènes hydrauliques observés dans un débouché d'escalier d'une station de métro sont beaucoup plus complexes que ceux observés dans des ouvrages classiques étudiés en laboratoire et sont donc très mal connus. Ils sont, en effet, très perturbés ; des zones d'écoulement peuvent apparaître et des changements de régime peuvent être observés. De plus, l'estimation du débit d'écoulement dans un débouché d'escalier d'une station de métro a une influence importante sur l'amélioration de la modélisation des inondations dans le réseau. Une mauvaise estimation du débit d'écoulement peut entraîner des erreurs conséquentes sur la modélisation des inondations dans le réseau que ce soit en termes de volumes, de débits, de hauteurs d'eau ou de vitesses.

Trois chapitres sont proposés dans cette partie. Le premier chapitre présente la mise en place d'un modèle réduit pour simuler en laboratoire les phénomènes d'inondation dans une bouche de métro lors d'événements extrêmes. Le deuxième chapitre décrit le débit total entrant dans une bouche de métro en fonction de sa géométrie. La modélisation numérique de l'écoulement dans une bouche de métro est traitée dans le troisième chapitre.

Chapitre 1 : L'écoulement autour des entrées du métro du réseau RATP

Objectifs

- Description des écoulements autour d'une bouche de métro.
 - Définition théorique d'écoulement autour des émergences en fonction des conditions hydrodynamiques et de la géométrie des émergences.
-

Le but de ce chapitre est de proposer une relation qui permette de définir le débit total entrant dans une bouche de métro en fonction de sa géométrie. A titre indicatif, à Paris, la majorité des débouchés d'accès à une station de métro sont des ouvrages dits « classiques » ; chaque débouché est caractérisé par trois murets qui influent sur sa géométrie. Dans ce chapitre, on s'intéresse à définir une relation théorique simplifiée afin de calculer la répartition des débits dans un débouché d'accès à une station de métro.

1. Description générale

Lorsque la Seine sort de son lit, le niveau de 6,60 mètres est dépassé. En période de crue, une arrivée d'eau provenant d'un bassin versant provoque le débordement de la Seine, l'eau qui ruisselle se dirige et rejoint le réseau de métro et s'engouffre dans tous les niveaux souterrains en passant par les émergences. Les écoulements à travers ces émergences constituent les principaux apports dans l'inondation du réseau. L'étude de leur comportement permet d'appréhender la façon dont ils se propagent et définir leur répartition à partir de paramètres liés aux caractéristiques géométriques des émergences. Une relation entre la hauteur d'eau autour des émergences et le débit d'écoulement entrant dans le réseau permet de compléter la modélisation numérique de l'inondation du réseau qui sera discutée dans la partie IV de cette thèse.

L'émergence retenue pour l'étude est un débouché d'accès à une station de métro parce qu'elle constitue, d'une part, une géométrie complexe, est d'autre part, l'émergence la plus répandue dans le réseau. La forme la plus répandue est illustrée dans la figure suivante. Souvent la géométrie d'une bouche de métro est connue de façon précise. Une bouche de métro dite « classique » possède une géométrie « idéale » qui contient trois murets comme celle présentée dans notre cas d'étude.

Le fluide est caractérisé par sa masse volumique ρ et par sa viscosité cinématique ν , g est l'accélération gravitaire et H est la hauteur d'eau autour de l'ouvrage. Les autres paramètres sont liés à la géométrie du débouché d'escalier et sont présentés sur la figure et le tableau suivant :

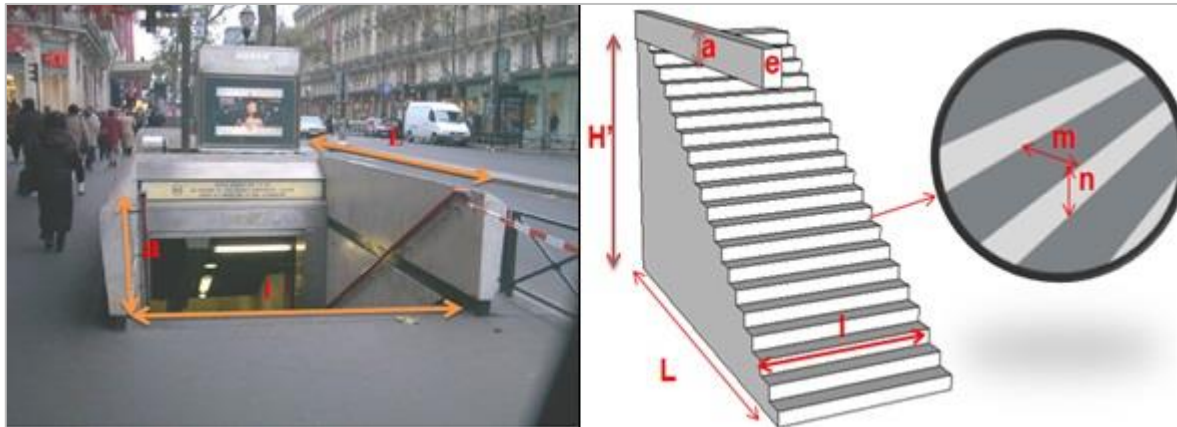


Figure 7. Déroulement d'escalier étudié : Station Havre Caumartin

Symbole	Définition	Dimension – cm -
L	Longueur de muret	550
l	Largeur de muret	200
a	Hauteur de muret	100
e	Épaisseur de muret	20
H'	Profondeur d'escalier	400
m	marche horizontale	30
n	Marche verticale	20

Nombre de marches = 20

Tableau 2. Caractéristiques géométriques du débouché d'escalier étudié.

2. Approche théorique de répartition de débit pour une bouche de métro

Les écoulements sur certains déversoirs sont pratiquement identiques aux écoulements sur un débouché d'escalier. Cependant on voit facilement qu'une seule équation de seuil ne permet pas de rendre compte de la forme de notre ouvrage. L'hypothèse retenue pour calculer le débit est de décomposer le débouché d'escalier en quatre déversoirs : D_1 , D_2 , D_3 et D_4 , de calculer le débit produit par chacun des murets en appliquant l'équation d'un déversoir adapté : Q_1 , Q_2 , Q_3 et Q_4 . Le débit total est alors obtenu en sommant les quatre débits.

L'écoulement est considéré mono dimensionnel et uniforme autour de la bouche de métro. Les inconnus de ce problème sont les débits d'écoulement : Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_4 . L'écoulement est stationnaire et la hauteur d'eau H est considérée comme uniforme sur tout le domaine.

Les 4 débits recherchés sont reliés par la relation de continuité sachant que le débit total s'écrit $Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$. Cette relation découle de la répartition de l'écoulement qui se produit autour de la bouche de métro. En raisonnant sur la symétrie de l'ouvrage, on peut écrire la relation suivante : $Q_T = Q_1 + 2Q_2 + Q_4$

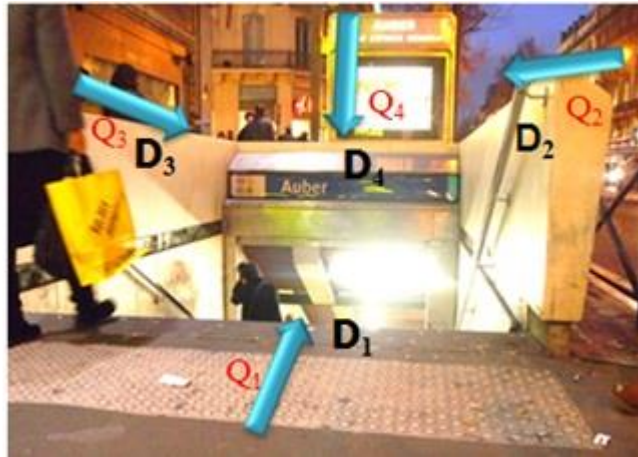


Figure 8. Schéma des différents débits traversant les différents côtés du débouché de métro.

Il existe deux cas distincts d'écoulement dans la bouche de métro. Ils dépendent du rapport w de la hauteur de muret a sur la hauteur d'écoulement H . Lorsque w est supérieur à 1, c'est à dire lorsque la hauteur d'écoulement est inférieure à la hauteur du muret de la bouche de métro, l'écoulement entre uniquement par l'escalier de la bouche de métro, c'est un écoulement sans débordement. L'écoulement avec débordement correspond quant à lui à un écoulement à travers les quatre côtés de la bouche de métro (le coefficient w est inférieur à 1).

2.1. Premier cas : Hauteur d'eau inférieure à la hauteur des murets $w > 1$

C'est un écoulement avant débordement. Il est caractérisé par une entrée directe à travers l'escalier. L'écoulement est donc nul sur les trois côtés de la bouche de métro où la hauteur des murets est supérieure à la hauteur d'eau. Sa direction est longitudinale, les effets transversaux sont négligeables et l'écoulement peut être considéré comme presque unidirectionnel, la répartition des pressions est hydrostatique et la répartition des vitesses est uniforme le long de l'entrée de la bouche de métro. L'écoulement en amont est uniforme. On considère que la pente de fond p_f est nulle, et que les caractéristiques de rugosité sont constantes et ne changent pas. L'écoulement est stationnaire et le débit est constant. Le fluide est homogène et incompressible.

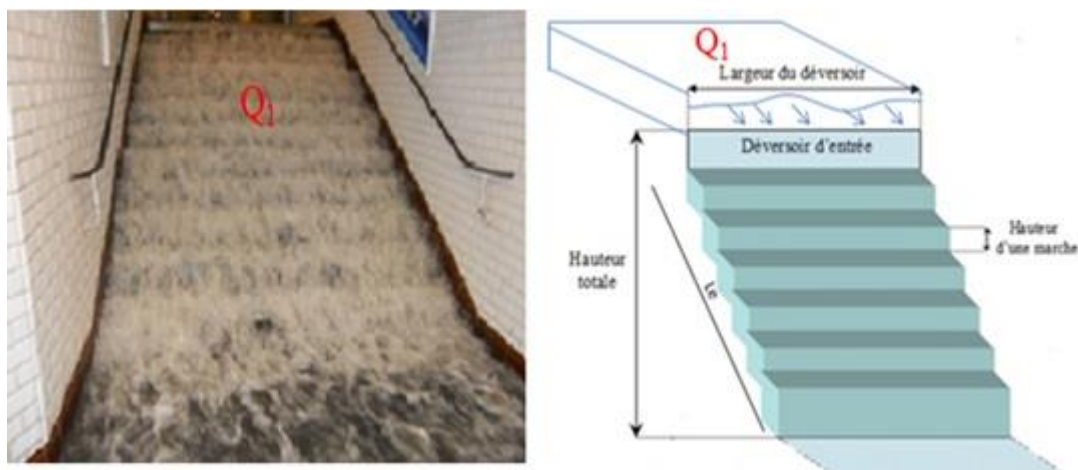


Figure 9. Ecoulement à travers les escaliers.

Les propriétés de l'écoulement d'un déversoir dépendent de la forme géométrique de ce dernier (Hager et Schleiss, 2009). Les formes les plus répandues sont représentées sur la figure suivante.

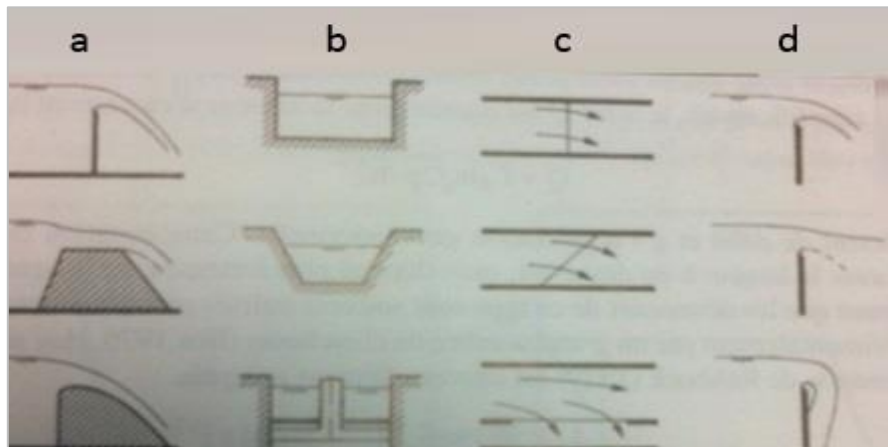


Figure 10. Types de déversoirs : a) coupe longitudinale (à paroi mince, à seuil épais, à crête arrondie), b) coupe transversale (profil rectangulaire, trapézoïdal, rectangulaire avec pilier) c) vue en plan (à crête perpendiculaire et oblique à l'axe, déversoir latéral), d) types d'écoulement (dénoyé, noyé, adhérent). (Source : Hager et Schleiss, 2009).

L'écoulement est décrit par la relation entre le débit et la charge amont. Une méthode particulière de calcul pour les écoulements dans les déversoirs à seuil épais et les coursiers en marches d'escalier a été élaborée par Hager (Fritz et Hager, 1998 ; Minor et Hager, 2000., Hager et Schleiss, 2009) et Chanson (Chanson, 2000., Chanson et al, 2002 et Chanson, 2006).



Figure 11. Modèle réduit d'un coursier en marches d'escalier (Université de Nihon, Japon).

L'écoulement à travers la bouche de métro avant débordement ressemble pratiquement à un écoulement avant la chute pour un coursier en marche d'escalier.

L'écoulement peut être décrit par la relation entre le débit et la charge amont H comme la relation suivante :

$$Q = C_d l. (g. H^3)^{1/2} \quad \text{Éq 1}$$

Où H est la hauteur d'eau, g l'accélération de la pesanteur, l la largeur du seuil et C_d le coefficient de débit.

Le coefficient de débit C_d dépend de la charge adimensionnelle $\xi = H/(H + l_i)$ où l_i est la longueur du déversoir. Elle dépend aussi de la pente du seuil. Pour un déversoir à parement incliné avec une pente de 50%, des essais de laboratoire effectués par Fritz (Fritz et Hager, 1998) ont fourni la relation suivante :

$$C_d = 0,43 + 0,06 \cdot \sin[\pi(\xi - 0,55)] \quad \text{Éq 2}$$

Le débit d'écoulement peut être relié à la hauteur critique par la relation suivante :

$$Q = l \cdot (g \cdot h_c^3)^{1/2} \quad \text{Éq 3}$$

Où h_c est la hauteur critique, g l'accélération de la pesanteur et l la largeur du seuil.

Le débit Q provoque une transition de l'écoulement fluvial à l'amont du déversoir à un écoulement torrentiel à l'aval, la hauteur critique représente une hauteur importante de référence. Dans la pratique il est plus facile de mesurer la hauteur d'eau en amont. Cependant il est difficile de déterminer la section où l'écoulement atteint le régime critique. Il a été démontré par divers expérimentateurs (Chow, 1959., Henderson, 1966., Knapp, 1960., Lakshamana rao, 1977., Hager, 1988 et Lencastre, 1995) que la hauteur de l'écoulement décroît au-dessus d'un déversoir, jusqu'à 80% de la hauteur initiale à cause du passage d'un écoulement en régime fluvial à un écoulement brusquement varié. En amont, avant l'entrée de la bouche de métro, les lignes de courant sont presque horizontales, juste avant la chute. Les lignes de courant possèdent une courbure qui résulte de la réduction de la hauteur de l'écoulement.

Le débit calculé théoriquement par l'équation 1 nécessite de déterminer la hauteur critique de l'écoulement. La condition $Fr = 1$ est définie comme la condition d'écoulement critique, nous avons donc :

$$Fr = 1 = \frac{v}{\sqrt{gh_c}} \quad \text{Éq 4}$$

Sachant que $Q = v \cdot s$, l'équation de la hauteur critique h_c peut s'écrire comme suit :

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{gl^2} \right)^{1/3} \quad \text{Éq 5}$$

Le calcul de la hauteur critique par l'équation 3 nécessite la connaissance du débit d'écoulement. Cependant, dans notre cas, nous ne possédons comme données que la hauteur d'écoulement en amont h_n , il faut donc trouver une relation entre les deux hauteurs.

Dans nos résultats expérimentaux que nous allons présenter après, nous avons pu établir une relation entre h_c et H pour une largeur de 0,2 m, nous pouvons donc calculer h_c puis le débit de l'écoulement à partir de H .

L'interpolation des données de mesure par une droite nous a permis de définir une relation entre h_c et H avec un coefficient de régression très proche de l'unité puisque $R^2 = 0.89$. L'équation de h_c en fonction de H s'écrit :

$$h_c = 0,74H$$

Éq 6

Nous pouvons donc calculer le débit à partir de la connaissance de la hauteur de l'écoulement H . Cette relation est valable uniquement si le régime est fluvial et pour $l = 0.2$ m.

Pour la gamme de hauteurs qui nous intéresse ici (entre 40 et 100 mm), l'équation 4 équivaut à une relation linéaire $h_c = 0,65 H$ pour les petites hauteurs et $h_c = 0,90 H$ pour les grandes hauteurs.

Les résultats de mesures et de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Hn mesuré -mm-	Q mesuré -l/min-	h-m-	Q m3/s	Fr	hc -m-	hc/H
38,5	158,7	0,0385	0,00264	0,56	0,026	0,68
42,02	169,8	0,0420	0,00283	0,52	0,027	0,65
48,48	221,7	0,0485	0,00370	0,55	0,033	0,67
50,0	240,6	0,0500	0,00401	0,57	0,034	0,69
51,7	241,0	0,0517	0,00402	0,54	0,035	0,67
52,93	264,2	0,0529	0,00440	0,58	0,037	0,69
54,82	278,0	0,0548	0,00463	0,58	0,038	0,69
58,00	313,8	0,0580	0,00523	0,60	0,041	0,71
59,79	307,8	0,0598	0,00513	0,56	0,041	0,68
70,25	392,9	0,0702	0,00655	0,56	0,048	0,68
72,04	416,3	0,0720	0,00694	0,57	0,050	0,69
75,7	423,0	0,0757	0,00705	0,54	0,050	0,66
76,7	446,5	0,0767	0,00744	0,56	0,052	0,68
79,31	451,7	0,0793	0,00753	0,54	0,052	0,66
81,40	469,9	0,0814	0,00783	0,54	0,054	0,66
86,7	591,0	0,0867	0,00985	0,62	0,063	0,72
88,79	648,2	0,0888	0,01080	0,65	0,067	0,75
89,93	682,3	0,0899	0,01137	0,67	0,069	0,77
90,8	729,0	0,0908	0,01215	0,71	0,072	0,79
96,29	946,5	0,0963	0,01578	0,84	0,086	0,89
99,0	995,5	0,0990	0,01659	0,85	0,089	0,89

Tableau 3. Débit mesuré et hauteur critique calculé

La courbe tendance de forme linéaire est présentée sur la figure suivante :

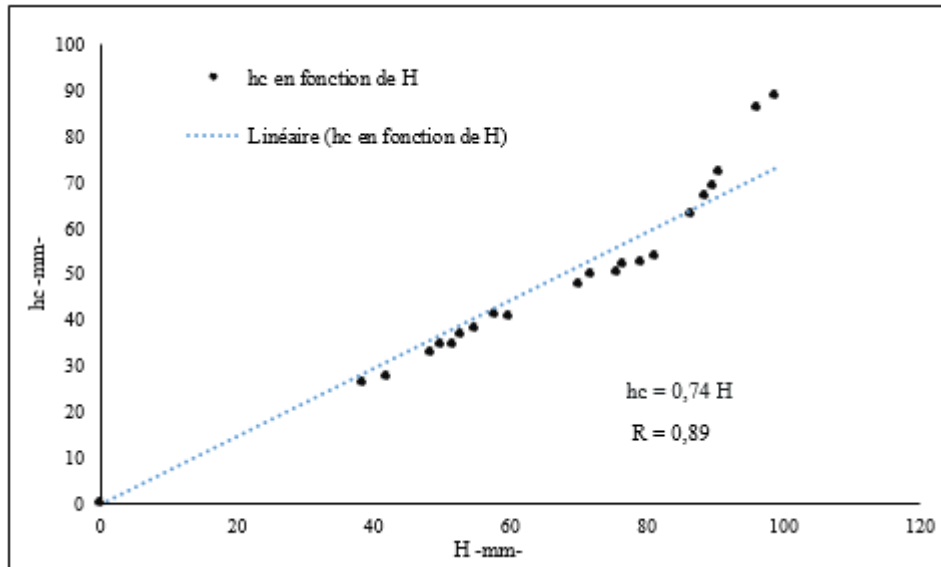


Figure 12. Relation entre H et hc.

2.2. Deuxième cas : Hauteur d'eau supérieure à la hauteur du muret $w < l$

C'est un écoulement après débordement. Ainsi, la condition d'écoulement uniforme et stationnaire est satisfaite. Pour traiter l'écoulement dans une bouche de métro de manière généralisée, on décompose le débouché d'escalier en quatre déversoirs et on calcule le débit produit par chacun des murets en appliquant l'équation d'un déversoir adapté. Le débit total est calculé en faisant la somme des quatre débits.

L'écoulement à travers les déversoirs D_2 , D_4 et D_3 est identique à un écoulement à travers un déversoir standard à paroi mince dont la paroi est placée verticalement. Ce type de déversoir permet de déterminer le débit Q en connaissant uniquement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage. Ce déversoir a été étudié avec grand intérêt par Poleni (1683 – 1761) (Hager et Schleiss, 2009). Le débit est corrélé avec la hauteur d'eau au-dessus du déversoir par :

$$Q_i = \mu \cdot l_i \cdot \sqrt{2g} H^{1.5} \quad \text{Éq 7}$$

Où μ est le coefficient de débit. Cette équation indique que le débit croît linéairement avec la largeur l_i du déversoir. Elle dépend aussi de la hauteur amont H . Le coefficient μ est déterminé expérimentalement par plusieurs chercheurs. La formule de Rehbock est universellement acceptée (Hager et Schleiss, 2009):

$$\mu = 0,403 \left[1 + \frac{0,135 H}{a} \right] \left[1 + \frac{0,0011}{H} \right]^{1.5} \quad \text{Éq 8}$$

Où a est la hauteur du déversoir. Cette relation permet de déterminer le débit avec une précision meilleure que 0,5 %. Une valeur moyenne de μ est 0,42.

Les déversoirs D_2 et D_3 ont les mêmes dimensions géométriques, l'estimation de débit total est simplifiée comme suit :

$$Q_T = Q_1 + 2Q_2 + Q_4 \quad \text{Éq 9}$$

Si l'hypothèse de la somme des quatre débits trouve une certaine justification pour le calcul des entrées d'eau pour une hauteur supérieure à celle des murets, il reste cependant nécessaire de préciser le comportement détaillé de l'écoulement autour du débouché d'escalier. En effet, l'influence de la hauteur d'eau sur la modification des mécanismes de l'écoulement et sur la répartition des débits n'est pas connue, la vérification de cette hypothèse doit être évaluée.

En outre, il s'avère nécessaire d'étudier la modélisation des écoulements qui se produisent autour des bouches de métros afin de mettre en place les résultats de prédiction de répartition des écoulements dans une bouche de métro obtenus par l'approche théorique.

Synthèse du chapitre 1

Des formules théoriques sous forme d'une relation de seuil permettent de calculer la répartition des débits d'écoulement dans un débouché d'accès de métro à partir de la connaissance de la hauteur d'eau amont. Pour des configurations complexes, le recours à un modèle réduit s'avère nécessaire. Ce modèle permet de mesurer de façon très précise les hauteurs et les vitesses.

Chapitre 2 : Etude expérimentale des écoulements à travers les émergences

Objectifs

- Présentation d'un modèle réduit instrumenté d'une bouche de métro.
 - Description détaillée du pilote expérimental, de son fonctionnement et des dispositifs de mesure.
 - Présentation des résultats expérimentaux obtenus sur un modèle réduit d'une bouche de métro qui serviront de référence pour valider un modèle numérique.
 - Constitution d'une base de données pour étudier une inondation (niveau d'eau, vitesse d'écoulement, débit d'écoulement).
 - Présentation de la répartition des débits autour d'une bouche de métro en fonction du confinement.
 - Description des phénomènes hydrauliques observés lors des études réalisées sur le modèle réduit.
-

Le chapitre précédent a mis en avant la complexité du phénomène d'inondation observé dans l'espace souterrain notamment dans le réseau de métro de Paris. Il a souligné le peu de données disponibles pour décrire l'écoulement autour des émergences.

Nous avons aussi montré la nécessité d'étudier les écoulements à travers les émergences afin d'obtenir une base de données expérimentales de mesure de débits d'écoulement en fonction de la hauteur d'eau qui pourront ensuite être utilisées comme des conditions aux limites pour la modélisation des inondations dans le réseau RATP.

Ce chapitre présente la mise en place d'un modèle réduit pour simuler en laboratoire les phénomènes d'inondation dans une bouche de métro lors d'évènements extrêmes. Le but de l'étude est d'estimer le débit pouvant entrer dans une bouche de métro lors d'une crue, en fonction de la hauteur d'eau, en tenant compte de la présence d'un mur de parement sur trois des quatre arêtes.

1. Dispositif expérimental

La résolution expérimentale des problèmes d'écoulement dans une bouche de métro repose sur la reproduction des conditions d'écoulement propres au problème initialement étudié (prototype), sur un modèle à échelle réduite. Ce modèle doit vérifier les principes de similitude mécanique (géométrique, cinématique et dynamique), mais il est également contraint par d'autres paramètres, comme le débit nominal de l'installation, ou encore la métrologie. Nous présentons dans ce document une description de l'installation en décrivant les contraintes à prendre en compte pour le dimensionnement.

La figure suivante illustre les dimensions de la bouche de métro étudiée, il s'agit d'une bouche de métro dite *classique* qui représente la majorité des stations de métro à Paris. Pour des raisons de précision de mesure nous avons imposé une échelle de 1/10. Une hauteur d'eau extrême de 2,5 m, comme observé à Paris en 1910, correspond à une hauteur d'eau dans le modèle réduit de 25 cm. Une analyse de similitude est réalisée dans l'annexe I.A.



Figure 13. Modèle réel de débouché d'escalier Havre Caumartin métro de paris ligne 9 et ses dimensions géométriques.

2. Installation du modèle

La bouche de métro est installée au centre d'un canal de 6,5 m x 3,5 m et profond de 80 cm. Ce canal contient une cuve tampon à l'amont qui permet d'homogénéiser le flux d'alimentation en eau et lisser les micro-fluctuations de débit.

Le débit d'écoulement est fixé grâce à la vanne de conduite d'alimentation qui alimente la cuve tampon, cette cuve a pour vocation de stabiliser l'écoulement et limiter les turbulences dans le canal de mesures, ce qui permet de fixer la profondeur à une hauteur d'eau amont uniforme. L'alimentation est effectuée à partir d'une citerne, grâce à une pompe commandée par un automate dont le débit d'alimentation est réglable.



Figure 14. Photo de l'alimentation (à gauche) et l'automate (à droite).

L'automate permet de régler le débit d'entrée et de démarrer la pompe. Le cycle de l'eau dans le prototype est résumé dans l'illustration suivante. La conduite d'entrée remplit la cuve tampon par le bas, ce qui fait monter le niveau d'eau dans la cuve tampon et les débits débordants sont dirigés vers la bouche de métro. Des briques sont positionnées à l'entrée du canal afin de stabiliser l'écoulement

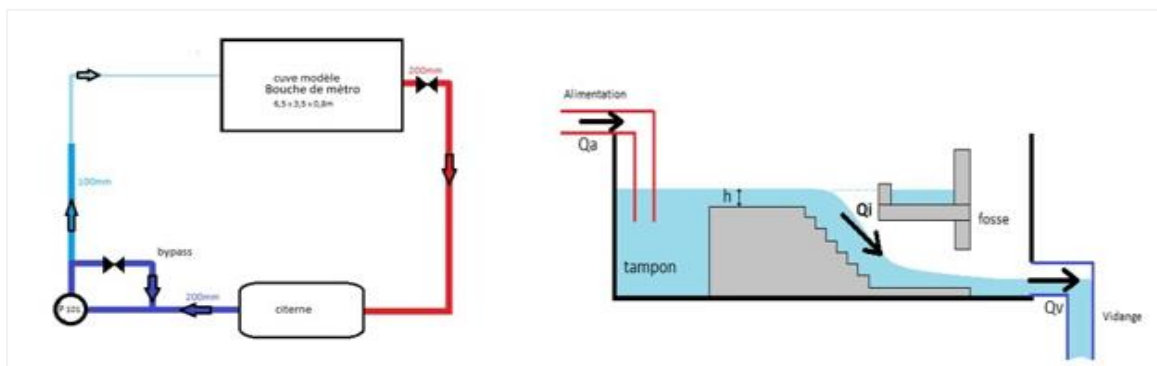


Figure 15. Schéma du cycle de l'eau et principe de fonctionnement du modèle.

L'écoulement amont s'écoule alors depuis l'amont du canal et rentre dans la bouche de métro à travers les escaliers et ses 3 murets. A l'aval l'eau est récoltée au sein d'un canal aval qui se vide à travers un tuyau partant du bas de celui-ci vers une citerne. Le système fonctionne

donc en circuit fermé et la citerne sert à l'alimentation en eau et à la récupération des débits de sortie. Les pentes amont et aval sont identiques durant cette étude expérimentale et il n'existe pas des variations locales de la cote du fond du canal.

Le principe le plus simple pour mesurer le débit dans la bouche de métro est de fixer la hauteur en ajustant le débit à l'équilibre. Le canal est doté d'un chariot mobile qui se déplace selon la section du canal. Ce chariot permet d'accueillir des sondes de niveau. Une règle graduée placée sur le côté du canal permet de déterminer la position exacte de ces sondes.

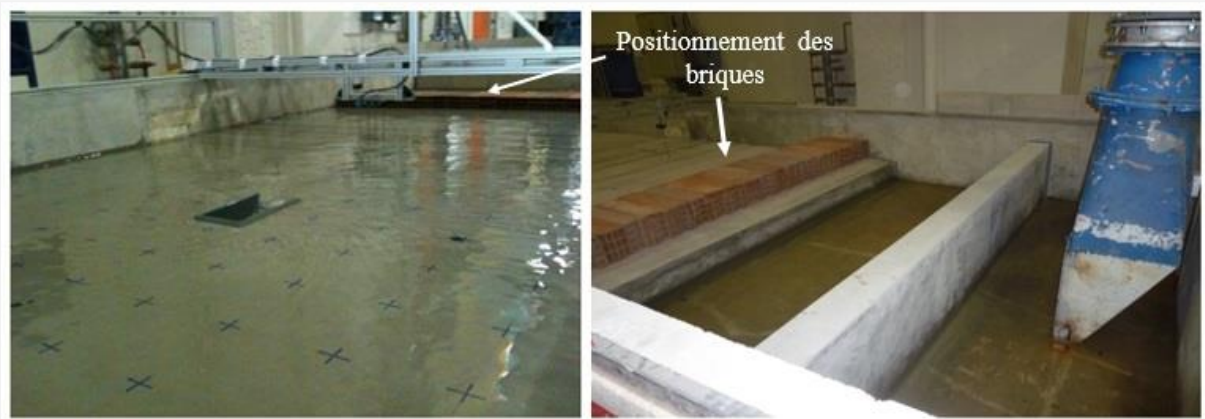


Figure 16. Des briques positionnées pour stabiliser l'écoulement.

Le débouché d'escalier est construit en Polychlorure de vinyle (PVC). Ainsi, la structure de la maquette ne se déforme pas sous les effets thermiques, ni sous le poids de l'eau.



Figure 17. Bouche de métro construite dans notre essai.

Les différents éléments intervenant dans notre dispositif expérimental sont présentés dans les paragraphes suivants :

- **Pompe**

Le dispositif est alimenté par une pompe qui puise l'eau à travers une conduite vers la cuve tampon du canal. Cette pompe est commandée depuis un automate, comme indiqué dans la figure 14.

- **Chariot de déplacement**

Un chariot de déplacement est placé au-dessus du canal. Il permet le déplacement en tout point du canal afin d'effectuer des mesures de hauteur d'eau de manière automatisée. Le chariot est doté d'une porte sonde fixée sur la barre qui permet l'installation des capteurs. La mesure de hauteur d'eau correspond au régime uniforme de l'écoulement. Elle est effectuée à l'aide des sondes installées sur la porte-sonde. Ces dernières permettent de mesurer la position de la surface libre avec une précision inférieure au millimètre.

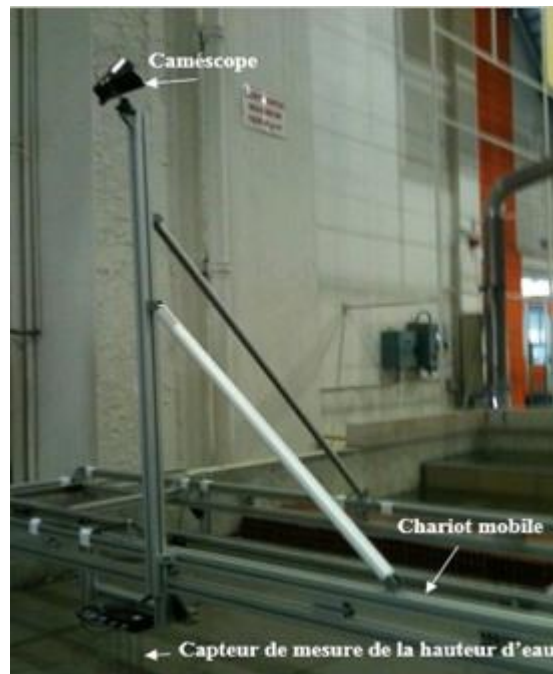


Figure 18. Chariot mobile et capteurs de mesure de la hauteur d'écoulement.

- **Automate**

L'automate est l'épine dorsale de la gestion de ce dispositif expérimental. Il permet l'automatisation des mesures et ainsi la reproductibilité des expériences. En effet la gestion automatisée de l'injection des débits par la pompe permet de reproduire plusieurs fois l'hydrogramme d'entrée.

- **Mesure des hauteurs d'eau**

En réalité, il y'a deux types de mesure de niveau :

- Le niveau du plan d'eau. Il est réalisé par la moyenne des mesures de 5 sondes résistives TDH fixées sur le porte sonde du chariot de déplacement. L'annexe I.B décrit le principe de fonctionnement de la sonde TDH pour mesurer la hauteur d'eau.
- Le niveau de la surface au pourtour de la bouche de métro : Ce niveau est relevé à l'aide d'une pointe de touche équipée d'un vernier.

- **Mesure de débit d'écoulement**

Le débit d'écoulement mesuré résulte de la moyenne de trois lectures sur le débitmètre électromagnétique. Ce dernier permet de régler le débit d'entrée de manière indépendante afin d'obtenir une hauteur égale à la hauteur normale de l'écoulement dès l'amont du canal.

Au niveau de la qualité des mesures, nous précisons que la linéarité des sondes TDH représente 1% de la gamme, donc elle est de 0,25 mm pour une sonde de 25 mm. Sachant que le signal analogique est échantillonné sur 16 bits, soit une résolution de 0,00038 mm, ce qui est largement inférieur à l'erreur de mesure. Or le niveau du plan d'eau est calculé en 5 points (moyenne de cinq sondes). L'incertitude type sur la valeur du niveau est donc le rapport de l'écart type sur la racine carrée du nombre d'échantillons, soit une erreur typique de 0.3 mm. Cette erreur englobe donc l'erreur liée au capteur et l'erreur liée à l'environnement du fait que le plan d'eau n'est pas parfaitement plat.

Concernant les profils de mesures effectués à la pointe de touche, la résolution de lecture est de +/-0,1mm (vernier). Les erreurs de mesure sont liées aux effets électrostatiques, aux éventuelles oscillations du plan d'eau et à l'inclinaison éventuelle du support du chariot de déplacement. Pour les effets électrostatiques, la répétabilité de la mesure sur un point fixe est de l'ordre de 0,12mm (il s'agit d'un écart type sur dix mesures successives en un même point). Par ailleurs, comme le chariot de déplacement présente une légère pente (0,3%), l'incertitude due à la mesure de hauteur incluant la perpendicularité de la tige est estimée à +/- 0,25 mm avec la présence éventuelle de bulles d'air. En revanche, une correction a été apportée, l'erreur composée est finalement de 0,37mm

Concernant le débit, la valeur étant la moyenne de trois valeurs, l'incertitude est donnée par une loi rectangulaire égale à étendue de mesure sur la racine de de trois : étendue $/\sqrt{3}$. L'incertitude relative est de 0,85% de la valeur moyenne.

- **Mesure de vitesse**

La mesure de vitesse est réalisée par LSPIV (Large Scale Particle Image Velocimetry). Cette technique permet de mesurer les vitesses de surface d'un écoulement par analyse de séquence d'images. Des traceurs (bouchons, billes de polystyrène) sont dispersés à la surface d'écoulement. On considère qu'ils se déplacent à la même vitesse que la couche supérieure de l'écoulement.

La LSPIV s'est montrée être un outil performant pour l'étude des différents types d'écoulements notamment où les instruments intrusifs ne peuvent être utilisés du fait des très faibles hauteurs d'eau considérées (millimétriques) (Legout et al, 2012). Cette technique a été utilisée pour estimer des débits de rivières de tailles très différentes, pour des conditions hydrologiques variées, des étiages aux fortes crues, (Bradley et al, 2002), (Creutin et al, 2003), (Hauet et al, 2008) ou (Jodeau et al, 2008) et pour améliorer des courbes de tarage en régimes hydrauliques normaux (Le Coz et al, 2010), (Dramais et al., 2011).

Afin de faciliter l'application opérationnelle de la méthode, un logiciel, Fudaa-LSPIV, a été développé par la société DeltaCAD dans le cadre d'une collaboration entre EDF et Irstea (Hauet et al, 2014). Une mesure LSPIV comprend *a*) l'enregistrement d'une séquence d'images horodatées de l'écoulement, *b*) une correction géométrique des images pour s'affranchir des

effets de distorsion de perspective (orthorectification) et c) un calcul du déplacement des traceurs de l'écoulement grâce à une analyse statistique en corrélation des motifs.

Une caméra numérique à haute fréquence est installée au-dessus du chariot de déplacement dans notre expérience. Elle est placée au-dessus de l'écoulement et filme la surface de l'eau. Le logiciel Fudaa-LSPIV a été utilisé pour mesurer sur le modèle physique les champs de vitesse de l'écoulement pour différentes configurations.

Connaissant le niveau d'eau et supposant un modèle de distribution verticale de vitesse, on peut estimer le débit à partir du champ de vitesse LSPIV. L'étude de traitement des images pour le calcul des vitesses et du débit, le calcul de débit et la présentation du logiciel Fudaa-LSPIV sont détaillés dans l'annexe I.C

3. Description des mesures expérimentales.

Le point fort de notre dispositif expérimental automatisé est qu'il permet la reproductibilité des conditions aux limites à l'amont en régime permanent, en effet, toutes les expériences sont réalisées en régime permanent. La configuration d'écoulement est considérée stabilisée et le régime est permanent lorsque les deux conditions sont respectées :

a) L'écoulement est stabilisé, c'est à dire que l'évolution de la valeur de débit est faible durant la période d'acquisition (30 secondes). Cela se traduit par la formule suivante : $\frac{Q_{max}-Q_{min}}{Q_{moy}} < 1\%$. Q_{max} , Q_{min} , Q_{moy} , sont respectivement les trois débits maximal, minimal et moyen mesuré par le débitmètre.

b) La conservation de la masse au sein du dispositif est assurée.

La pompe injecte un débit constant sur le canal. On considère donc que les hauteurs d'eau dans le canal et la répartition des débits n'évoluent pas au cours du temps.

Une première série d'expériences est réalisée dans une bouche de métro sans confinement et sans débordement. La seconde série représente un écoulement avec débordement. Lors de la troisième série d'expériences, des effets de confinement à 1m sont testés avant et après débordement. En fin les deux dernières séries d'expériences étudient les écoulements sans et avec débordement avec un mur de confinement implanté sur le mur de la bouche de métro. Pour chaque configuration, les mesures expérimentales sont comparées avec les résultats issus du calcul théorique.

Pour plus de simplicité dans la présentation des résultats dans la suite de ce chapitre, les expériences sont nommées de manière systématique. Les expériences sont par exemple nommées « $S.B$ » dont « S » correspond à une série d'expérience sans confinement, « B » fait référence à la configuration avant débordement, c'est-à-dire quand la hauteur H est inférieure à 10 cm. Le tableau suivant récapitule les six séries d'essais effectués.

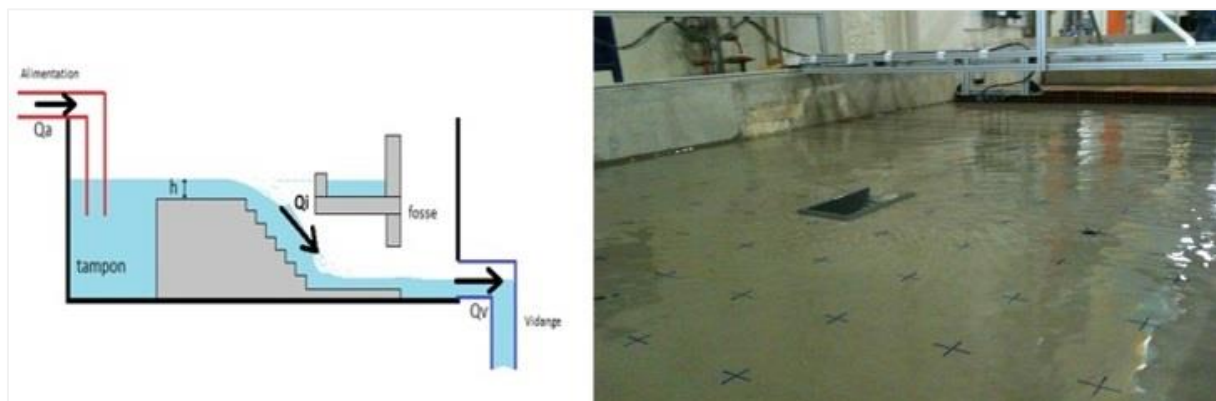
N° de Série	Symbole	Définition
Série 1	S.B	Configuration sans confinement sans débordement.
Série 2	S. A	Configuration sans confinement avec débordement.
Série 3	C.B.1	Configuration avec confinement 1 m à droite sans débordement.
Série 4	C.A.1	Configuration avec confinement 1 m à droite avec débordement.
Série 5	C.B.0	Configuration avec confinement 0 m sans débordement.
Série 6	C.A.0	Configuration avec confinement 0 m avec débordement.

Tableau 4. Différents types d'essais réalisés.

Pour chaque série d'expériences, différents débits ont été injectés en amont, les hauteurs d'eau ont été mesurées en différents points, ainsi autour du muret de la bouche de métro, les mesures de vitesse ont également été réalisées pour toute les séries d'expériences.

3.1. Série 1 – Configuration sans confinement sans débordement SB

Pour la configuration *SB*, une vingtaine d'expériences avec des mesures de hauteur d'eau et de débit d'écoulement a été réalisée. Le champ de hauteur d'eau en régime permanent est aussi mesuré précisément sur le seuil de l'entrée de la bouche de métro.

Figure 19. Schéma explicatif et photo d'essai et pour la configuration *SB*.

3.1.1. Description des caractéristiques d'écoulement

Cette partie décrit les caractéristiques des écoulements observés durant la série *SB* et présente le résultat de mesure. Dans la configuration avant débordement, l'écoulement est dénoyé, permanent, uniforme et fluvial, sa direction est longitudinale, les effets transversaux sont négligeables et l'écoulement peut être considéré comme unidirectionnel.

a) Débit d'écoulement

Les mesures de débits d'écoulement avec les hauteurs d'eau sont représentées dans la figure suivante. Les débits imposés à l'amont du canal pour cette configuration varient entre 75 et 90 litres par secondes (l/s). La combinaison des valeurs de débits utilisées fixe les hauteurs normales amont entre 10 mm et 99 mm.

L'analyse des mesures a mis en évidence de nombreux points communs avec l'approche théorique. Pour chaque hauteur, les valeurs expérimentales de débit d'écoulements ont été confrontées à l'approche théorique (voir Figure 20). La courbe de débitance théorique passe par

la quasi-totalité des points de mesures. Cette dernière est calculée en appliquant l'équation de seuil citée auparavant (Eq1).

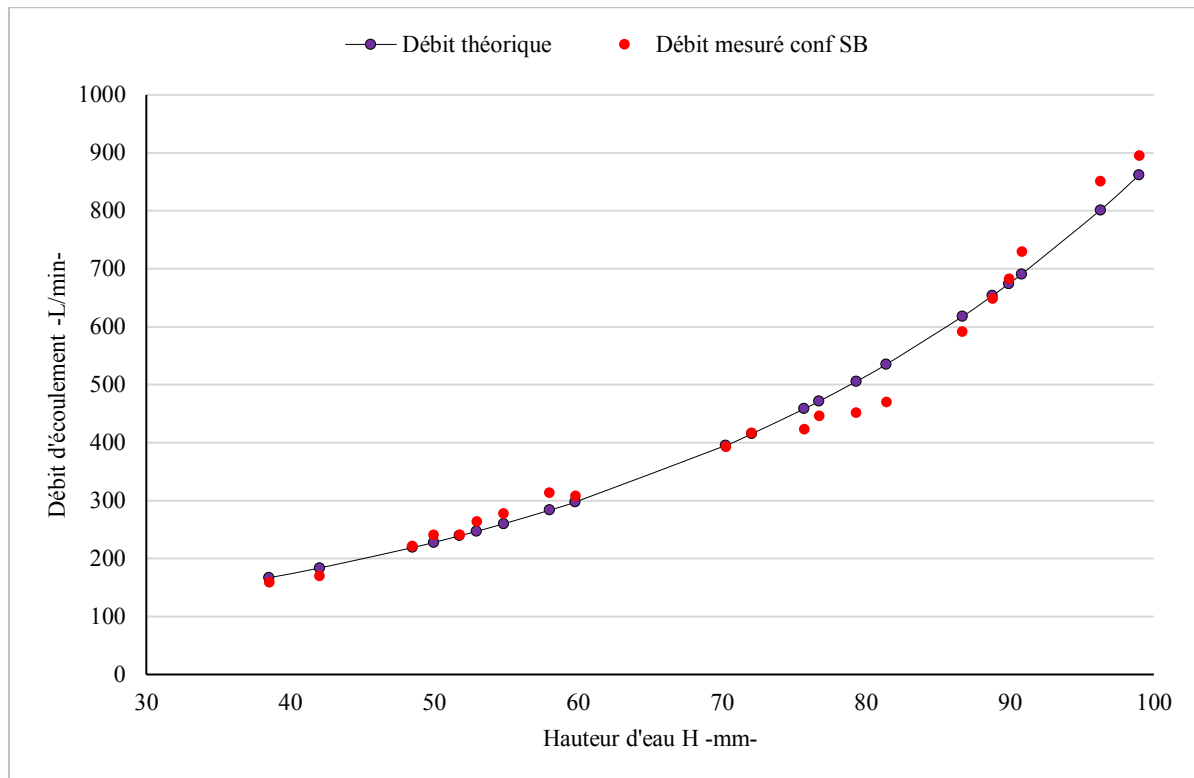


Figure 20. Courbes des débits mesurés et débits théoriques en fonction de la hauteur d'eau pour la configuration SB.

b) Régime d'écoulement

Durant ces expériences, le régime d'écoulement était fluvial ($Fr < 1$), nous n'avons constaté aucune perturbation de l'écoulement, il n'y a pas d'ondes gravitationnelles et aucune structure tourbillonnaire n'est apparue lors de cette série d'expérience.

Le tableau suivant représente les résultats mesurés et calculés et le nombre de Froude à l'amont du canal pour différents débits d'injection. Le nombre de Froude se situe entre 0,52 et 0,77, correspondant à un régime d'écoulement amont fluvial quel que soit la valeur de débit. En effet, ces observations permettent de constater que le nombre de Froude en entrée du canal est quasi indépendant des débits injectés pour cette série d'essais. Or, nous pouvons déduire que les structures hydrauliques qui se développent autour de la bouche de métro engendrent un nombre de Froude quasi invariant pour toutes les expériences effectuées pour cette série.

H - mm -	Q mesuré l/s	Q calculé l/s	Fr
24,15	107,637	112,57	0,77
27,62	116,842	122,12	0,70
30,28	126,265	132,49	0,65
33,35	135,548	143,73	0,60
38,53	158,67	167,01	0,56
42,02	169,77	183,61	0,52
48,48	221,73	218,83	0,55

49,97	240,60	227,82	0,57
51,75	241,00	239,11	0,54
52,93	264,23	246,93	0,58
54,82	278,00	259,92	0,58
58,00	313,80	283,31	0,60
59,79	307,80	297,45	0,56
70,25	392,93	395,10	0,56
72,04	416,27	414,87	0,57
75,70	423,03	458,21	0,54
76,74	446,47	471,24	0,56
79,31	451,67	505,35	0,54
81,40	469,87	534,81	0,54
86,69	591,03	617,44	0,62
88,79	648,23	653,65	0,65
89,93	682,33	674,24	0,67
90,81	729,03	690,62	0,71
96,29	850,5	801,22	0,76
99,0	895,5	861,84	0,77

Tableau 5. Résultats des débits mesurés et calculés et nombre de Froude pour la Série SB.

Plus la hauteur d'écoulement est faible plus le nombre de Froude est important. Pour une hauteur inférieure à vingt millimètres $h < 20$ mm le nombre de Froude Fr est supérieur à 1 et le régime devient torrentiel.

c) Profil de hauteur d'eau pour la configuration SB

L'étude expérimentale des profils de profondeur d'eau permet d'affiner l'analyse des données sur les hauteurs d'eau dans la bouche de métro. La variation de la hauteur d'eau sur le seuil de la bouche de métro est étudiée dans cette configuration en désignant par Y la coordonnée le long du côté seuil et X celle qui lui est perpendiculaire comme on peut le voir sur la figure 21.

Dans cette configuration l'écoulement s'avère homogène et la hauteur d'eau reste constante le long du canal et les lignes de courant sont presque horizontales. Sur l'entrée de la bouche de métro juste avant la chute, le niveau d'eau diminue et l'écoulement possède une forme légèrement courbée. La courbure de la forme des lignes de courant résulte de la réduction de la hauteur de l'écoulement.



Figure 21. Ecoulement courbé sur le seuil d'accès à la bouche de métro. Configuration SB

La figure suivante présente les résultats de profil de la surface libre à l'entrée de la bouche de métro obtenus pour une hauteur d'eau de 75mm. Les points représentent les hauteurs mesurées à partir du seuil de la bouche de métro.

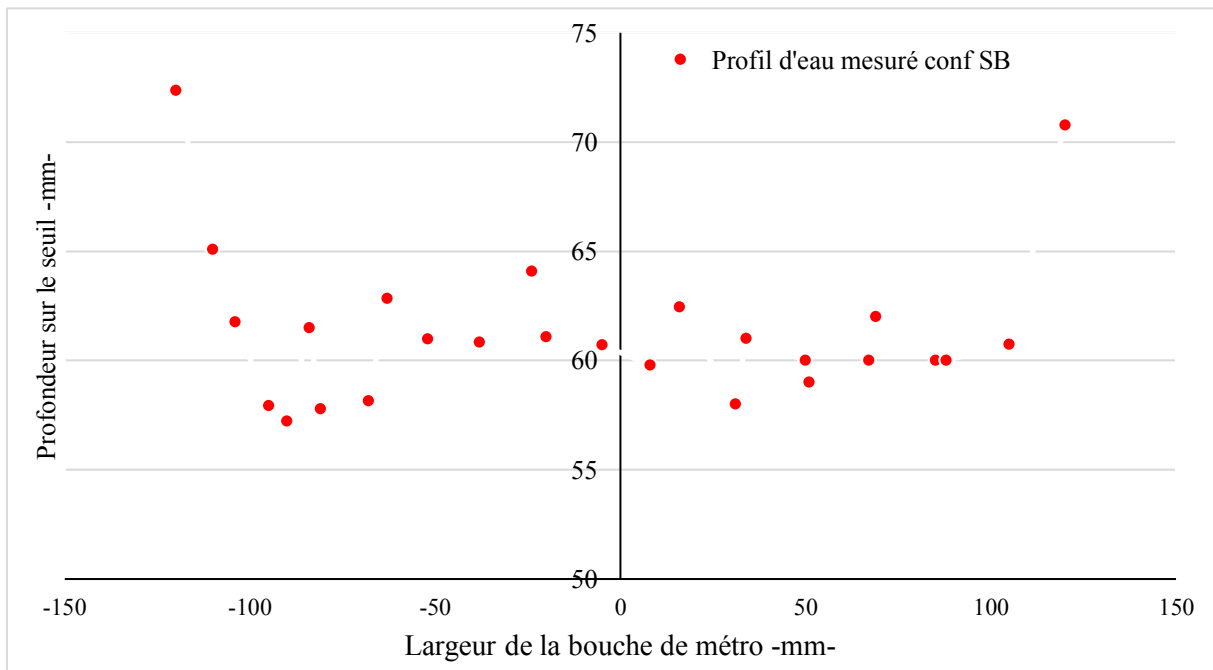


Figure 22. Profil des hauteurs sur le seuil d'accès à la bouche de métro pour un niveau amont de 75 mm. Configuration SB

Nous avons effectué deux fois la mesure de niveau de profondeur d'eau sur le seuil pour une hauteur d'eau de 75 mm. La différence entre les deux profils est minimale. On remarque que les profondeurs d'eau sur le seuil sont nettement inférieures à la hauteur d'eau initiale tout le long de la bouche de métro.

On remarque aussi que le profil de niveau est quasiment symétrique par rapport à l'axe longitudinal du centre d'accès de la bouche de métro, le petit écart de la symétrie n'est pas très important visuellement. On constate que le niveau d'eau juste sur les côtés des murets est égale à 73 mm, il diminue au centre de la bouche de métro jusqu'à atteindre le niveau de 60 mm qui représente environ 82 % de la hauteur maximum.

Selon l'état de l'art, nous avons expliqué que la hauteur de l'écoulement décroît au-dessus d'un déversoir, jusqu'au 80% de la hauteur initiale à cause de la séparation de l'écoulement du régime fluvial au régime d'un écoulement brusquement varié (Hager, 1988). Globalement, l'approche citée dans l'état de l'art est satisfaisante, elle donne des résultats proches de celles donnés par les mesures, la valeur moyenne des profondeurs mesurées sur le seuil représente 75% de la hauteur initiale ($H_s = 75\% H$).

L'accès de la bouche de métro et les effets de seuil ont une influence sur la hauteur d'eau. La présence des escaliers impose une chute d'écoulement et son accélération engendre un abaissement de la ligne d'eau. Nous constatons aussi que le profil de la hauteur sur le seuil présente des caractéristiques particulières. Les hauteurs se répartissent d'une façon structurée sur le seuil : les plus élevées sont situées sur les deux extrémités (dans le coin). Les hauteurs proches du centre de la bouche sont les plus faibles. Cela s'explique par le fait que l'écoulement principal demeure majoritaire dans la zone située au centre de la bouche de métro.

d) Champ de vitesse pour la configuration SB

La figure suivante présente les champs de vitesse sur le pourtour de la bouche de métro, l'écoulement principal rentre directement dans les escaliers, les directions du champ de vitesses montrent qu'aucune zone de recirculation n'est produite. Les vecteurs vitesses possèdent les mêmes normes dans toutes les zones situées aux points de mesures éloignés de la bouche de métro (P1 sur la figure). Les vitesses sont faibles sur les trois côtés de la bouche de métro (les trois murs latéraux). Elles sont très faibles derrière la bouche de métro aux points de mesure P8, P7 et P9, et sont grandes au point de mesure P3. Ceci s'explique par le fait que l'écoulement principal rentre directement dans la bouche de métro, en effet la direction des vecteurs vitesses mesurés est dans le sens de l'accès de la bouche de métro. On n'observe aucune rotation du vecteur vitesse.

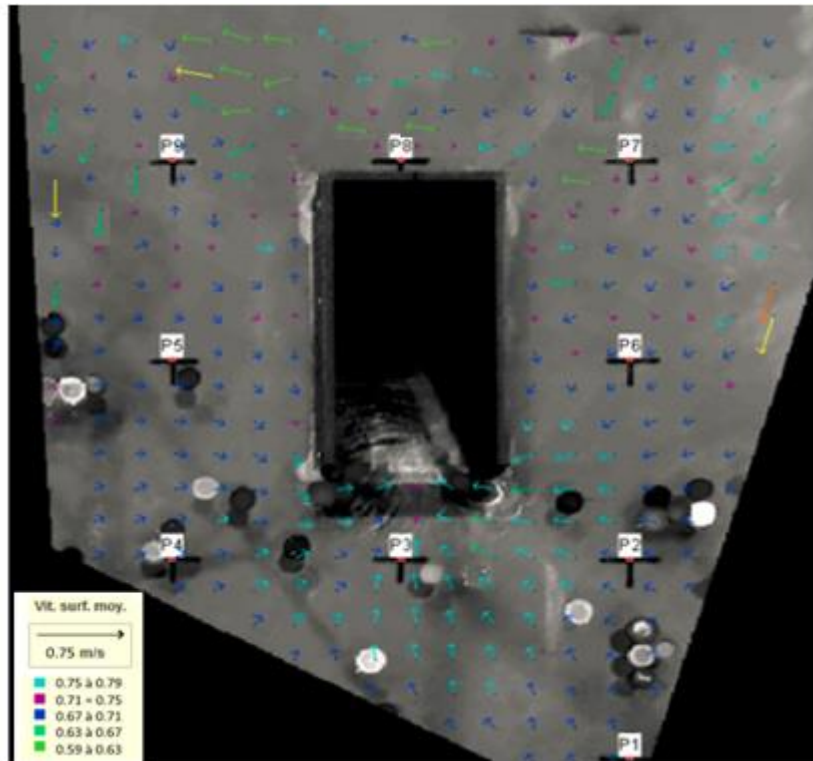


Figure 23. Champs de vitesse mesurés sur le pourtour de la bouche de métro pour $H = 75$ mm

Les vitesses les plus importantes sont situées sur le côté seuil de la bouche de métro où la vitesse atteint $V = 0,79$ m/s. ce qui correspond à un nombre de Froude $Fr = 0,99$, l'écoulement est quasi critique sur ce côté. La vitesse diminue progressivement sur les trois côtés et les vitesses d'eau les plus faibles sont situées derrière la bouche de métro (Points P7, P8 et P9).

3.2. Série 2 - Configuration sans confinement avec débordement SA

La seconde série d'expérience représente un écoulement dans une bouche de métro avec débordement. Plusieurs formes d'écoulement peuvent apparaître en fonction de hauteurs d'eau à l'amont. Ces écoulements peuvent être séparés en 2 types qu'on nomme Type A et type B.

Le **Type A** correspond à un écoulement avec un jet plongeant sur la bouche de métro, c'est le cas d'écoulement après débordement, il est dénoyé. Après la chute, la hauteur d'eau change brusquement, cela correspond au cas d'un écoulement à variation rapide (brusquement varié). Un changement de direction et de vitesse est observé.

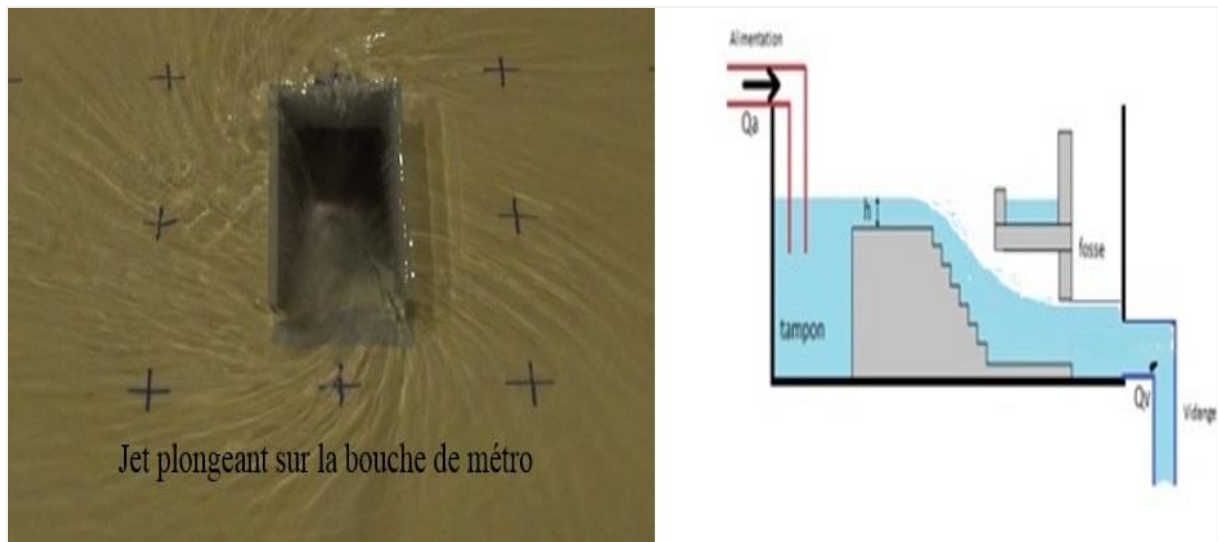


Figure 24. Ecoulement Type A.

Le **Type B** correspond à un jet de surface ondulé. Des ondulations sont observées. L'écoulement est noyé et caractérisé par une limite de passage d'écoulement qui décrit le changement du régime dénoyé en régime noyé. Ce passage est lié à la débitance dans l'escalier et à l'intérieur de la station.

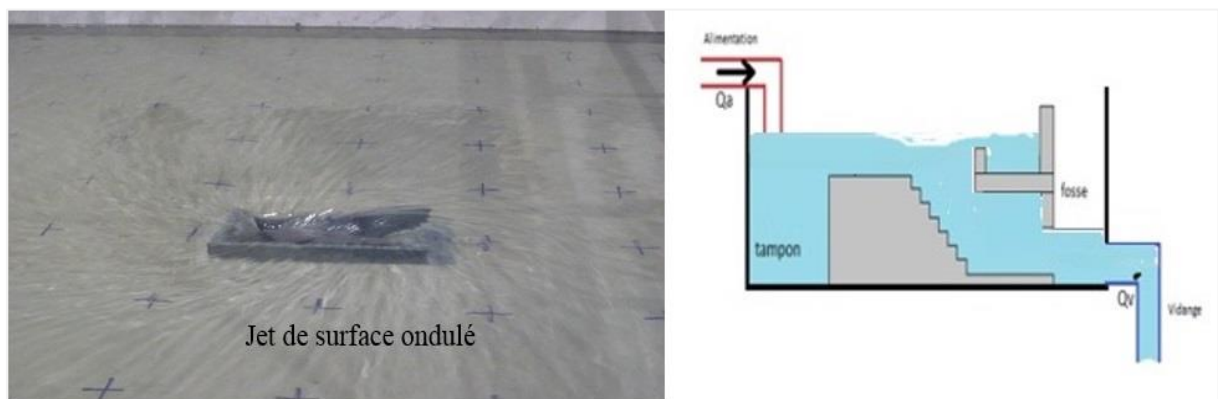


Figure 25. Ecoulement type B. Ondulations de la surface libre observées au-dessus de la bouche de métro.

La saturation de la bouche de métro et les intersections entre l'écoulement principal et les écoulements secondaires peuvent être l'origine de l'ondulation de la surface libre observée au-dessus de la bouche de métro

a) Débit d'écoulement pour la configuration SA

La répartition des débits entrants dans la bouche de métro a été calculée théoriquement puis comparée avec les mesures de débits pour différentes hauteurs. Cette étude nous permet donc d'étudier l'hypothèse d'addition de quatre débits sur les quatre côtés de la bouche de métro. La figure 26 présente l'évolution des débits mesurés et calculés entrant dans la bouche de métro en fonction des hauteurs d'eau à l'amont.

Les lignes d'eau théoriques sont en adéquation raisonnable avec les mesures réalisées. Nous pouvons constater que les valeurs de débits mesurés pour les profondeurs inférieures à

165 mm sont semblables à celle de l'approche théorique. Nous observons que les débits mesurés dépendent de la hauteur amont d'écoulement : plus elle est importante et plus le débit d'écoulement est important. A partir de 165 mm, l'écart entre les débits calculés et mesurés est plus important.

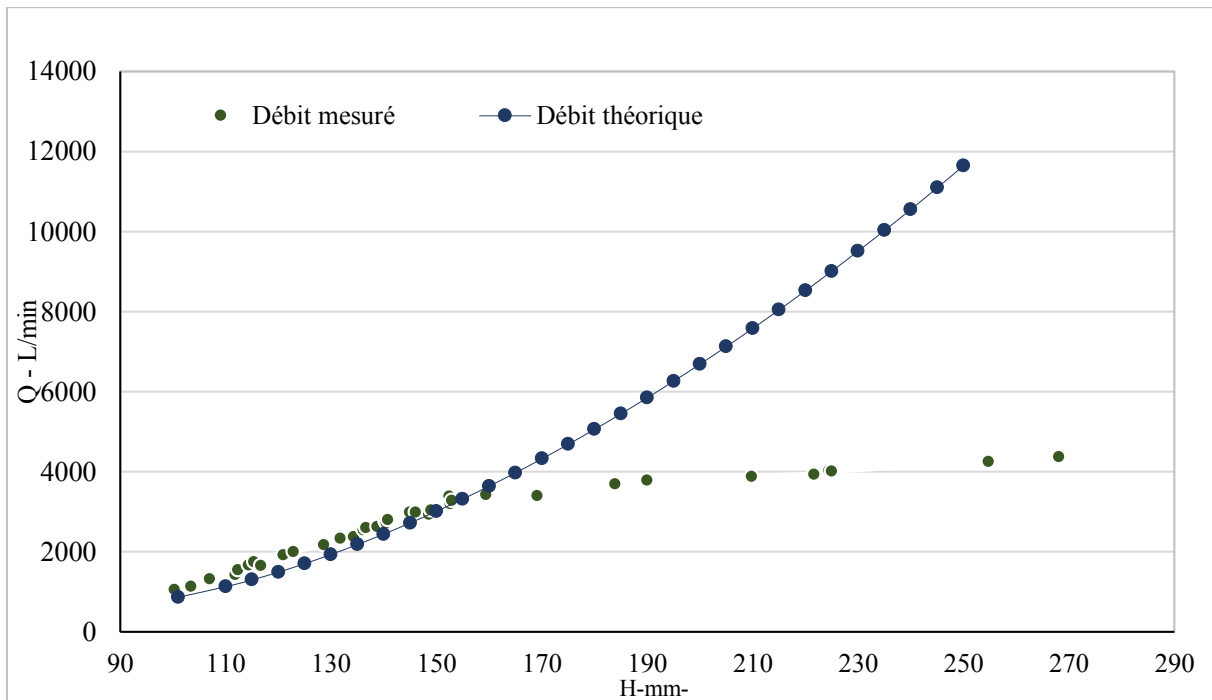


Figure 26. Débits mesurés et débits théoriques pour la configuration SA.

Ce décalage est expliqué par la débitance qui représente la capacité maximale d'écoulement d'eau dans la bouche de métro. En effet, du fait que la bouche de métro est saturée, l'écoulement entrant dans les escaliers devient en charge. Le canal de sortie contrôle la submersion de la bouche de métro.

Pour valider cette explication, nous proposons de calculer la débitance en utilisant l'équation de *Bernoulli généralisée*, qui permet d'établir une relation entre le point A situé en amont du canal et le point B situé sur le canal de sortie comme on le voit sur la figure 27.

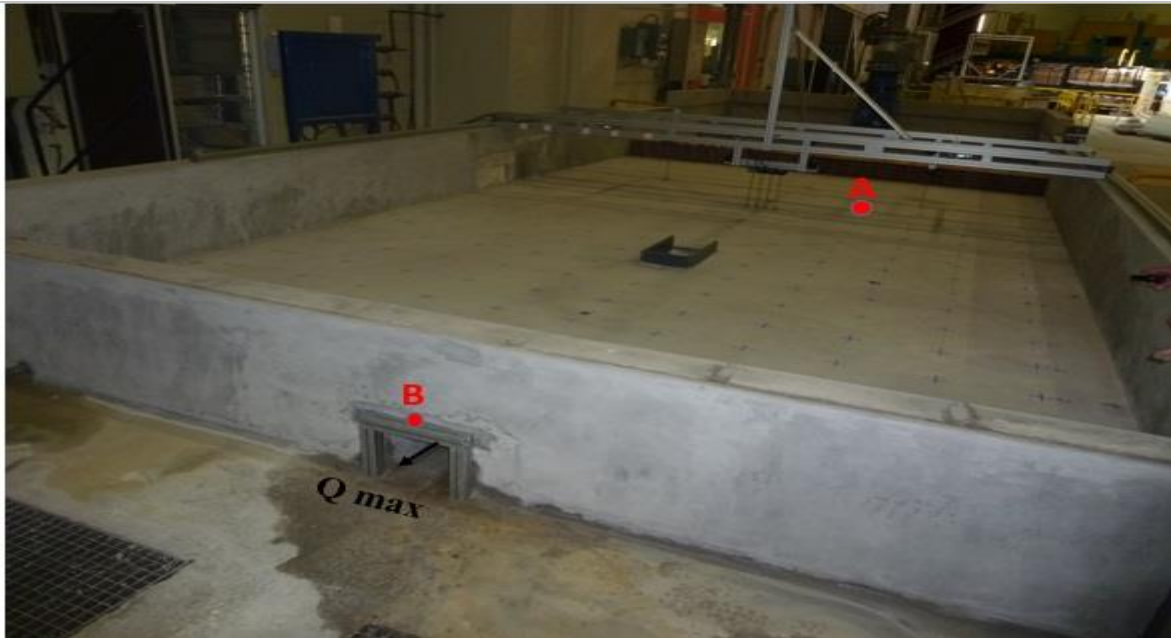


Figure 27. Application du principe de la charge hydraulique en deux points d'un liquide en mouvement.

On a :

$$H_A = H_B + \Delta H$$

Éq 10

ΔH étant la perte de charge totale entre les points A et B. H représente la charge locale, qui s'exprime par :

$$H = z + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g}$$

Éq 11

Où, en un point précis du canal, z est la distance verticale entre l'axe du canal et le niveau de référence fixe. $P/(\rho g)$ représente la hauteur piézométrique, p la pression, ρ masse volumique du fluide, g l'accélération gravitationnelle, et $V^2/(2g)$ la hauteur équivalente à l'énergie cinétique, v correspond la vitesse moyenne.

On distingue des pertes de charge locales et pertes de charges réparties. Les premières se manifestent aux changements de géométrie (entrée de la bouche de mètre) alors que les secondes représentent les pertes de charge dues à la rugosité du canal et à la viscosité du fluide.

Dans notre travail, on suppose que la surface reste à un niveau constant au point A et que la vitesse est négligeable. Le canal dispose d'une bouche de mètre qui se termine par une sortie à l'aire libre à travers un canal d'une géométrie rectangulaire connue. Il s'agit de déterminer le maximum de débit possible, ce dernier est obtenu lorsque les pertes de charge tendent vers zéro. En substituant l'équation 11 dans l'équation 10, on obtient :

$$Q_{max} = S_B \sqrt{2gh}$$

Éq 12

Où S_B est la section du canal de sortie. La courbe de débitance est raisonnablement en adéquation avec les mesures réalisées. Les résultats montrent que la capacité d'évacuer le débit

désiré correspond à la hauteur de 165 mm. A partir de cette hauteur l'écoulement est en charge dans le canal de sortie.

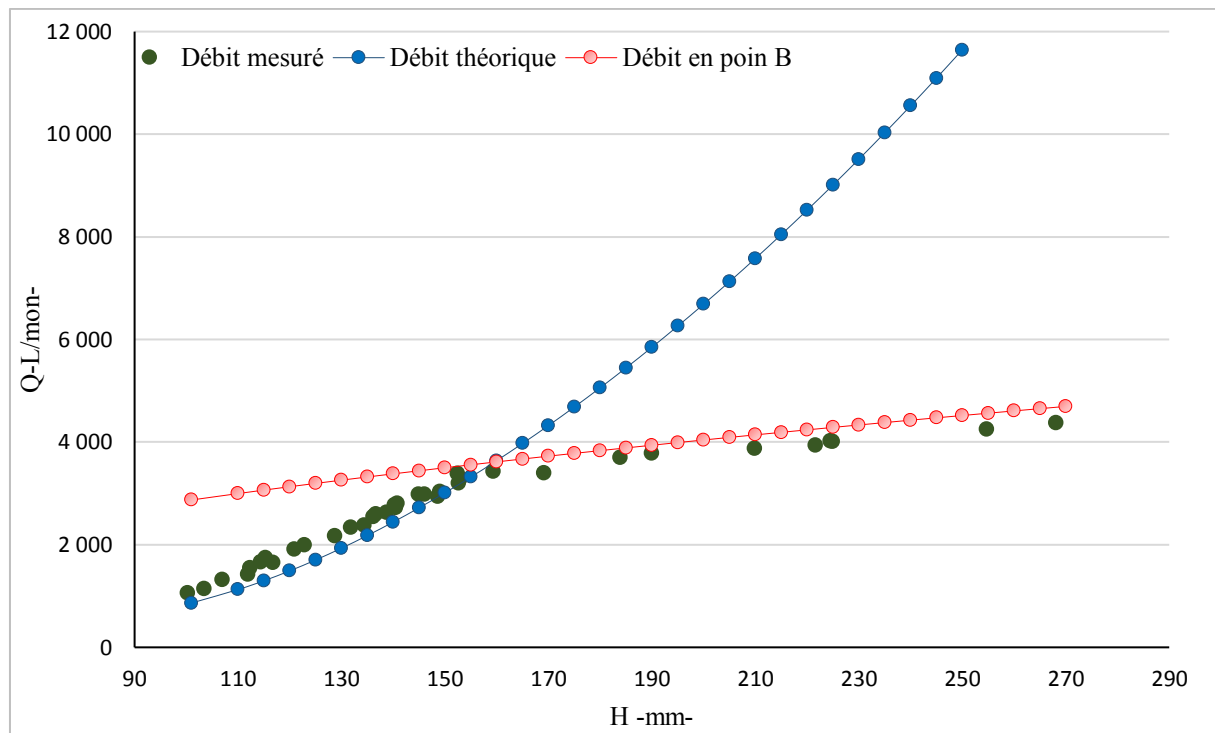


Figure 28. Comparaison entre le débit mesuré, le débit théorique et le débit maximum au point B pour la configuration SA.

b) Profil de hauteur d'eau pour la configuration SA

Les mesures de hauteur d'eau sur le seuil et le muret arrière de la bouche de métro sont illustrées dans la figure 29. On constate que le profil des hauteurs d'eau sur le seuil est influencé par la présence des escaliers qui interprètent les conditions de chute libre. La hauteur de l'eau est comprise entre 102,58 et 112,84mm. Cet écart demeure le même quel que soit le niveau amont dans cette configuration. Cependant il reste inférieur à l'écart observé dans le cas de la configuration *SB*. La diminution de l'écart résulte d'une élévation de la hauteur au niveau du seuil. Ce constat est dû à l'influence de la géométrie de l'ouvrage sur le niveau d'écoulement. En effet, la présence des trois murets autour de la bouche de métro contrôle en partie la distribution des hauteurs d'eau. L'interaction entre les écoulements secondaires sur les deux côtés de la bouche de métro et l'écoulement principal entrant dans les escaliers augmente le niveau d'eau aux deux extrémités de l'accès de la bouche de métro. En d'autres termes, plus nous nous éloignons du centre de la bouche de métro vers ses deux extrémités, plus la hauteur de l'eau au niveau de seuil s'approche de la hauteur amont.

La valeur moyenne des profondeurs mesurées sur le seuil pour la configuration *SA* représente 91% de la hauteur initiale ($H_s = 91\% H$).

Le profil du côté arrière est symétrique. Des écarts peu importants (inférieurs à 4%) sont observés entre la hauteur maximum et minimum ($h_{\max} = 115.32$ mm et $h_{\min} = 110.09$ mm). La profondeur moyenne sur le côté arrière pour la configuration *SA* est de l'ordre de 97% de la hauteur amont.

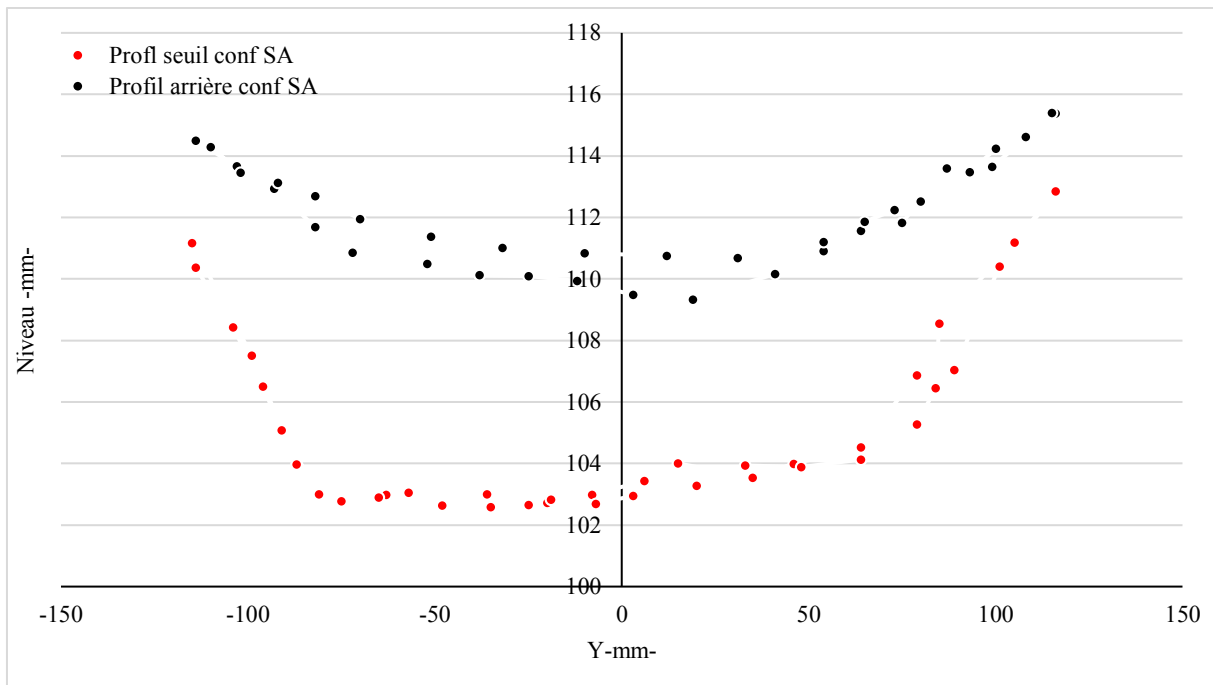


Figure 29. Profil des hauteurs d'eau pour le seuil d'accès et le muret arrière de la bouche de métro pour un niveau amont de 115 mm. Configuration SA.

Les profils des deux côtés latéraux sont quasiment identiques. La hauteur d'eau sur les frontières du muret arrière et des deux murets droit et gauche est égale à la hauteur amont ($H_s=H=115$ mm). Nous pouvons constater aussi que la hauteur diminue puis reste uniforme sur une distance de 300mm. L'intersection entre l'écoulement principal et secondaire entraîne une deuxième augmentation de la profondeur dans la zone située entre 0 et 50mm.

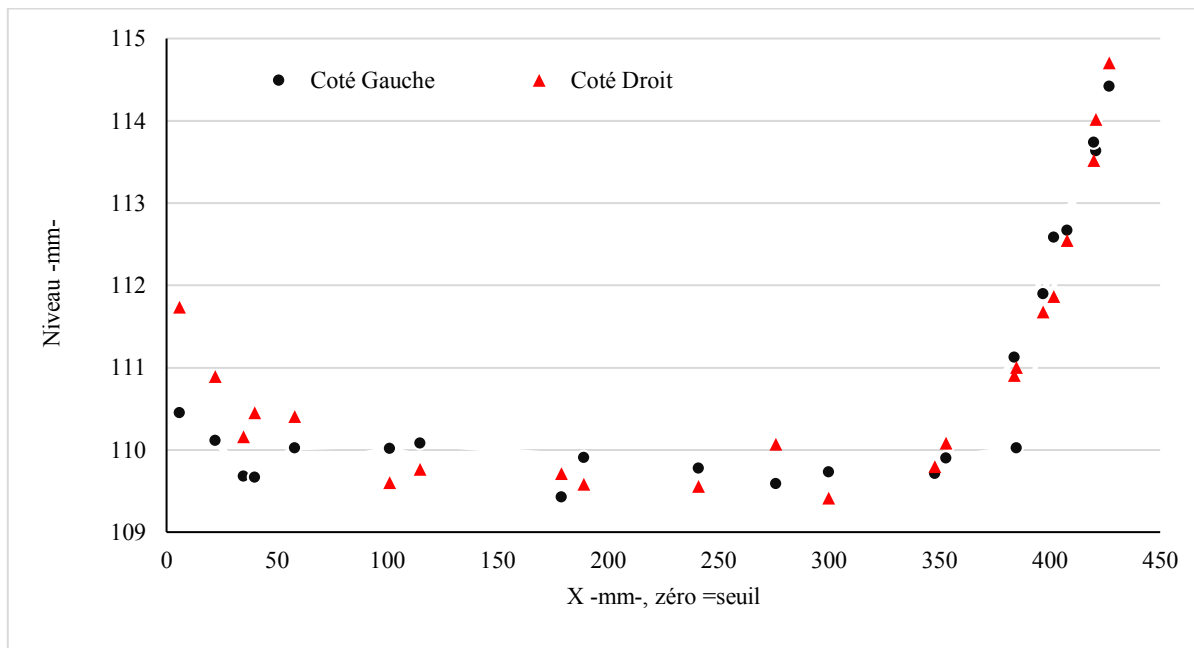


Figure 30. Profil de hauteur sur le côté gauche et droit de la bouche de métro pour un niveau amont de 115mm. Configuration SA.

c) Champs de vitesse configuration SA

Le champ de vitesses obtenu dans cette configuration est évidemment très différent du champ de vitesse obtenu dans la configuration *SB* puisqu'un débordement se produit. Des écoulements secondaires entrant sur les trois murets de la bouche de métro ont eu lieu. Néanmoins l'écoulement secondaire est faible par rapport à l'écoulement principal.

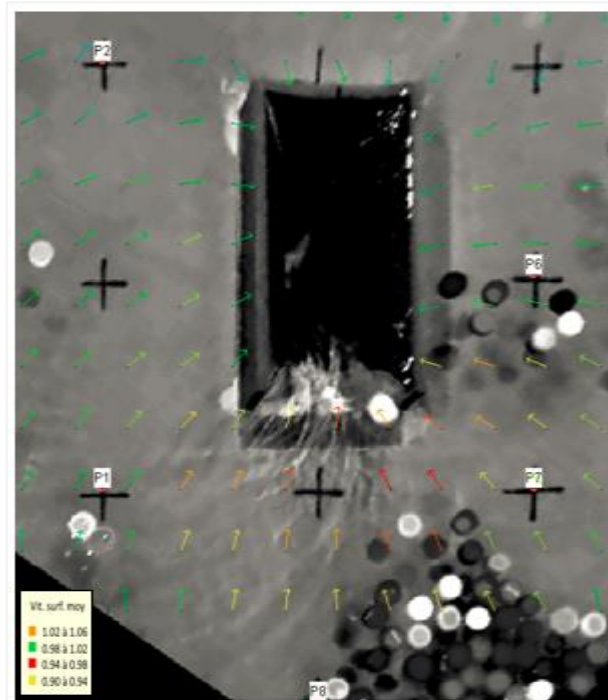


Figure 31. Champs de vitesse mesurés sur le pourtour de la bouche de métro pour $H=115\text{mm}$.

La vitesse moyenne sur le seuil est égale à 1.06 m/s. Le régime est supercritique et le nombre de Froude $Fr = 1.02$. Cependant, la vitesse demeure constante sur les trois côtés de la bouche de métro et égale à 1.02 m/s, ce qui correspond à un nombre de Froude $Fr = 0.98$ avec un écoulement quasi critique.

On en conclut pour ses deux séries sans confinement que l'approche théorique proposée dans cette étude est satisfaisante pour calculer la répartition des débits dans une bouche de métro. Pour aller plus loin et afin d'étudier les caractéristiques de l'écoulement il est nécessaire de faire une simulation numérique. Nous pouvons utiliser les résultats de mesure comme données de référence pour valider la modélisation numérique.

3.3. Série 3- Configuration avec confinement 1 m à droite sans débordement *CBI*

Cette configuration consiste à représenter dans le domaine d'étude une structure urbaine afin de calculer l'écoulement qui s'y développe. La représentation de cette structure dans le domaine d'étude peut être alors plus ou moins fine en fonction des besoins. Certains auteurs considèrent qu'il est indispensable de représenter les détails topographiques des structures urbaines et des rues (ce qui augmente nettement la quantité de travail de prétraitement à réaliser). Dans le cadre de cette thèse, nous avons choisi de représenter les structures urbaines par des murs.

La bouche de métro n'est pas centrée par rapport au canal de mesure du fait de l'implantation d'un mur de confinement à une distance de 10 cm sur le côté droit de la bouche de métro dans le but de représenter une zone urbaine. La distance entre la bouche de métro et le mur du côté droit du canal est en effet moins grande que la distance entre la bouche de métro et le mur du côté gauche du canal.



Figure 32. Ecoulement lors d'une configuration avec confinement 1 m à droite sans débordement avec la présence des billes de polystyrène.

Dans cette configuration l'écoulement principal rentre dans la bouche de métro. Sur le côté gauche l'écoulement est dévié à l'entrée de la bouche de métro. Des colorants sont advectés avec l'écoulement afin d'identifier les filets fluides de celui-ci sur le côté à droite de la bouche de métro. Nous avons observé que le colorant restait piégé sur le côté droit. La même remarque a été constatée avec l'utilisation des billes de polystyrène. En effet une zone morte a été mise en évidence avec une vitesse d'écoulement nulle dans cette zone.



Figure 33. Injection de colorant et identification de la zone morte.

a) Débit d'écoulement pour la configuration *CBI*

L'illustration suivante présente les courbes des débits mesurés pour les configurations *CBI*, *SB* et la courbe de débit théorique. Les écarts entre les trois courbes sont quasi nuls. La courbe obtenue avec les mesures *SA* et très proche de celle obtenue avec les mesures *SB*.

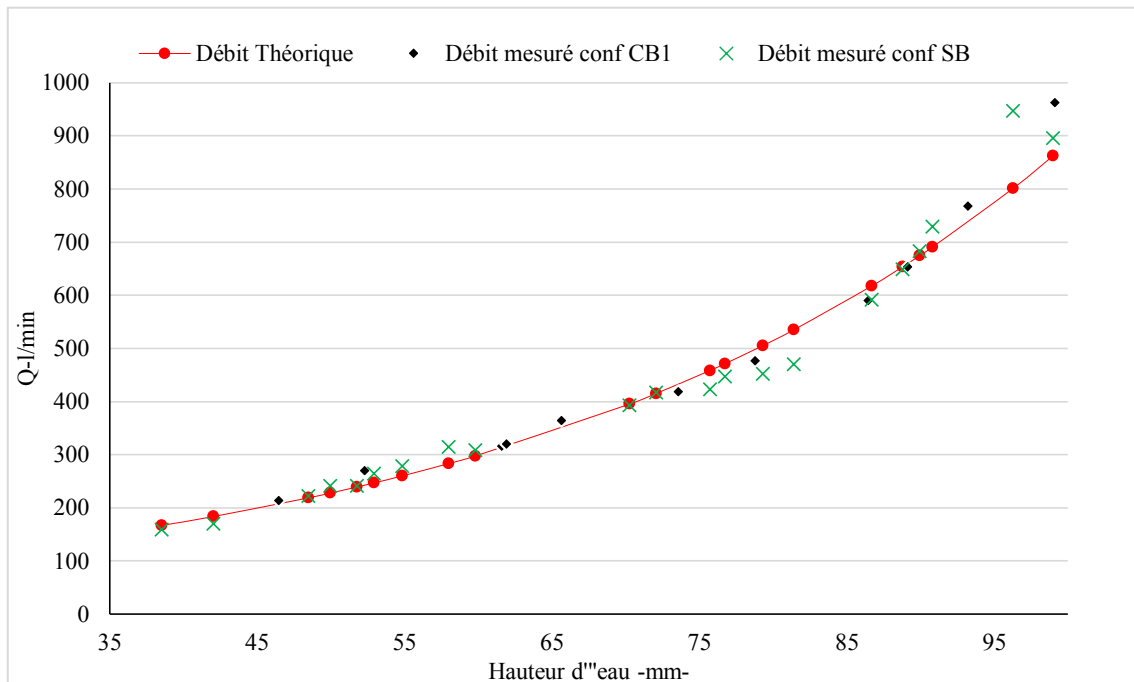
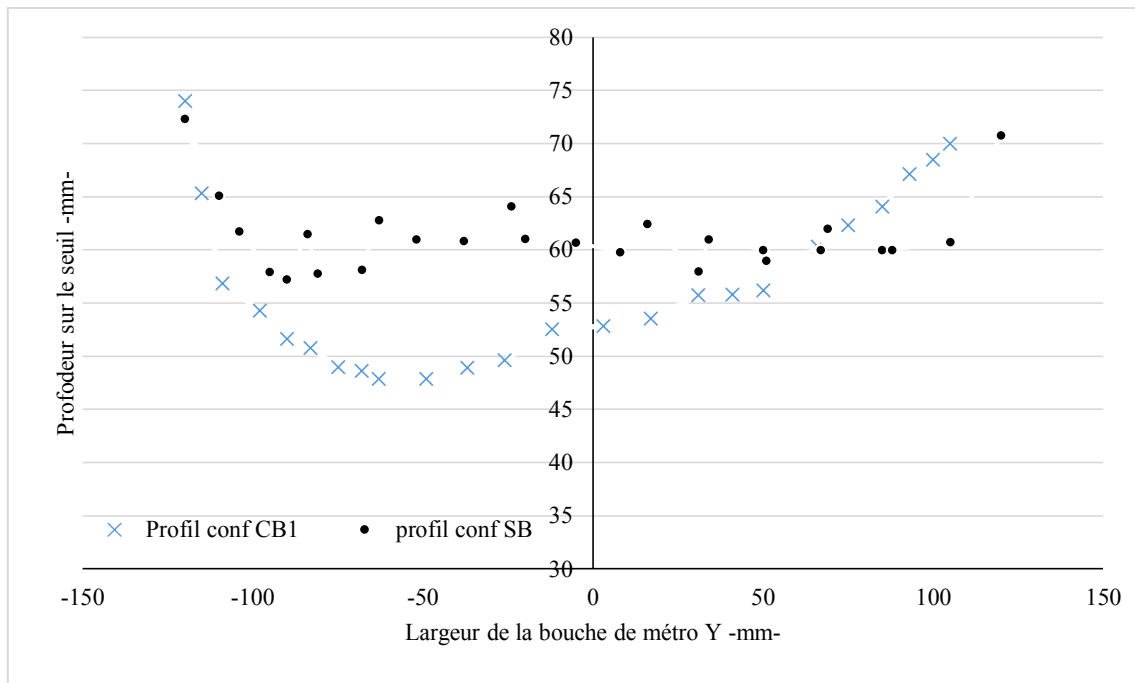


Figure 34. Comparaison débit d'écoulement théorique, débit d'écoulement de la configuration *SB* et débit d'écoulement de la configuration *CBI*.

b) Profil de hauteur pour la configuration *CBI*

La figure 35 présente l'aspect de la surface libre sur le seuil pour les configurations *SB* et *CBI*. On remarque une absence de symétrie pour la configuration *CBI*, il semble qu'il y ait une différence systématique sur le côté droit du seuil $y = [0, 100\text{mm}]$ par rapport au côté gauche $y = [0, -100\text{mm}]$. Cette différence est expliquée par le fait que la majorité de l'écoulement s'évacue par la face gauche de la bouche de métro.

La forme de la surface libre sur le seuil est influencée par la géométrie de l'ouvrage et aussi par la présence de confinement. Les hauteurs diminuent du fait de la chute brutale au passage dans l'escalier.

Figure 35. Profil des hauteurs d'eau pour la configuration *CBI* et *SB*.

c) Champs de vitesse pour la configuration *CBI*

La figure 36 représente les champs de vitesse pour la configuration *CBI*. L'illustration montre aussi que la majorité de l'écoulement entrant s'évacue par la face gauche de la bouche de métro. Les points de mesures dans la zone P4, P5, P2 et P3 sont situés dans une zone d'écoulement préférentiel. Les caractéristiques d'écoulement dévié sur le côté gauche du canal autour de point P8 sont mises en évidence mais sa norme est faible par rapport à l'écoulement principal. Les mesures au point P9 sont semblables à celle du point P10 qui est proche du muret arrière de la bouche de métro. Dans la zone située entre le muret de côté gauche et le mur de confinement, les mesures ne donnent pas de valeurs de vitesses. Notre technique de mesure n'est pas adaptée pour faire des mesures dans un espace de confinement correspondant à cette configuration. On peut penser que des vecteurs de très faible norme (inférieure à 0.01 m/s) se retrouvent dans cette zone et ne contribuent pas à l'écoulement (les vitesses sont quasi nulles derrière cette zone).

La vitesse maximum sur le seuil se situe sur le côté gauche (couleur verte) $V = 0.76$ m/s. Cette zone correspond à une hauteur de $H = 55$ mm, le régime d'écoulement est légèrement supercritique $Fr = 1.03$. Cependant sur le côté droit du seuil la vitesse maximum est égale à 0.72 m/s, ce qui correspond à une hauteur de $H = 0.62$, le régime d'écoulement est fluvial dans cette zone $Fr = 0.92$.

L'écoulement est faible sur le côté droit de la bouche de métro même si la hauteur d'eau est supérieure à celle de la zone gauche du seuil.

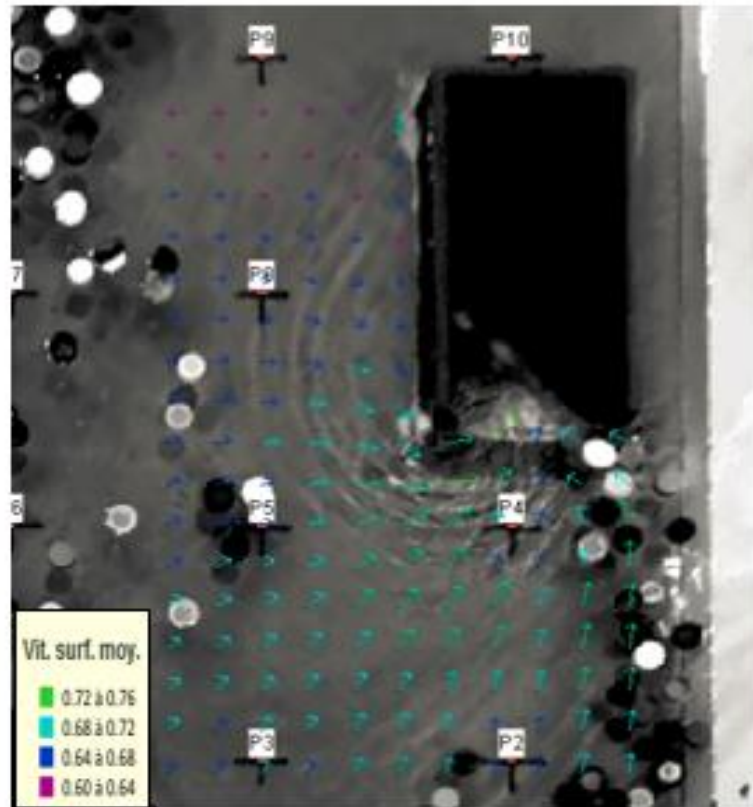


Figure 36. Champs de vitesse pour la configuration *CBI*.

3.4. Série 4. Configuration avec confinement 1 m à droite avec débordement *CAI*.

Des battements de la surface libre ont été observés juste avant l'entrée de la bouche de métro, ils sont liés au changement de régime d'écoulement dans cette zone. En effet, la zone la plus perturbée est située juste avant la chute. Toutes ces variations des hauteurs sont difficiles à mesurer car elles changent le long de la largeur de la bouche de métro, ce qui engendre des incertitudes importantes sur la mesure de la surface libre dans cette zone. La surface libre en dehors de cette zone est uniforme.

Aucune structure tourbillonnaire n'a été produite dans cette configuration. Afin de vérifier la rotation de l'écoulement, des traceurs visibles, tels que des petits flottants et des confettis sont advectés avec l'écoulement. Les filets de surface traversent le canal puis rentrent sur les quatre côtés de la bouche de métro. Cependant une oscillation d'écoulement est observée sur le côté de confinement ($x=0$ à 450mm).

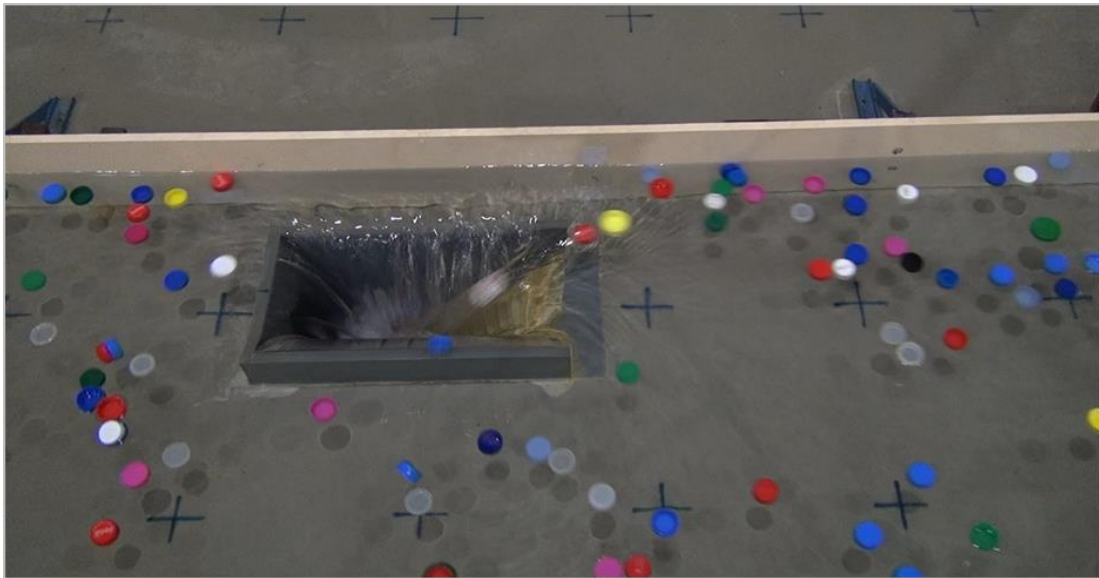


Figure 37. Ecoulement pour la configuration CA1.

a) Débit d'écoulement

Les écarts entre les débits mesurés dans cette configuration (CA1) et le débit total calculé par l'approche théorique sont inférieurs à 4% lorsque la hauteur d'eau est inférieure à 165 mm. Le confinement n'a pas d'influence sur la répartition des débits. On constate que le profil des débits mesurés de la configuration SA est quasiment le même que pour le profil de la configuration CA1. Cela veut dire que le confinement à 1m n'a aucune influence sur les débits entrant dans la bouche de métro.

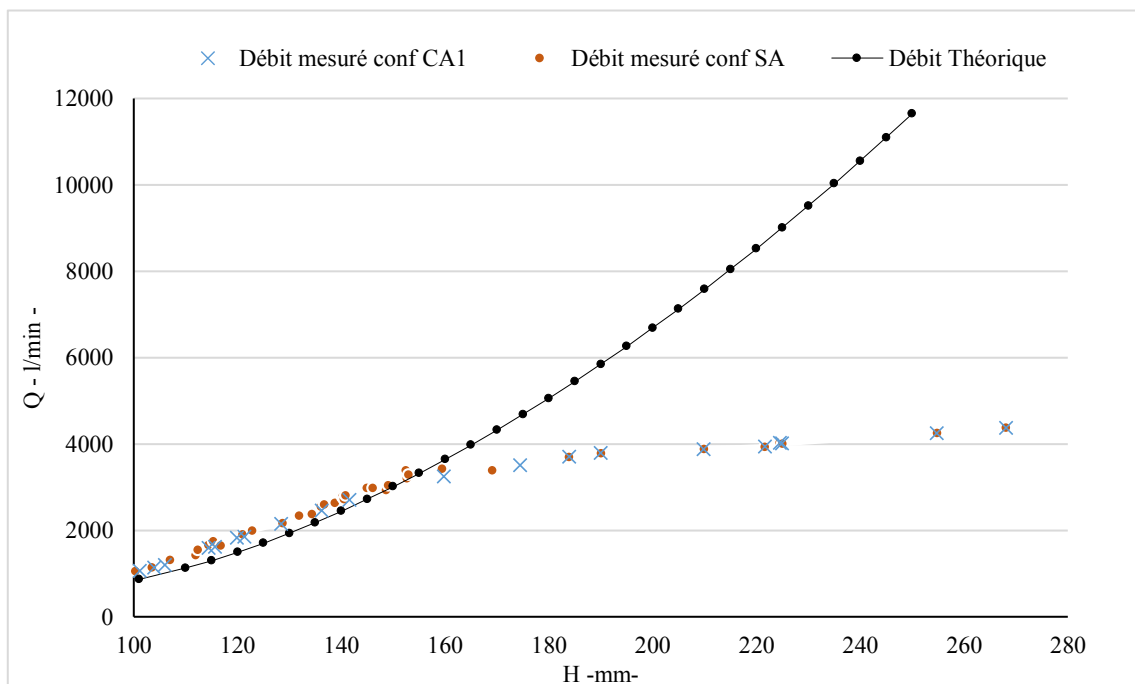


Figure 38. Comparaison entre débit théorique et débit mesuré pour la configuration SA et CA1

L'approche théorique est valable uniquement pour des hauteurs d'eau inférieures à 165mm. Au-delà de cette hauteur le débit d'écoulement calculé s'avère surestimé. L'écoulement est en effet en charge dans la bouche de métro.

b) Profil des hauteurs d'eau pour la configuration CAI

La figure suivante illustre la répartition de la hauteur d'eau sur le seuil et le côté arrière de la bouche de métro pour la configuration SA et CAI. Les hauteurs d'eau sur le seuil pour la configuration SA sont systématiquement plus importantes que celles de la configuration CAI. La différence de hauteur entre ces deux configurations d'eau est plus importante dans la zone d'écoulement majoritaire, à savoir, le centre de la bouche sur le seuil. Nous avons observé que la perte de hauteur d'eau à travers le seuil diminue dans la zone proche du centre de la bouche de métro.

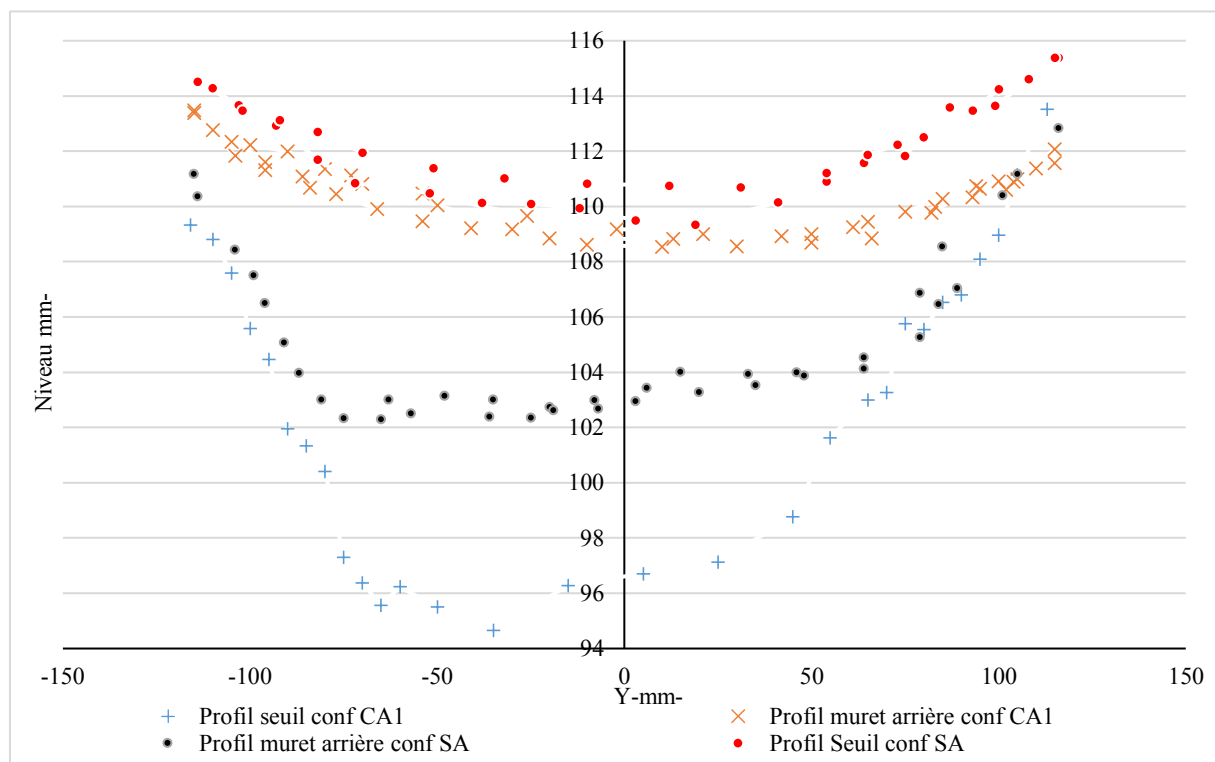


Figure 39. Profils des hauteurs sur le seuil et le muret arrière de la bouche de métro pour la configuration CAI et SA

La figure suivante illustre les profils d'eau sur le côté droit et gauche de la bouche de métro pour les configurations SA et CAI. On constate que tous les profils sont quasiment superposés, excepté le profil côté droit de la configuration CAI dont la variation apparaît comme beaucoup plus importante sur l'extrémité du côté droit de la bouche de métro. Cette diminution de hauteur peut être expliquée par la présence des fluctuations de la surface libre dans cette zone et par la circulation limitée du fait du confinement.

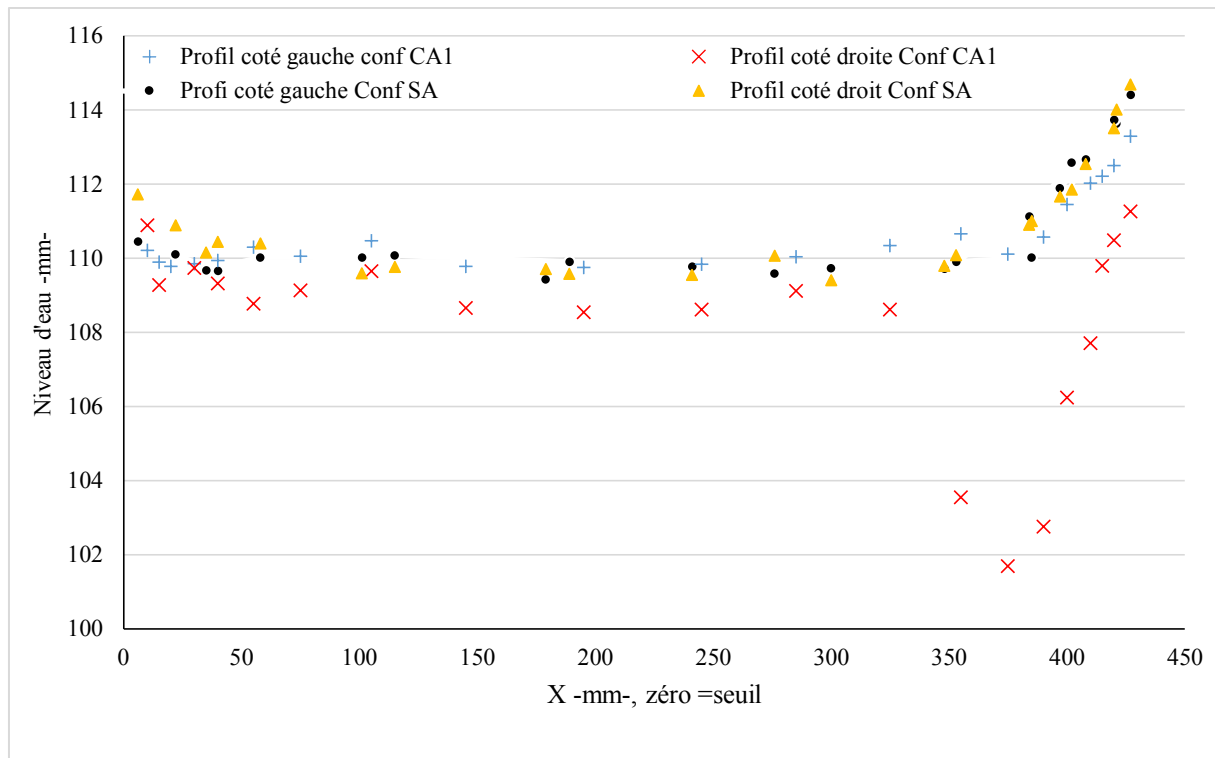


Figure 40. Profils des hauteurs sur le côté gauche et droit la bouche de métro pour un niveau amont de 115mm. Configuration SA et CA1

c) Champ de vitesse pour la configuration CA1

On observe que le champ de vitesse expérimental est perturbé notamment dans la zone *PCAI* (voir figure suivante côté droit de la bouche de métro). La vitesse mesurée est très faible dans le point de mesure *P6*. On constate la même norme de vitesse dans la zone des points de mesure *P6* et *P4* avec le point de mesure *P7* proche du muret arrière. On observe une déviation du sens de la composante de vitesse sur le côté de confinement dans la zone *PCAI*. Les mesures indiquent des variations du sens de l'écoulement. Les vecteurs vitesses ne sont pas perpendiculaires à l'axe du muret droit de la bouche de métro. Cela est expliqué par le fait que la circulation est limitée par le faible dégagement entre le mur de confinement et le muret de la bouche. Cette distance est de 10 cm. En revanche, légèrement au-dessous de la zone *PCAI*, on constate que les vitesses sont perpendiculaires à l'axe du muret.

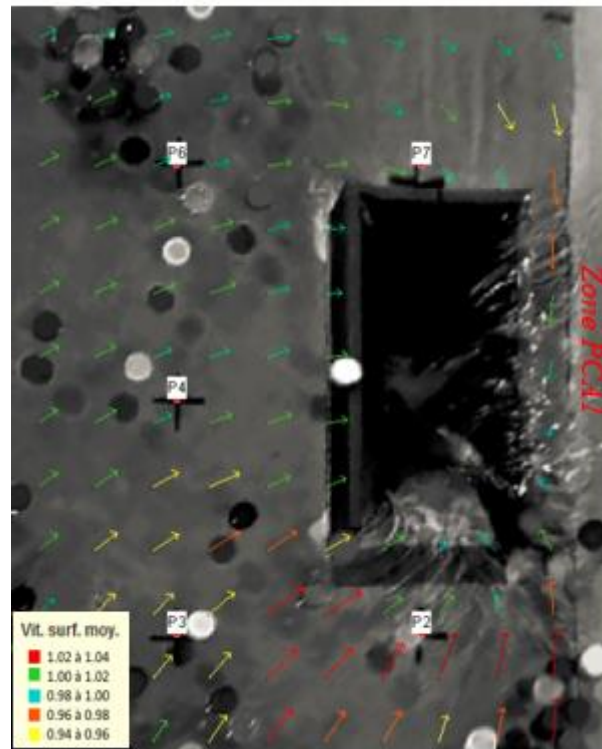


Figure 41. Champs des vitesses pour la configuration CA1.

La vitesse est plus importante sur le côté seuil devant l'escalier $V = 1.04$ m/s. Elle varie de 1 m/s jusqu'à 1.02 m/s sur les trois autres côtés. Le nombre de Froude varie entre 0.98 et 1.

3.5. Série 5. Configuration avec confinement 0 m à droite sans débordement CB0

Une structure d'écoulement divisé a été observée sur le seuil et dans l'escalier. Cette division entraîne une perturbation de l'écoulement sur le seuil. Le confinement est la cause de cette perturbation.

On note une dépression de la surface libre au centre du seuil ($x=0$, $y=0$ à -100), la profondeur de l'eau dans cette zone est inférieure à la hauteur à l'extrémité droite du seuil, du fait des vitesses plus importantes sur le côté gauche du seuil. L'écoulement est en revanche régulier lorsqu'on s'éloigne de la bouche de métro.

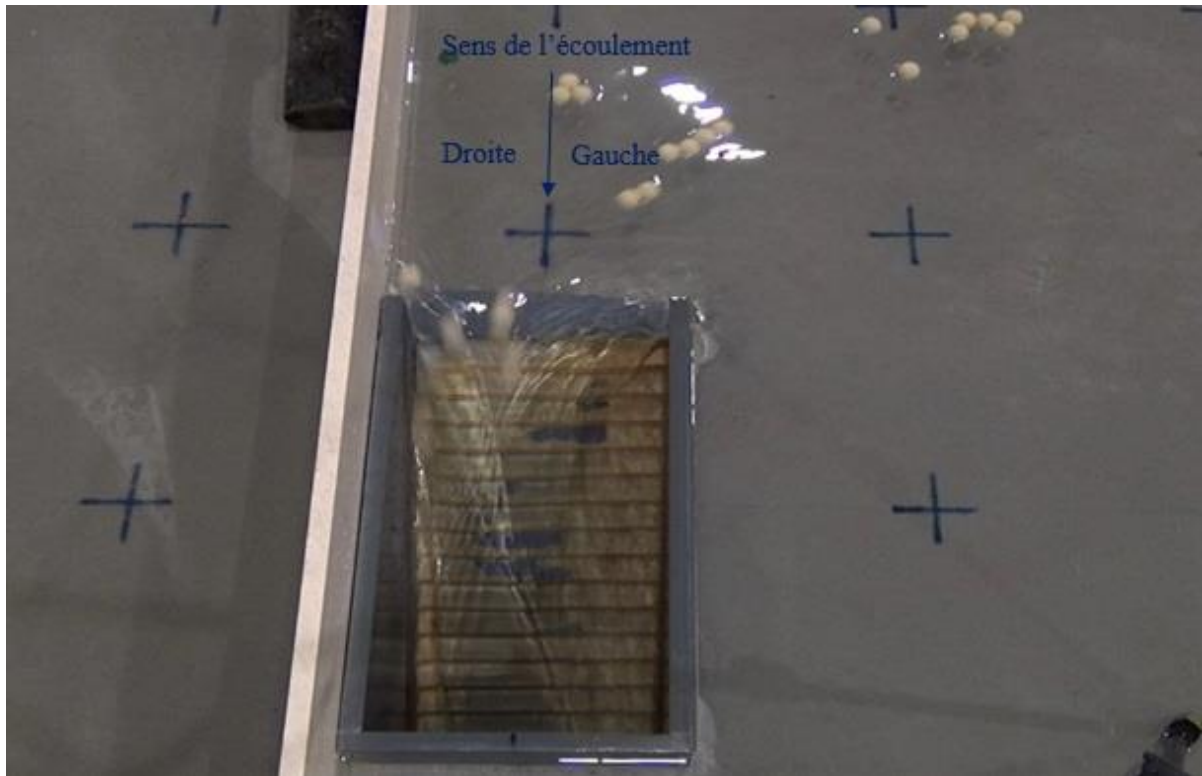


Figure 42. Ecoulement pour la configuration CB0.

a) Débit d'écoulement pour la configuration CB0

La courbe de débit présente une ressemblance avec la courbe de débit théorique. De plus elle est quasi identique à la configuration *SB* comme le montre la figure 43.

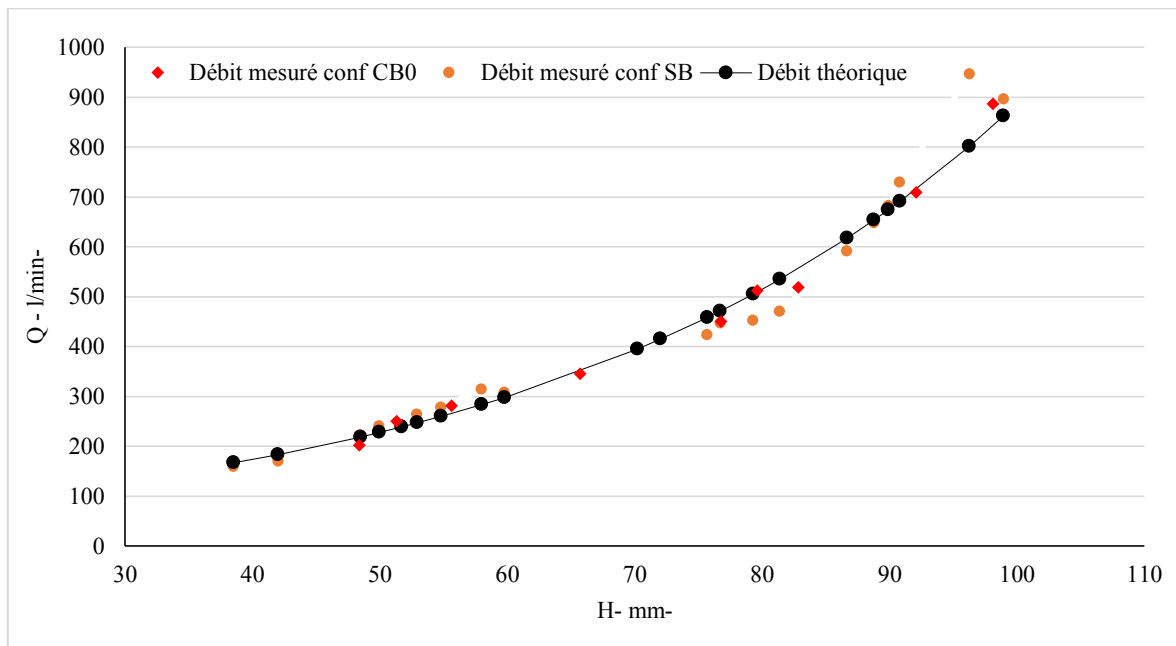


Figure 43. Comparaison entre débits théoriques et débits mesurés pour les configurations SB et CB0.

b) Profil de hauteur d'eau pour la configuration *CB0*

La figure suivante présente les hauteurs d'eau mesurées sur le seuil de la bouche de métro. On remarque sur la partie gauche de l'accès à la bouche de métro que la hauteur est faible pour cette configuration.

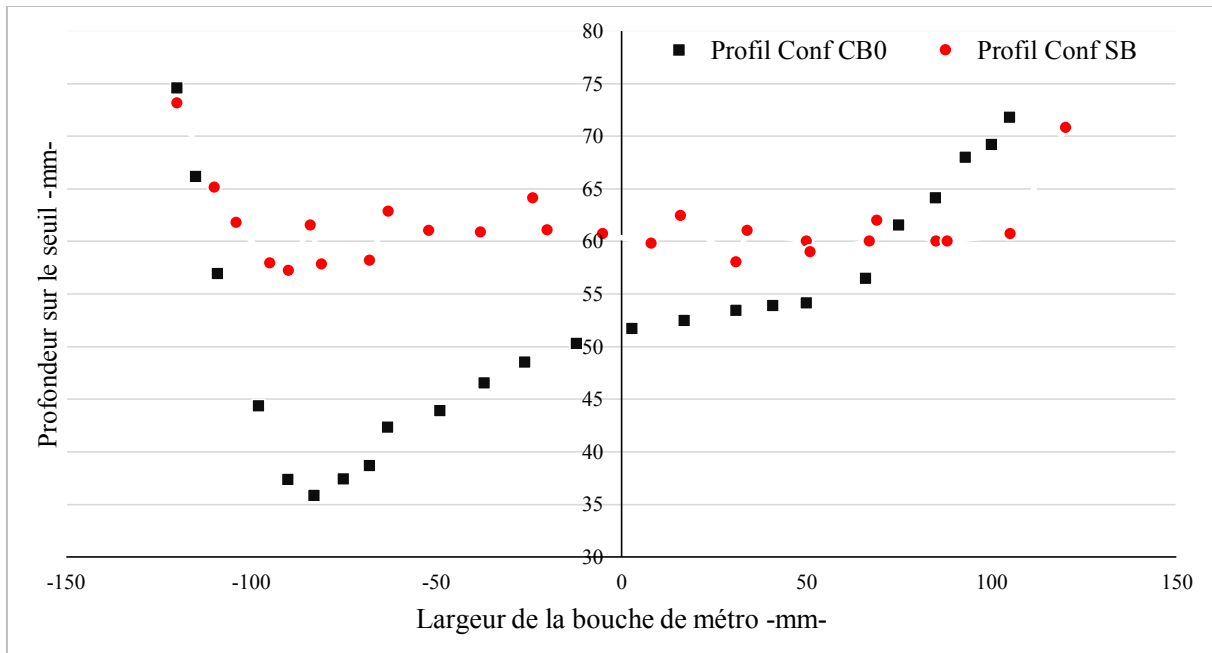


Figure 44. Profils de hauteur d'eau pour le seuil de la bouche de métro pour la configuration *CB0* et *SB*.

Il ressort de cette observation que le confinement est responsable de l'écart observé entre les hauteurs d'eau à droite et à gauche du seuil.

c) Champs de vitesse pour la configuration *CB0*

Les vecteurs vitesses ont une norme plus faible dans les zones situées aux points de mesure P4, P5, P6 et P8. Elles restent élevées dans la zone de point de mesure P2 où une accélération de l'écoulement se produit. La vitesse sur le seuil varie entre 0,76 (à gauche du seuil) et 0,70 m/s (à droite du seuil). Le nombre de Froude sur le côté gauche du seuil est égal à $Fr = 1,08$ est supérieur au nombre de Froude sur le côté droit où $Fr = 0,99$.

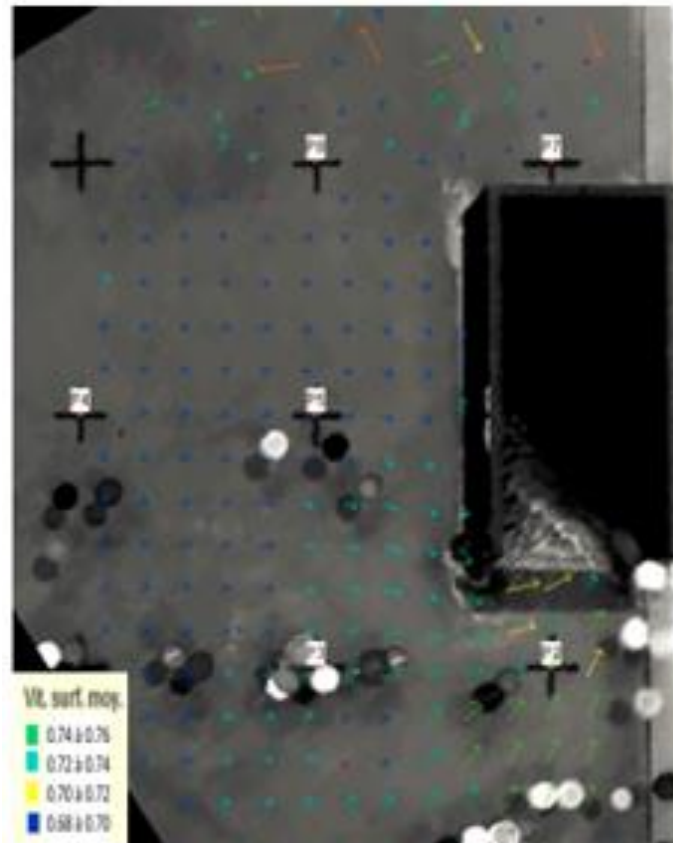


Figure 45. Champs de vitesse pour la configuration CB0.

3.6. Série 6. Configuration avec confinement 0 m à droite avec débordement CA0

L'écoulement est influencé par la condition de confinement pour cette configuration. Plusieurs ondes stationnaires ont été observées dans la zone A. On remarque la présence d'une zone morte dans la zone B.



Figure 46. Ecoulement pour la configuration CA0.

L'influence de la bouche de métro sur la ligne d'eau au niveau du seuil dépend du confinement. L'écoulement majoritaire atteint le seuil et se propage vers l'intérieur de la bouche et subit un développement de jet.

a) Débit d'écoulement pour la configuration CA0

La figure 47 représente l'évolution des débits d'eau rentrant dans la bouche de métro en fonction de la hauteur d'eau pour les configurations CA0 et SA.

Le débit théorique total est la somme des trois débits sur les trois côtés de la bouche de métro. La courbe de la configuration CA0 est en adéquation avec la courbe des débits théoriques lorsque la hauteur d'écoulement est inférieure à 165mm.

Le débit mesuré dans la configuration SA est plus élevé que celui de la configuration CA0 puisque l'écoulement est réparti uniquement sur les trois côtés de la bouche de métro. Dans les deux configurations on observe un écart avec la courbe de l'approche théorique à partir de la hauteur de 165mm car l'écoulement passe alors en charge à l'intérieur de la bouche de métro.

Les deux profils de débits présentent des ressemblances lorsque la hauteur d'eau est supérieure à 165mm.

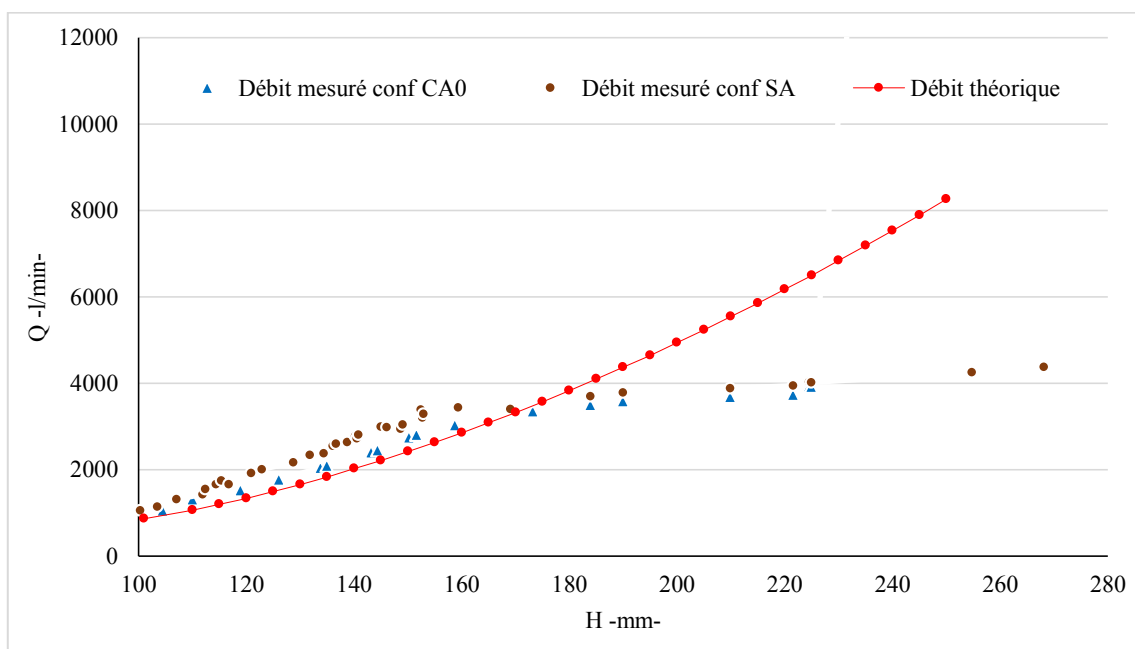


Figure 47. Comparaison entre le débit théorique et débit mesuré pour la configuration SA et CA0.

b) Profil de hauteur d'eau pour la configuration CA0

La figure 48 représente les hauteurs d'eau mesurées sur le seuil et sur le côté arrière de la bouche de métro. Nous remarquons que le profil de hauteur est influencé par les conditions de confinement. Les écarts entre les deux profils de hauteur sur le seuil pour les configurations CA0 et SA est important, notamment dans la zone située au centre de la bouche de métro. Les écarts sont moins importants à l'extrémité gauche du seuil ($Y = -80$ à -110).

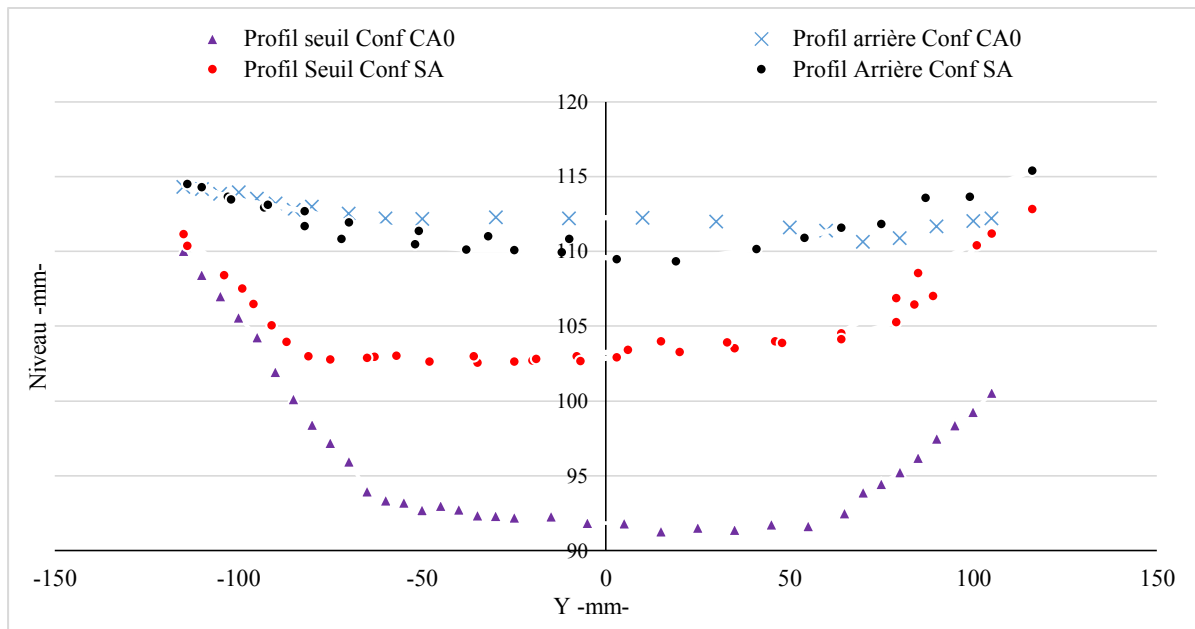


Figure 48. Profils de hauteur d'eau pour le seuil et côté arrière de la bouche de mètre pour la configuration CA0 et SA.

On constate visuellement que les écarts entre les deux profils gauches des configurations CA0 et SA sont très faibles. On note pour cette configuration que la hauteur d'eau reste identique à la hauteur initiale du côté du muret arrière.

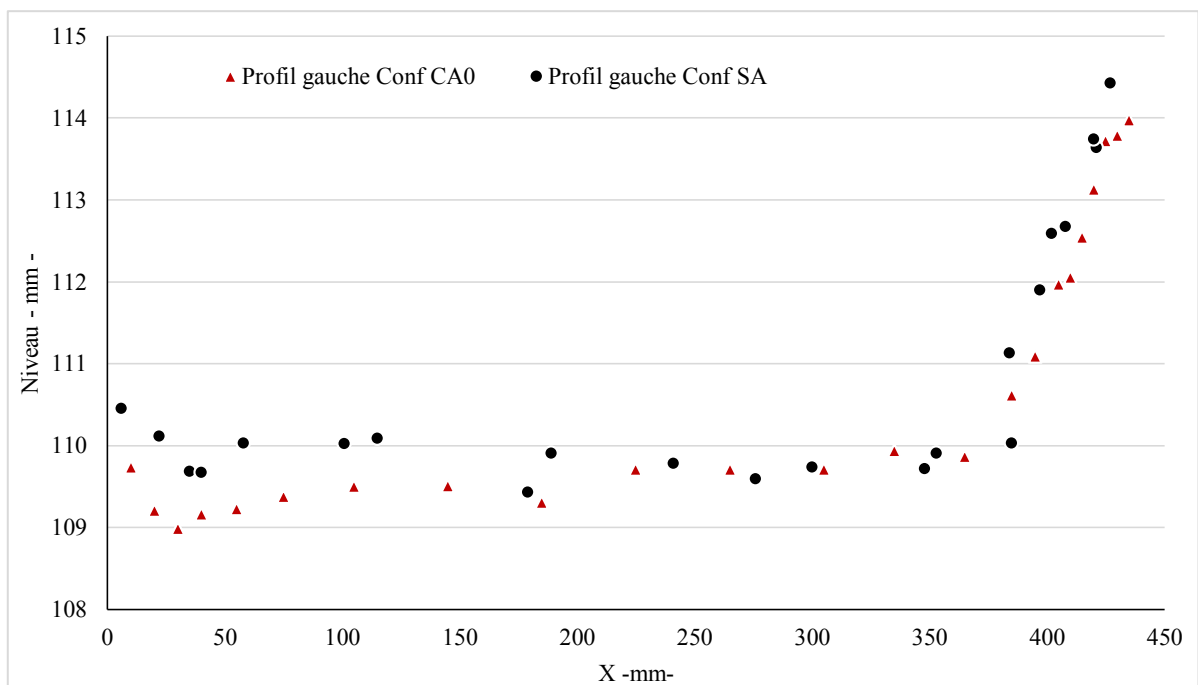


Figure 49. Profils de hauteur sur le côté gauche de la bouche de mètre pour un niveau amont de 115mm. Configuration CA0 et SA.

c) Champ de vitesse configuration CA0

La différence entre les champs de vitesses sur la zone des points de mesure P4, P5, P6 et P7 sont minimales, aussi qu'au niveau du muret gauche de la bouche de métro. On constate que la différence se localise à l'intersection des écoulements situés entre le muret gauche et l'entrée de la bouche de métro. Les vitesses sont importantes dans la zone de point de mesure P3.

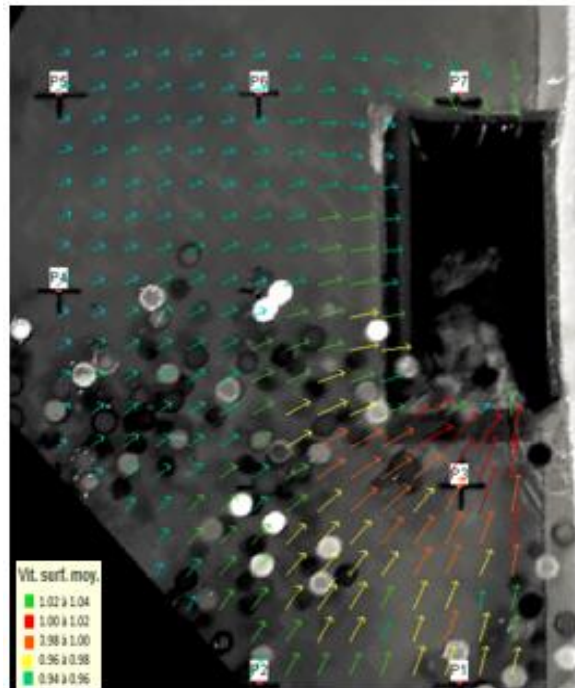


Figure 50. Champ des vitesses pour la configuration CA0.

Synthèse du chapitre 2

Ce chapitre a décrit les résultats des expériences réalisées dans notre travail. Six séries de configuration ont été testées.

Avant débordement la bouche de métro se comporte comme un déversoir. La première configuration *SB* montre que l'écart entre la hauteur de seuil et la hauteur amont ($H_s = 75\% H$) demeure identique quelle que soit l'évolution du débit d'écoulement.

Les mécanismes de répartition des débits sont semblables pour les configurations *SA* et *CAI*. La répartition des débits peut être calculée par l'application des lois de seuil. L'addition des quatre débits afin de définir le débit total est confirmée. Nous avons constaté qu'il n'y a pas de différences significatives entre les mesures expérimentales et les débits d'écoulement calculés théoriquement pour toutes les configurations avant débordement (*SB*, *CBI*, *CB0*). Ce constat est aussi vérifié pour les configurations après débordement (*SA*, *CAI*, *CA0*) à condition que la hauteur d'eau soit inférieure à 165 mm (début d'écoulement en charge au sein de la station de métro).

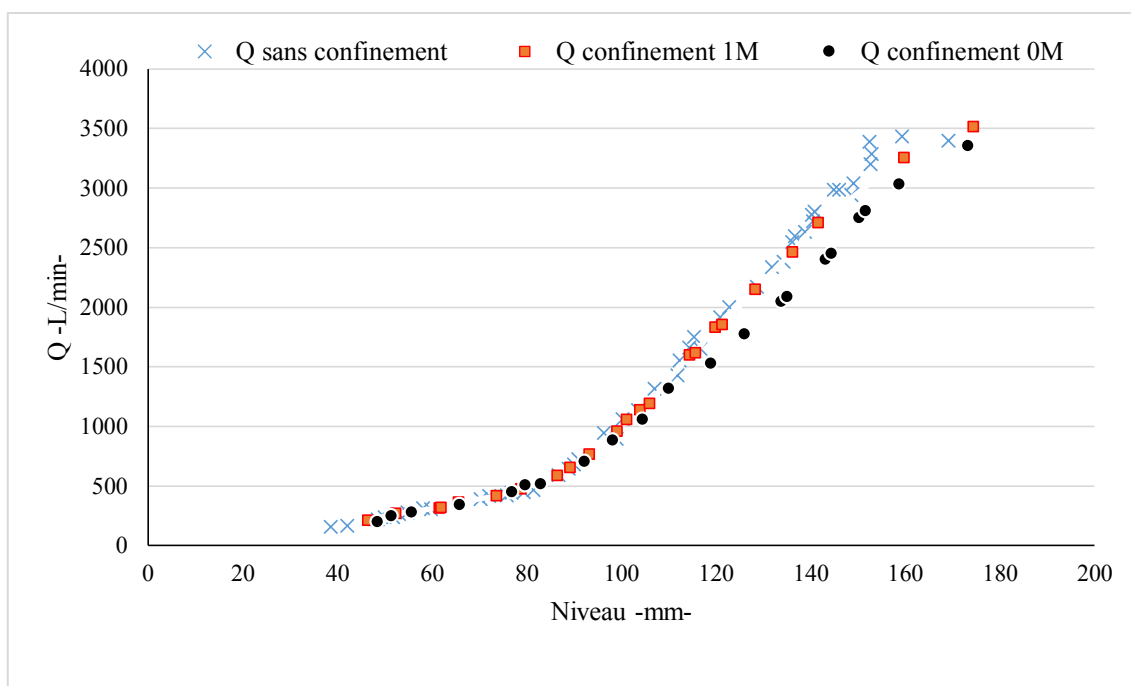


Figure 51. Comparaison des débits d'écoulement sans confinement et avec confinement

Des écarts sont observés pour la hauteur d'eau sur le seuil par rapport à la hauteur initiale d'écoulement. La hauteur moyenne sur le seuil est environ 91% de la hauteur amont pour les configurations *SA*, et 75% pour la configuration *SB*.

La présence de confinement influence les phénomènes qui se mettent en place au niveau de la bouche de métro (zone morte, ondulation). Le confinement complet réduit sensiblement les débits, ce qui n'est pas clairement observé avec un confinement latéral de 1 m.

La campagne de mesures expérimentales a permis de constituer un important jeu de données de hauteurs et débits d'écoulements dans une bouche de métro. Ces données seront utilisées pour deux objectifs :

- Transformer les séries de hauteurs d'eau en séries de débits d'écoulement dans le modèle Mike Urban, cela permet d'avoir un minimum d'exigence en données, d'obtenir de meilleurs résultats dans un temps de calcul court.
- Valider la modélisation numérique.

Cette approche physique nous a permis de valider l'utilisation d'une équation de seuil pour le calcul de débit entrant dans la bouche de métro et de valider l'hypothèse de l'addition des débits répartis sur la bouche de métro. Cette approche est valable pour chaque bouche de métro du réseau RATP.

Chapitre 3 : Modélisation numérique des écoulements autour d'une bouche de métro.

Objectifs

- Étudier le comportement du code.
 - Présenter le modèle de simulation numérique.
 - Vérifier si les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement sont bien reproduites numériquement.
-

La modélisation numérique des écoulements constitue l'une des principales méthodes permettant de répondre aux enjeux liés à l'estimation des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement. Elle est beaucoup utilisée pour la reconstitution ou la vérification des données observées ou encore, en complément de l'expérimentation, comme support à la recherche scientifique (Hingray et al, 2009).

Actuellement, les codes de calcul sont souvent utilisés pour modéliser les écoulements des inondations. En plus, la technologie et l'informatique sont en plein essor, ce qui a permis le développement d'un nombre important de logiciels de modélisation, plus aux moins complexes qui consistent à développer une représentation mathématique d'un écoulement qui se produit, de façon à pouvoir simuler son comportement hydraulique.

Les codes unidimensionnels sont basés sur des hypothèses simplificatrices qui peuvent être mises en défaut lors de la modélisation d'une inondation réelle (Finaud Guyot, 2009). Les codes bidimensionnels permettent de modéliser différents comportements d'écoulement mais ils exigent en contrepartie plus de données topographiques ainsi qu'un temps de simulation plus important.

L'écoulement lors d'événements exceptionnels (crue centennale) est un écoulement à surface libre qui peut être considéré comme bidimensionnel. De ce fait, les équations propices pour la simulation de ces écoulements sont celles de Barré de Saint Venant 2D (Arnaud, 2012).

Les équations de Barré de Saint Venant sont rappelées succinctement par la suite, elles sont destinées à prédire l'évolution temporelle et spatiale d'un écoulement majoritairement bidimensionnel. Elles sont obtenues en intégrant sur la verticale les équations de Navier Stokes avec l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions dans l'écoulement. Cette hypothèse simplificatrice est valable si : *a*) les accélérations verticales sont faibles devant la pesanteur, *b*) les hauteurs d'eau sont grandes par rapport aux irrégularités du fond, *c*) les rayons de courbure des lignes de courant dans un plan horizontal sont importants, *d*) la pente de la surface libre est faible et *e*) la vitesse est supposée constante dans toute la section verticale (Ghostine, 2009).

Cependant, la méthode de résolution de ces équations doit être choisie avec une attention particulière notamment pour en ce qui concerne le schéma numérique utilisé qui doit être adapté à l'écoulement étudié en prenant en compte la répartition des débits autour de la bouche de métro, ainsi que la géométrie et la topographie de l'ouvrage.

Ce chapitre décrit la modélisation numérique des écoulements à surface libre appliquée à la propagation des inondations autour d'une bouche de métro. Nous utilisons le code de calcul Reflux qui résout l'équation de Barré de Saint Venant 2D à l'aide d'un schéma aux éléments finis.

Cette étude a pour objet la vérification du comportement du code pour un écoulement en régime permanent autour d'une bouche de métro. On vérifie que dans un ouvrage de géométrie complexe tel que la bouche de métro, les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement (surface libre et vitesses) sont identiques à celles obtenues par l'essai expérimental. L'étude nous permet aussi de tester le code numérique pour les configurations de confinement.

1. Choix du modèle numérique

Différents modèles peuvent être utilisés pour simuler les inondations en milieu urbanisé en fonction des événements représentés et des objectifs des études. Les modèles de calcul des écoulements entrant dans un réseau simplifiant les processus en surface (réservoirs fictifs, lois de seuil entre les accès) semblent adaptés à notre cas d'étude.

Nous utilisons ici un modèle qui permet de résoudre les équations de Barré de Saint Venant (désigné par l'acronyme BSV) régissant les écoulements à surface libre en eau peu profonde. Pour plus d'informations sur la formulation des équations de BSV, le lecteur pourra se référer aux nombreux ouvrages qui y sont consacrés (Akanbi et katopode, 1988., Fennema et Chaudhry, 1990., Zhou et al, 2004., Ghostine, 2009).

Certains auteurs ont utilisé des codes 2D pour étudier la modélisation numérique des écoulements à l'échelle du quartier dans un espace souterrain, tel que le quartier de Kyoto (Ishigaki et al, 2008., Ishigaki et al, 2003), ou dans une ville urbaine (Soares-Frazao et al, 2008). Ces codes étaient adaptés à ce type de simulations et leurs résultats étaient satisfaisants.

2. Modélisation numérique par Fudaa-Reflux

2.1. Le code Fudaa Reflux

Le Fudaa Reflux développé conjointement par l'UTC et le CEREMA est un modèle numérique bidimensionnel aux éléments finis qui résout les équations de BSV sur un domaine plan. Ce code est basé sur le calcul de l'écoulement dynamique d'un point A vers un point B situé à l'aval pour un régime permanent ou transitoire, il est applicable au calcul des écoulements à surface libre dans le milieu fluvial, maritime et dans les estuaires (Hadji, 1997). Il permet de calculer la distribution du champ des hauteurs d'eau et des vitesses en tout point du maillage constitué par des triangles à 6 nœuds à l'intérieur du domaine et des éléments linéiques à 3 nœuds pour la prise en compte des conditions limites.

Ce code de calcul utilise les équations classiques de la mécanique des fluides pour déterminer les caractéristiques des écoulements à partir de ses conditions limites amont (apports d'eau) et des conditions limites aval (état de l'écoulement à l'aval de la zone considérée). Les équations traditionnellement utilisées en écoulement urbain sont les équations de Saint Venant qui sont des simplifications des équations de Navier-Stokes destinées au calcul des écoulements dont la composante verticale est suffisamment faible par rapport aux composantes horizontales (vitesses dans le plan de la surface libre).

L'avantage de ce code est qu'il est flexible et adaptable avec des modifications simples. Des exemples d'utilisation et de modification sont présentés dans (Zhang, 2004). La simulation d'événements d'inondation autour d'un débouché d'escalier effectuée à l'aide de ce code numérique permettra de définir ses limites pour des applications opérationnelles.

Nous citons succinctement les équations à résoudre et le principe de fonctionnement du modèle. Pour plus de détails sur les caractéristiques du Fudaa-Reflux et ses étapes de modélisations, le lecteur pourra consulter les travaux de thèse de, Zhang (1992), et Hadji (1995).

a. Modèle mathématique

Fudaa Reflux est un modèle bidimensionnel à surface libre construit sous les hypothèses des ondes longues et des faibles profondeurs d'eau. Le modèle bidimensionnel est obtenu en introduisant les vitesses moyennes sur la hauteur :

$$U = \overline{u_1} \text{ et } V = \overline{u_2} \quad \text{Éq 13}$$

Sous les hypothèses déclarées, on aboutit aux équations de BSV qui s'écrivent en coordonnées cartésiennes :

$$\begin{cases} \frac{\partial x}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} - \nu \Delta U - F_x = 0 & (14.1) \\ \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} - \nu \Delta V - F_y = 0 & (14.2) \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(HU)}{\partial x} + \frac{\partial(HV)}{\partial y} = 0 & (14.3) \end{cases} \quad \text{Eq 14}$$

F_x et F_y intègrent aussi bien les forces de volume (Coriolis) que les actions exercées sur le fond (Frottement) ou sur la surface libre (vent), ou encore des forces telles que les contraintes de radiations dans le cas des études des mouvements des vagues et des courants de houle, (Hadji, 1995).

b. Modèle numérique

Le modèle numérique est construit en introduisant une approximation par éléments finis dans la forme intégrale obtenue par la méthode des résidus pondérés appliquée sur l'équation 15, les fonctions-test δu , δv et δh étant choisies dans les mêmes espaces fonctionnels que les inconnues U , V et h :

$$I = \int_{\Omega} (\delta U(14.1) + \delta V(14.2) + \delta h(14.3)) \cdot d\Omega \quad \text{Éq 15}$$

Ω représente le domaine d'étude.

1) Forme intégrale

Après l'application du théorème de Green aux termes en dérivées secondes (terme de diffusion), ainsi qu'aux termes en dérivées spatiales de l'équation de continuité moyenne, et après regroupement des termes de même nature, la forme intégrale s'écrit :

$$I = I_t + I_u + I_v + I_h + I_g + I_\beta + I_w + I_{vent} + I_R + I_{U_n} + I_{U_t} + I_Q \quad \text{Éq 16}$$

Cette décomposition permet de distinguer les huit contributions suivantes :

- I_u : Termes de convection,
- $I_v + I_{un} + I_{ut}$: Termes de diffusion,
- $I_h + I_q$: Termes de continuité,
- I_g : Termes de gravitation,
- I_β : Termes de frottement du fond,
- I_w : Termes de Coriolis,
- I_{vent} : termes du vent,
- I_R : Termes des contraintes de radiations.

2) Approximation sur le domaine d'étude

L'application sur le domaine Ω des fonctions inconnues (U , V et h) et donc également des fonctions test (δU , δV et δh) est définie par un découpage de Ω en éléments triangulaires à six nœuds P2-P1 et quinze degrés de liberté :

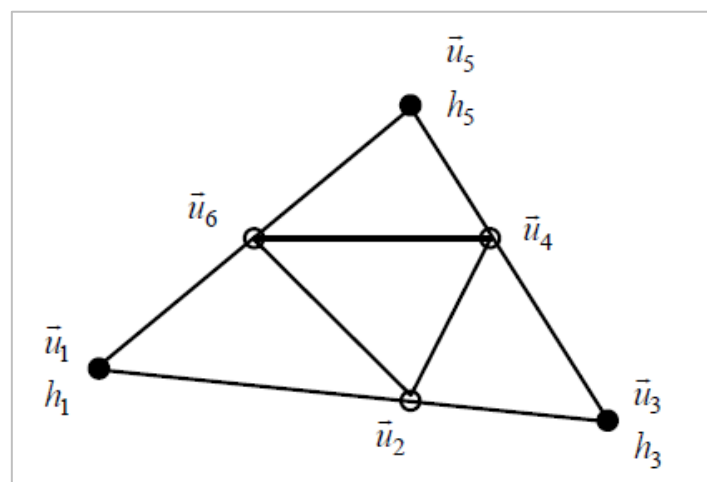


Figure 52. Élément P2-P1.

L'approximation de U et V est linéaire par morceau sur cet élément, cela veut dire qu'elle est linéaire sur chacun des quatre éléments triangulaires à trois nœuds T3 constituant l'élément P_2 - P_1 . Tandis que l'approximation de h est simplement linéaire sur l'élément P_2 - P_1 .

3) Approximation sur la frontière

L'approximation sur la frontière S des fonctions inconnues (U , V et h), et aussi des fonctions-test (δU , δV , et δh) est définie par un découpage de S en éléments linéaires à trois nœuds L3 et huit degrés de liberté.

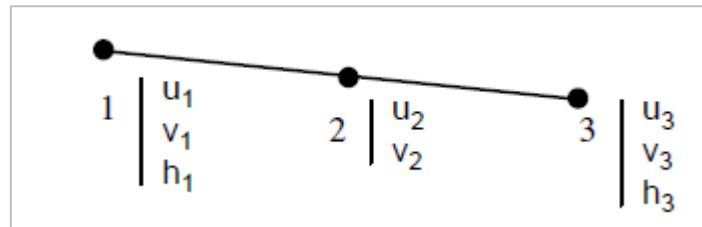


Figure 53. Élément L3.

Sur cet élément l'approximation de U et V est linéaire par morceau, c'est-à-dire qu'elle est linéaire sur chacun des deux éléments linéaires à deux nœuds L2 constituant l'élément L3.

Les formes matricielles sont construites par assemblage des formes matricielles obtenues sur les deux sous éléments L2, après avoir introduit un degré de liberté supplémentaire en h au nœud milieu tel que : $(h_2 = h_3 + h_1)/2$. Ce degré de liberté supplémentaire sera éliminé après l'opération d'assemblage.

3. Applications à l'écoulement dans une bouche de métro

Reflux est un logiciel qui résout les équations de l'eau peu profonde par la méthode des éléments finis. Il permet de calculer la propagation d'écoulement en régime permanent en tout point du domaine étudié. Dans le cas de la modélisation des écoulements autour d'une bouche de métro, nous avons modifié les formats des fichiers d'entrées pour pouvoir calculer la répartition des vitesses autour de la bouche de métro. L'objectif est de vérifier la capacité du code Fudaa Reflux à simuler les écoulements qui se développent autour d'une bouche de métro en respectant les mêmes conditions que dans les expériences. Cette vérification consiste à calculer les champs de hauteur d'eau et de vitesse à l'entrée de la bouche de métro et sur ses trois murets, et calculer la répartition des débits sur les quatre côtés de la bouche de métro. La comparaison des écoulements calculés numériquement par Fudaa Reflux avec les écoulements mesurés expérimentalement dans des conditions physiques et hydrauliques maîtrisées est présentée afin d'évaluer la capacité du code de calcul à modéliser ce type d'écoulement.

En ce qui concerne la bibliographie, aucune référence disponible n'a étudié la modélisation numérique d'écoulement dans une bouche de métro. Cependant plusieurs auteurs ont utilisé des modèles numériques résolvant les équations de BSV 2D afin d'étudier l'écoulement dans les jonctions et bifurcations (Shettar et al, 1996), (Khan et al, 2000), (Mignon, 2005), (Ghostine, et al 2007), (Arnaud, 2012). Ces auteurs ont montré que les codes de calculs permettent de bien représenter les structures d'écoulement notamment la distribution de débit dans les carrefours et les jonctions.

Zhang (2004) a utilisé Fudaa Reflux afin d'étudier la modélisation numérique d'écoulement en ville dans le cadre du projet Rio (Zhang, 2004). Un nouveau type d'élément a été ajouté dans le logiciel et des termes sources et puits ont été ajoutés dans le système d'équations afin de pouvoir coupler l'écoulement sous terrain avec l'écoulement à la surface libre. La majorité des détails des structures d'écoulement sont bien représentés par ce code de calcul.

Dans notre cas d'étude, un nombre de Froude $FR = 1$ sur les murets de la bouche de métro est implémenté dans le code Fudaa Reflux.

3.1. Maillage

Le fichier maillage est primordial afin de pouvoir créer un projet et démarrer une session de calcul sous Fudaa-Reflux. La méthode de maillage de la zone étudiée dépend dans une grande mesure de la densité d'urbanisation de cette zone (Mignot, 2005). Dans le cas de ce travail, les événements à représenter ont lieu en surface dans une zone sans densité urbaine. Il s'agit donc d'un domaine particulièrement simple. En effet un maillage simple représentatif du terrain décrivant le domaine d'étude est effectué par Oasis, mailleur développé par le CETMEF¹.

Dans Oasis, chaque nœud du maillage est renseigné suivant les deux coordonnées du repère orthogonal utilisé : x, y. En ce qui concerne la taille des mailles utilisées pour mailler le domaine, comme le rappellent (Gourbesville et Savioli, 2002), un compromis doit être fait entre des mailles très grandes qui tendent à simplifier fortement l'écoulement calculé et des mailles fines qui augmentent fortement le temps d'acquisitions des données et le temps de calcul. L'ensemble du domaine d'étude est maillé avec une taille de maillage caractéristique de 10 cm

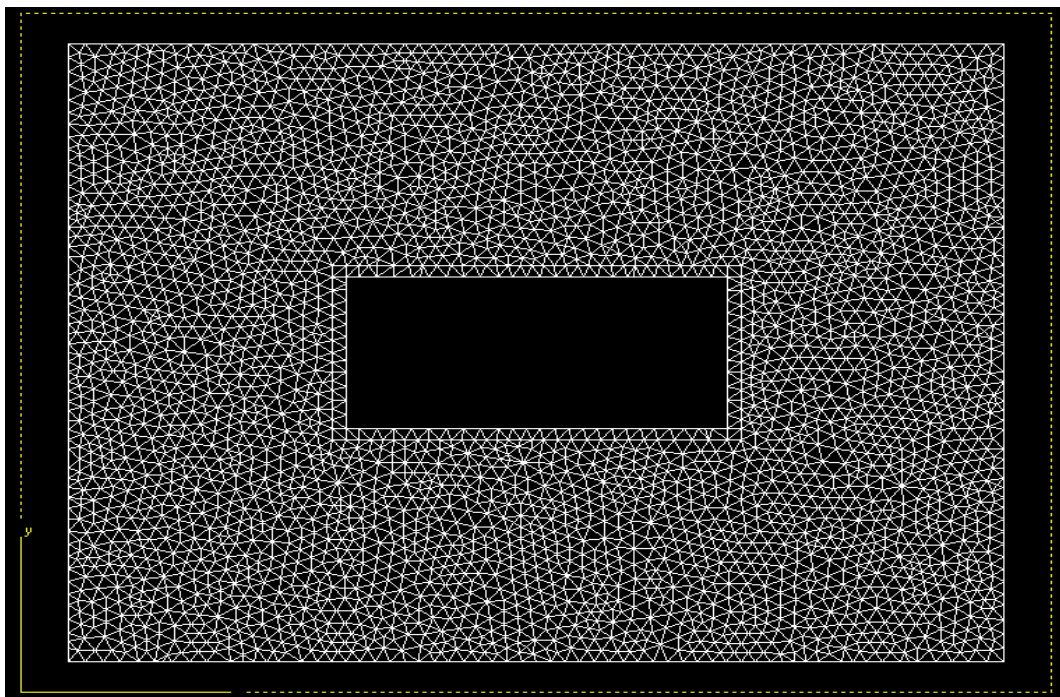


Figure 54. Maillage d'un contour autour de bouche de métro effectué par Oasis.

¹ Mailleur disponible sur le site du CEREMA : <http://www.eau-mer-fleuves.cerema.fr/installation-des-logiciels-a29.html>

La densité de maillage retenue pour notre cas d'étude correspond aux caractéristiques de maillage recommandées par le concepteur de Fudaa Reflux. Il s'agit d'un maillage de référence.

3.2. Choix des paramètres hydrauliques

En premier lieu, un choix des valeurs des caractéristiques dites hydrauliques est effectué pour Fudaa Reflux. Ce choix se base sur les caractéristiques de l'écoulement et de la zone d'étude. Le coefficient de frottement est considéré constant durant la totalité de l'événement quelles que soient les caractéristiques de l'écoulement et ne dépend que des caractéristiques du fond. La rugosité du sol correspond à la valeur de béton lisse dont le coefficient de Strickler est égal à $K = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Le code fait aussi appel à un coefficient de viscosité ν . Ce terme a pour vocation de rendre compte de la viscosité cinématique, de la viscosité turbulente ainsi que de la viscosité provenant de l'intégration des équations de Navier-stokes sur la verticale. Le coefficient ν utilisé dans ce mémoire est considéré constant dans l'espace sur l'ensemble de l'écoulement ($\nu = 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$).

La forme géométrique de la bouche de métro n'est pas modélisée. Dans notre cas d'étude l'écoulement dans une bouche de métro correspond à un écoulement sur les seuils. Il faut imposer un niveau d'eau en entrée de domaine et imposer un régime critique à l'entrée de la bouche de métro. Le régime critique doit donc être défini au préalable. Un nombre de Froude $Fr = 1$ est donc supposé sur le pourtour de la bouche de métro.

3.2.1. Mise en œuvre informatique

Une modification du format de BLOC DATA de fichier d'entrée de reflux a été effectuée afin de pouvoir calculer la répartition de débit. La figure ci-dessous illustre un exemple d'un fichier d'entrée modifié de Reflux.

```

=====
Description : Fichier d'entree de REFLUX
Cree par   : PREFLUX 5.0
=====
IMPRESSION: ITERATION
BLOC: DATA
VIT_NU_CON
COOR VIT_NU_CON      314117
 13.043      0.096      0.0
 13.125      0.0
DLPN
 2  2  3  2  3
 2  2  2  3  2  2  2  3  2  2  2  3  2  2  3  2
COND
 0  2  0
 0.0      0.0      1.7
8426 8143 7930 7811 7808 7586 7302 6989 6725 6387 6157 5739 5464 5133 5119 0
PRND
 2  0  0  0  2  0  0  0  2  0  0  0  2  0  0  2  0  0
270.000001  0.0  0.0  0.0  0.0270.000001  0.0  0.0  0.0  0.0
270.000001  0.0  0.0  0.0  0.0270.000001  0.0270.000001  0.0  0.0
      0.0  0.0  0.0  0.0270.000001  0.0314.999991  0.0
ELEM
      6979  6
3298 3094 3096 3031 3033 3032
8951 8952 9266 8953 8954 8950
TPEL
 5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5
 5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5  5
PREL
 1  1  1  1  4  7
 3  2  1  1  1  2  2  2  2  2  1  3  1  2  2  1
      2  2  2  2  2  2  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0
      0.1  70.0  0.0  0.0  0.0  0.0  0.0
FICHIER: metro_1.siv
FICHIER: metro_1.sov |
FICHIER: metro_1.sfv
IMPRESSION: ITERATION
BLOC: PLUS
VIT_NU_CON
 0      ! I_ONDE: non, >=1: oui HO_ UO_ VO_ H_ A_ OMEGA_ ALPHA_
 0      ! I_VARI: uvrv, =1: on
 1      ! I_VISC: non, =1: oui
 0      ! I_LIMI: non, =1: oui, VMAX_ FRMAX_
15.0
1.5
 1      ! I_POIN: oui, resultats aux noeuds, NP_ IP_(1:NP_)
 0      ! NP_: nb de noeuds
 1
10000.0
 0      ! I_B_CD
 0.1    ! C_MASS
 0.001
 0.05
BLOC: FLUT
VIT_NU_CON
      1  0.0
VIT_NU_CON
STATIONNAIRE
NEWTON      1.0  0.0010  0.0050  20  1.0  1.0  1.0
COEFFICIENTS
      1  0.0  0.0  0.0
IMPRESSION
STOP

```

Figure 55. Fichier d'entrée de Reflux.

Le BLOC DATA contient les cartes de données de discrétisation d'éléments finis, identifiées par les mots clés COOR, DLPN, COND, PRND, ELEM, TPEL, et PREL, ces cartes ont été modifiées. Un BLOC PLUS est ajouté dans ce fichier afin que les propriétés de calcul soient adaptées à notre cas d'étude.

3.2.2. Configurations et cas d'études

Les mêmes configurations effectuées pendant les expériences sont modélisées numériquement. Pour chaque configuration, les résultats de la modélisation numérique sont comparés avec les résultats issus des mesures expérimentales.

Les séries d'expérience *SB* et *SA* ont aussi pour objectif de vérifier si le modèle est apte à représenter de manière satisfaisante les structures d'écoulement qui ont lieu autour d'un débouché d'escalier isolé placé au centre d'un écoulement. Dans ce premier cas, le domaine d'étude est représenté de façon simplifiée.

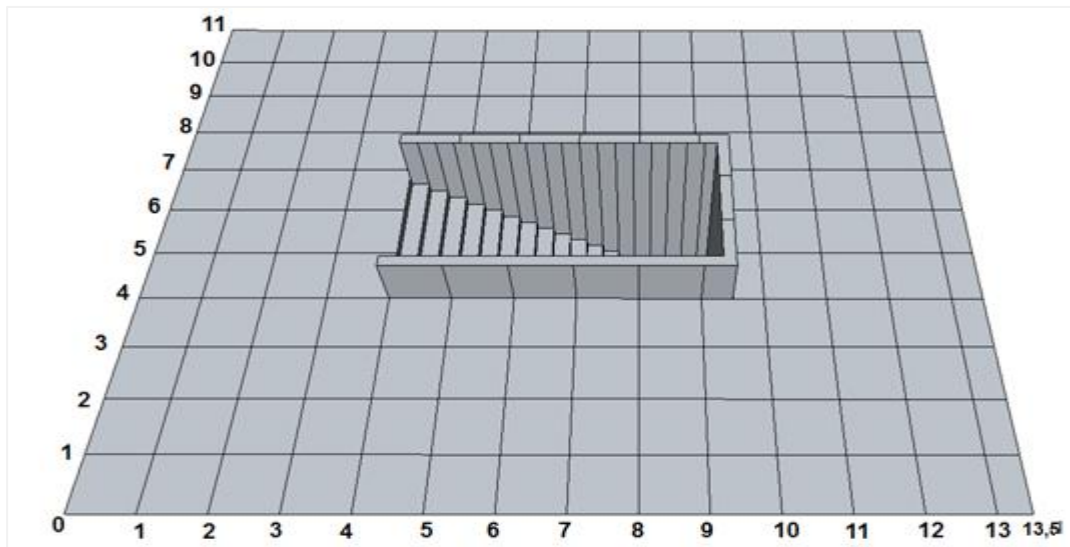


Figure 56. Schéma représentatif du domaine d'étude pour la configuration SA et SB.

La géométrie des marches de l'escalier n'est pas représentée dans cette étude. Dans ces configurations, la modélisation a en général pour but de représenter la dynamique de l'événement, c'est à dire de calculer le débit d'écoulement sur chaque bord du périmètre inondé puis à l'entrée du débouché d'escalier, de suivre l'évolution de l'étendue de la zone inondée et de déterminer les hauteurs au cours de l'événement.

3.2.3. Récupération des résultats

Les débits pour chaque section et pour chaque hauteur imposée sont récupérés dans un fichier de sortie (figure 57).


```

===== PAS NUMERO : 1 ITERATION NUMERO : 8 TEMPS 0.10000E+00
SECTION NO 1
NOEUDS Un Ht qn
5120 -0.041 1.700 -0.070
5120 -0.041 1.700 -0.070
5119 -0.031 1.700 -0.052
5119 -0.031 1.700 -0.052
5117 -0.013 1.700 -0.023
5117 -0.013 1.700 -0.023
5118 -0.003 1.700 -0.006
SECTION 1 Q= -12.876 qm= -1.1705
1 -12.8757473786250
35.5614973262032
SECTION NO 2
NOEUDS Un Ht qn
9266 2.199 1.214 2.670
9265 3.345 1.147 3.839
9265 3.345 1.147 3.839
9362 3.238 1.081 3.499
9362 3.238 1.081 3.499
9361 3.275 1.100 3.604
9361 3.275 1.100 3.604
9584 3.312 1.120 3.709
9584 3.312 1.120 3.709
9582 3.331 1.132 3.769
9582 3.331 1.132 3.769
9744 3.350 1.143 3.830
9744 3.350 1.143 3.830
9743 3.355 1.150 3.858
9743 3.355 1.150 3.858
9921 3.361 1.156 3.886
9921 3.361 1.156 3.886
9919 3.370 1.160 3.908
9919 3.370 1.160 3.908
10178 3.379 1.163 3.930
10178 3.379 1.163 3.930
10176 3.378 1.163 3.930
10176 3.378 1.163 3.930
10390 3.377 1.164 3.930
10390 3.377 1.164 3.930
10392 3.375 1.161 3.919

```

Figure 57. Résultat de calcul (Un, H, q) récupéré à partir d'un fichier de sortie.

4. Résultats

Nous présentons les résultats des six configurations traitées dans l'étude expérimentale : *SA*, *SB*, *CBI*, *CAI*, *CBO*, *CAO*. Le calcul de débit, de champs de vitesse et hauteur d'eau sont présentés dans chaque configuration. Les résultats de l'approche numérique sont comparés aux résultats des mesures et aux résultats de l'approche théorique.

4.1. Débit d'écoulement

La hauteur d'eau aux limites du domaine est imposée. Les résultats présentés dans la figure suivante sont obtenus en calculant l'écoulement à l'aide du maillage de référence décrit au paragraphe précédent. L'écoulement étant sans débordement, seul le débit entrant à travers l'escalier est comparé aux débits théoriques et mesurés.

Le débit s'annule en même temps que la hauteur d'eau. Le débit est calculé par résolution des équations hydrodynamiques.

Le code permet de calculer le débit de manière assez précise (l'écart est inférieur à 6%). La courbe de débit numérique confirme que la variation de débit en fonction de la hauteur d'eau est correctement présentée par rapport aux caractéristiques sélectionnées de notre maillage de référence. Le calcul de débit pour cette configuration est en adéquation avec le débit d'écoulement expérimental et théorique.

Dans la deuxième configuration, l'écoulement majoritaire rentre à travers l'escalier « x » et les deux débits latéraux sur les murets 2 et 3 de la bouche de métro sont égaux du fait de la symétrie de l'ouvrage. Le débordement se produit sur les trois côtés du débouché d'escalier. Le modèle produit une bonne approximation de la solution théorique. La figure suivante illustre les résultats de 1) débit calculé par l'approche numérique en fonction de la hauteur d'écoulement. 2) débit calculé par l'approche théorique et 3) débit mesuré.

Dans la configuration CB1 l'écoulement rentre dans la bouche de métro à travers l'escalier, les résultats de débit d'écoulement dans cette configuration correspondent aux résultats de la configuration SB. Il n'y a pas d'influence de confinement sur la distribution de l'écoulement.

Concernant la quatrième configuration CA1, les résultats numériques sont très proches et correspondent à la solution théorique, on constate que la courbe de débit expérimentale a la même précision que celle de débit numérique avant la mise en charge des écoulements.

De même les simulations de débit dans les configurations CB0 et CA0 ont montré des résultats très proches des résultats de mesure.

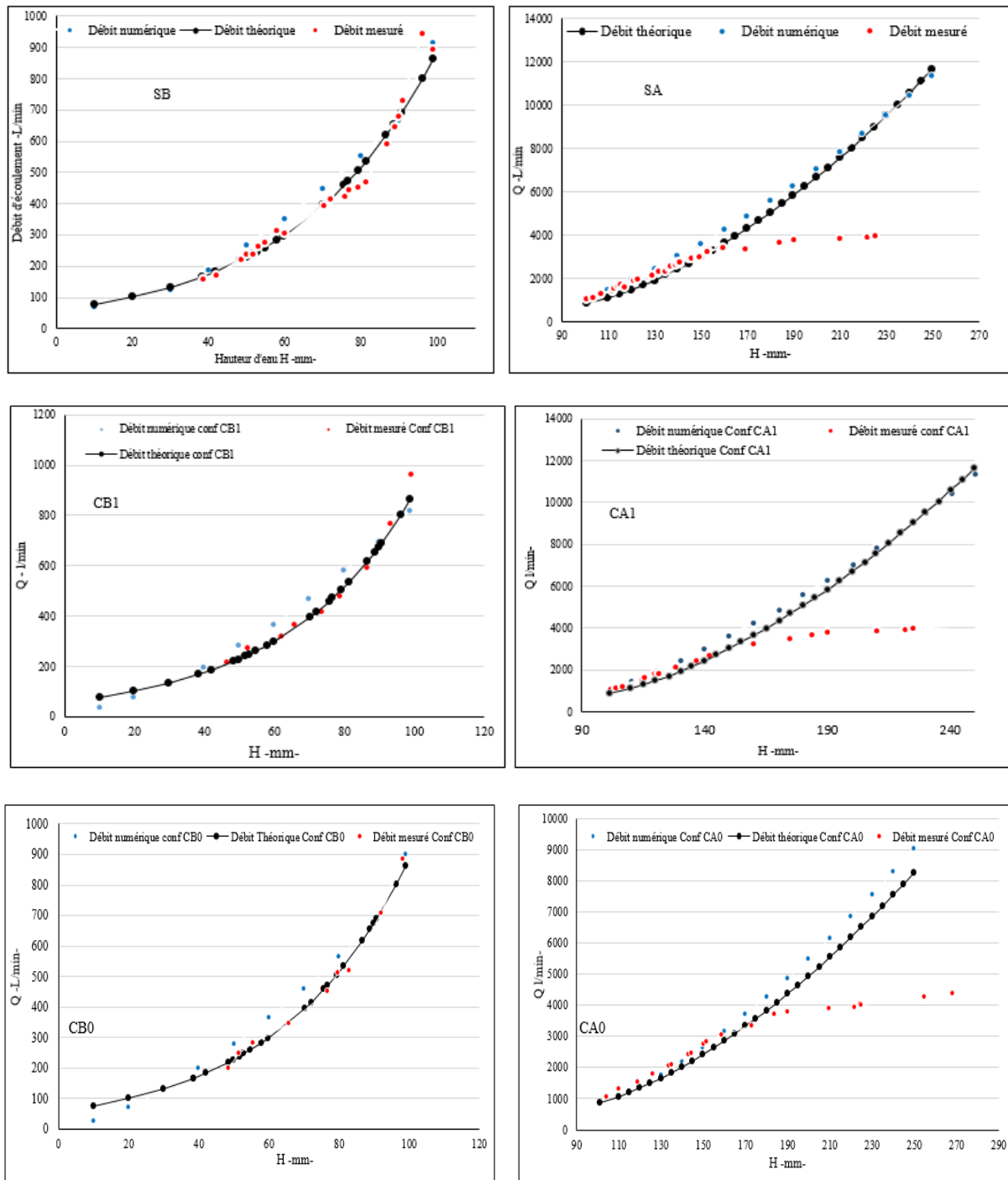


Figure 58. Courbes des débits d'écoulement expérimentale théorique numérique pour les configurations : SB, SA, CB1, CA1, CB0, CA0.

La figure 59 présente les résultats numériques des trois cas de confinement, ainsi les résultats théoriques. Nous constatons les mêmes résultats avec les mesures lorsque H est inférieure à 160 mm. Néanmoins, le modèle numérique ne permet pas de définir la débitance.

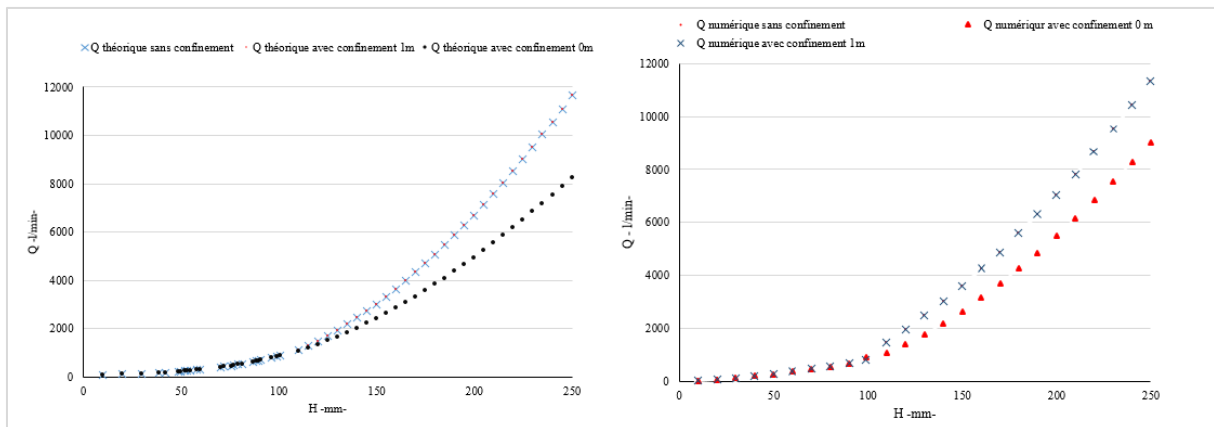


Figure 59. Courbes des différents débits d'écoulement numériques et théoriques pour les trois cas de confinement.

4.2. Profil de hauteur d'eau

Dans la configuration *SB*, l'écoulement a toujours lieu vers le réseau à travers l'émergence. Comme la montre l'illustration de la cote de surface sur la figure suivante, au départ, la hauteur d'eau induite sur le contour se répand librement vers le débouché d'escalier puis l'écoulement contourne l'émergence. Ensuite il se réfléchit dans l'accès de la bouche de métro.

Les résultats de simulations des écoulements après débordement sans confinement sont illustrés sur la figure *SA* où le lecteur constatera la diminution de la hauteur d'eau autour du débouché d'escalier. La forme de l'écoulement se réfléchit dans l'entrée d'escalier et sur les parois

Le code utilisé a donc pu représenter ici les formes classiquement rencontrées par les écoulements à travers les déversoirs : les transitions entre les régimes d'écoulement, les zones d'accélération qui peuvent apparaître autour d'un débouché d'accès à une station de métro lors d'inondations urbaines. En effet, la forme de l'écoulement observée numériquement montre une zone de transition juste avant l'entrée du débouché d'escalier entre les deux régimes d'écoulement. Le débit d'écoulement Q provoque une transition de l'écoulement fluvial à l'amont de l'entrée du débouché d'escalier à un écoulement torrentiel à l'aval.

Un point important à relever, est la stabilité de la hauteur d'eau obtenue numériquement sur le seuil. Et une légère surestimation de la hauteur par rapport la hauteur d'écoulement mesurée, notamment sur le seuil. La variation de la hauteur d'eau le long du seuil n'est pas reproduite par le code Fudaa Reflux. La hauteur sur le seuil demeure la même le long du seuil ($H_s = 67\text{mm}$ sur le seuil pour une hauteur amont de 75mm). La non variation de la hauteur sur le long du seuil est due au fait que nous avons fixé un régime critique sur le seuil ($Fr = 1$). Le code calcule donc la hauteur critique. Cette hauteur h_c situé avant la chute est supérieure à la hauteur du seuil H_s , ce qui explique la légère surestimation présentée par le code.

Les illustrations sur les figures 60 et 61 représentent des hauteurs d'eau simulées en comparaison avec les hauteurs d'eau mesurées pour chaque configuration. On constate globalement que les hauteurs d'eau ne sont pas bien reproduites par le code Fudaa reflux. Le

niveau de hauteur d'eau calculé numériquement s'avère le même pour toutes les configurations avant débordement : *SB*, *CBI*, *CBO*.

On observe que la hauteur d'eau calculée numériquement sur le côté seuil est toujours supérieure à celle mesurée pour toutes les configurations. L'écart entre la hauteur d'eau simulée sur le seuil et la moyenne de la hauteur mesurée est de 9 % pour les configurations *SB*, *et CBI et CBO*. La hauteur d'eau sur le côté seuil est bien reproduite par le code pour la configuration *SA* avec un écart de 1 %. Un écart plus important est constaté pour la configuration *CA0* dans laquelle la hauteur d'eau simulée sur le seuil est supérieure de 22 % à la hauteur mesurée.

On observe comme précédemment et pour toutes les configurations après débordement, que les résultats obtenus par le modèle numérique ne sont pas satisfaisants. Les hauteurs d'eau calculées numériquement sur les frontières droites et gauches de la bouche de métro ne correspondent pas aux résultats de mesures. La hauteur d'eau numérique reste inférieure à la moyenne de la hauteur mesurée sur les deux murets droit et gauche et ainsi sur le côté arrière de la bouche de métro. L'écart entre les deux hauteurs sur ces 3 cotés représente 5 % pour les configurations *SA*, *CA1* et *CA0*.

L'étude expérimentale présentée dans le chapitre précédent avait montré qu'il existe des fluctuations des hauteurs d'eau mesurées sur chaque côté. Les oscillations de la hauteur d'eau sur la bouche de métro ne sont pas représentées numériquement. Il faut se rappeler qu'une hypothèse de régime critique a été faite, nous avons considéré que le $Fr = 1$ sur le seuil et les murets de la bouche de métro. Donc la vitesse d'onde de surface qui dépend de la hauteur critique est égale à la vitesse critique de l'écoulement et le profil de hauteur sur le seuil correspond aux profils de la hauteur critique. Globalement les hauteurs simulées ne sont pas parfaitement en accord avec les mesures. Les écarts entre les hauteurs d'eau mesurées et simulées sont représentés sur les courbes suivantes.

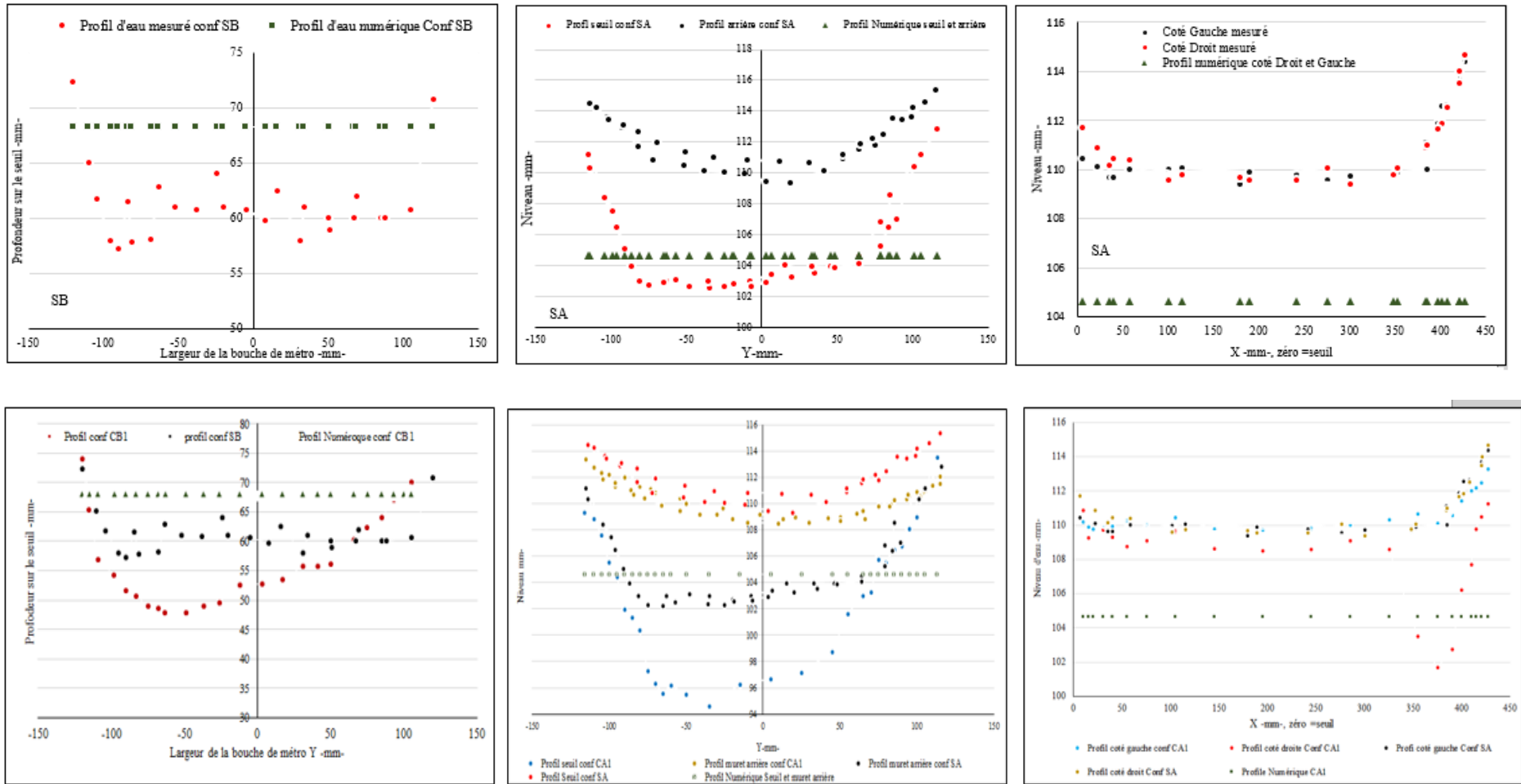


Figure 60. Hauteurs d'eau numériques et expérimentales sur le seuil et les murets de la bouche de métro pour les configurations : SA, SB CB1, CA1.

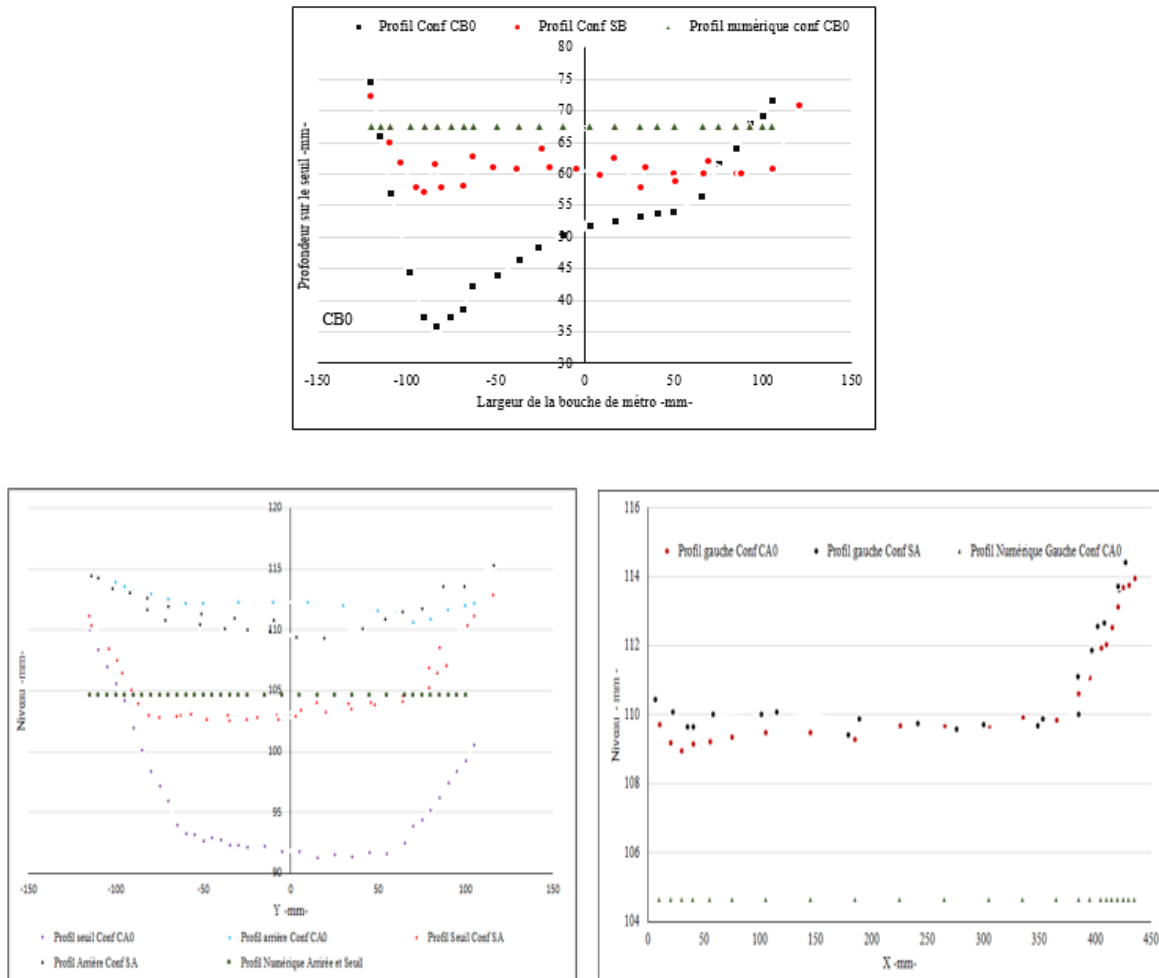


Figure 61. Hauteurs d'eau numériques et expérimentales sur le seuil et les murets de la bouche de métro pour les configurations : CB0 et CA0.

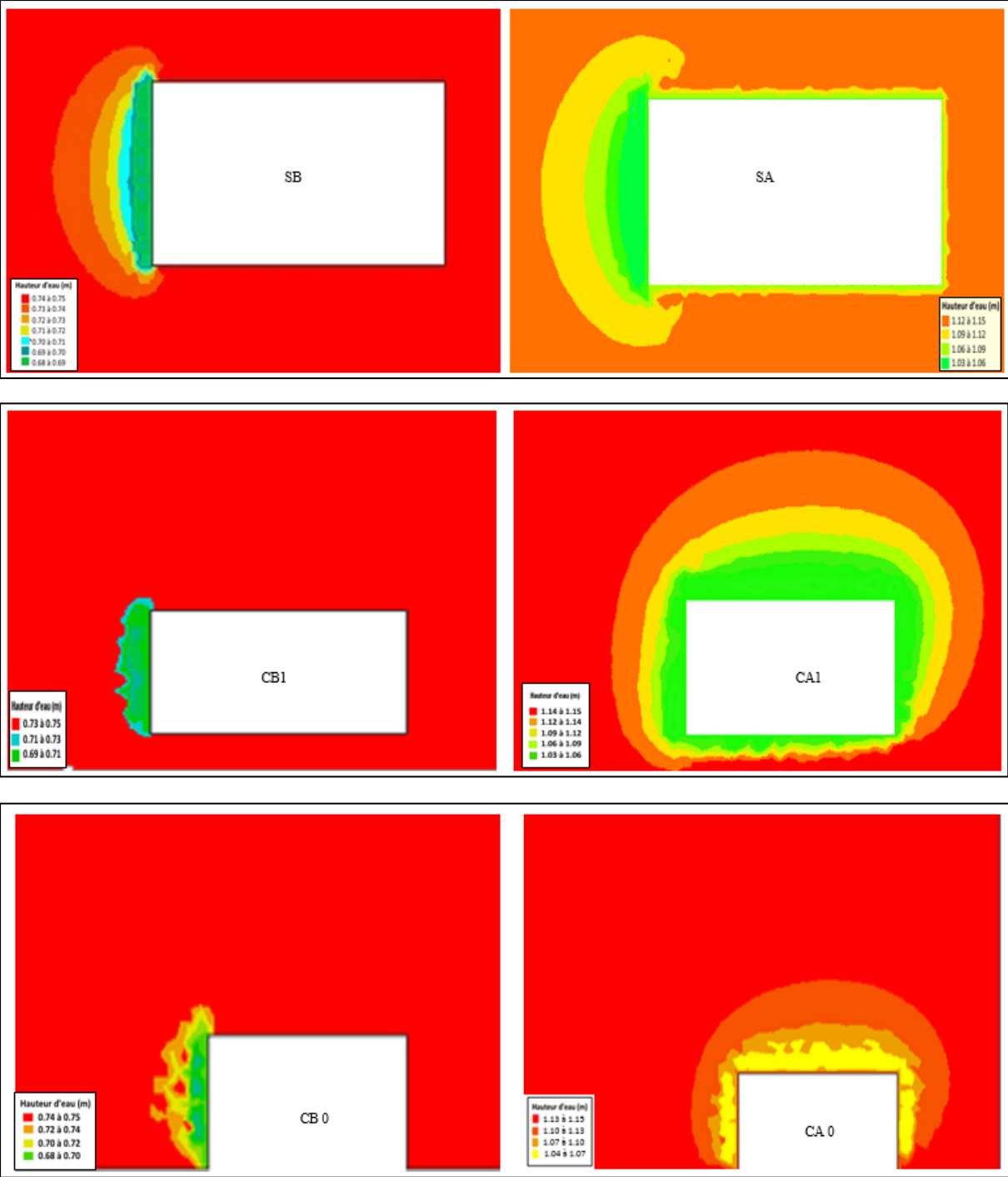


Figure 62. Cote de la surface libre de l'écoulement pour les configurations SB, SA, CB1, CA1, CB0, CA0.

4.3. Champs de vitesse

Une série de simulation numérique de champs de vitesse est comparée aux résultats obtenus par la méthode LSPIV. Les Figures suivantes illustrent les champs de vitesses mesuré et calculé par le code de calcul *Fudaa reflux* pour les différentes configurations.

Les caractéristiques d'un écoulement en régime critique sont bien reproduites sur le pourtour de la bouche de métro pour toutes les configurations étudiées.

Pour la première configuration *SB* on observe des zones d'accélération à l'entrée de l'émergence. Les vitesses les plus fortes sont situées à l'entrée et elles correspondent aux vitesses critiques. Les vitesses d'écoulement diminuent et demeurent constantes le long des trois côtés de la bouche de métro. Sur le seuil nous remarquons que le sens des vecteurs de vitesse numérique correspond à la solution expérimentale.

Concernant la deuxième configuration *SA*, la vitesse de l'écoulement sur le seuil mesuré expérimentalement est différente de celle calculée numériquement sur les côtés de la bouche de métro. Cela peut s'expliquer par la variation de la hauteur d'écoulement sur le pourtour de la bouche de métro. En effet l'étude expérimentale avait montré que le nombre de Froude sur le seuil $Fr = 1.02$ est différent à celui calculé sur les 3 cotés $Fr = 0.98$.

L'étude expérimentale avait montré que le régime d'écoulement n'est pas le même sur le côté seuil pour la configuration *CBI* et *CBO*, l'écoulement s'est avéré tranquille dans la zone droite du seuil et supercritique dans la zone gauche. Cependant l'écoulement du modèle numérique est toujours en régime critique pour les configurations *CBI* et *CBO*.

Comme précédemment, des écarts de vitesse sont observés sur les quatre côté de la bouche de métro, pour la configuration *SA1* et *SA0*, ils peuvent s'expliquer, par l'égalité des vitesses d'écoulement numérique sur tout le pourtour de la bouche de métro ce qui n'est pas le cas pour les vitesses expérimentales.

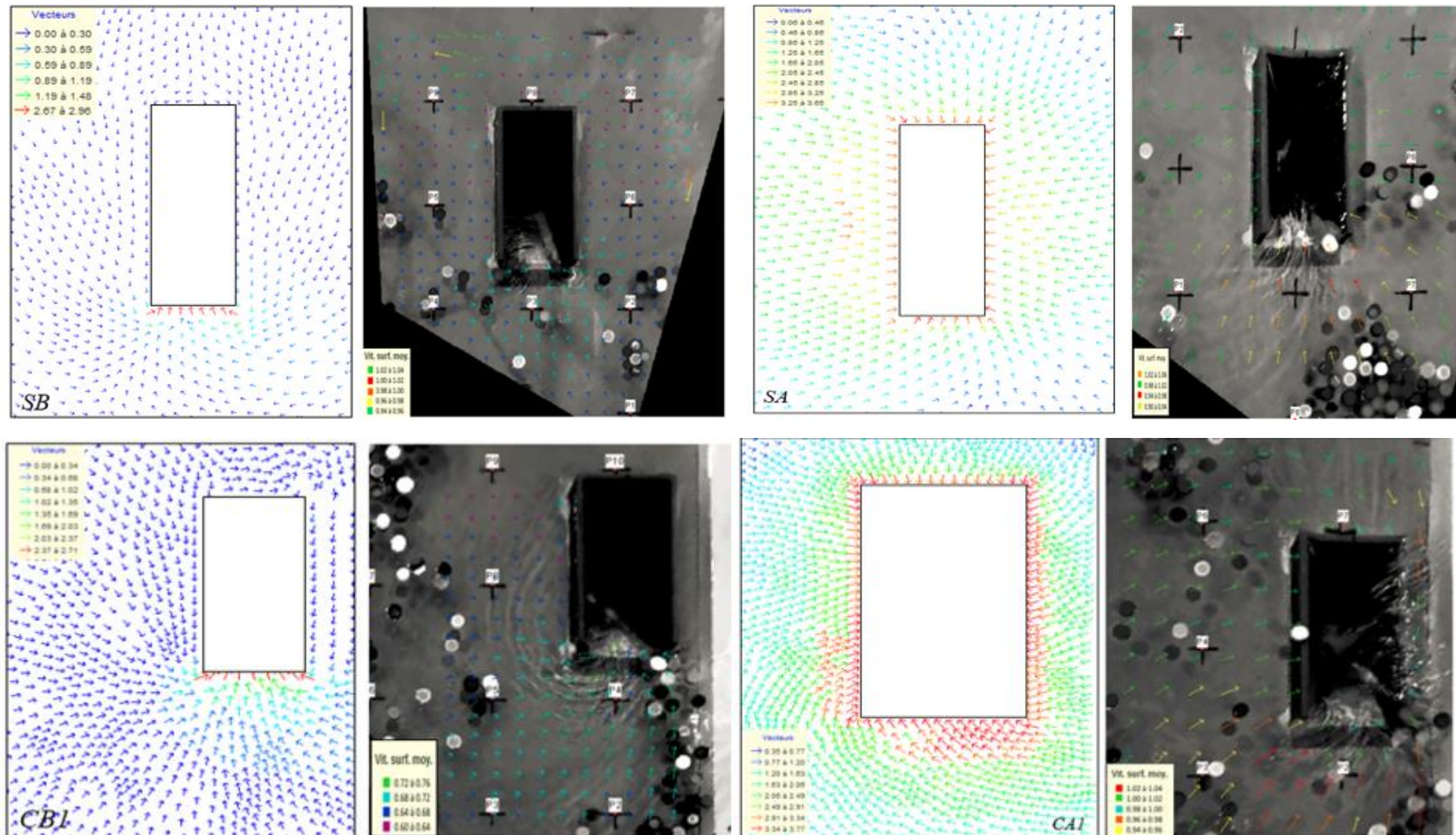


Figure 63. Champs de vitesses configurations : SB, SA, CB et CA1.

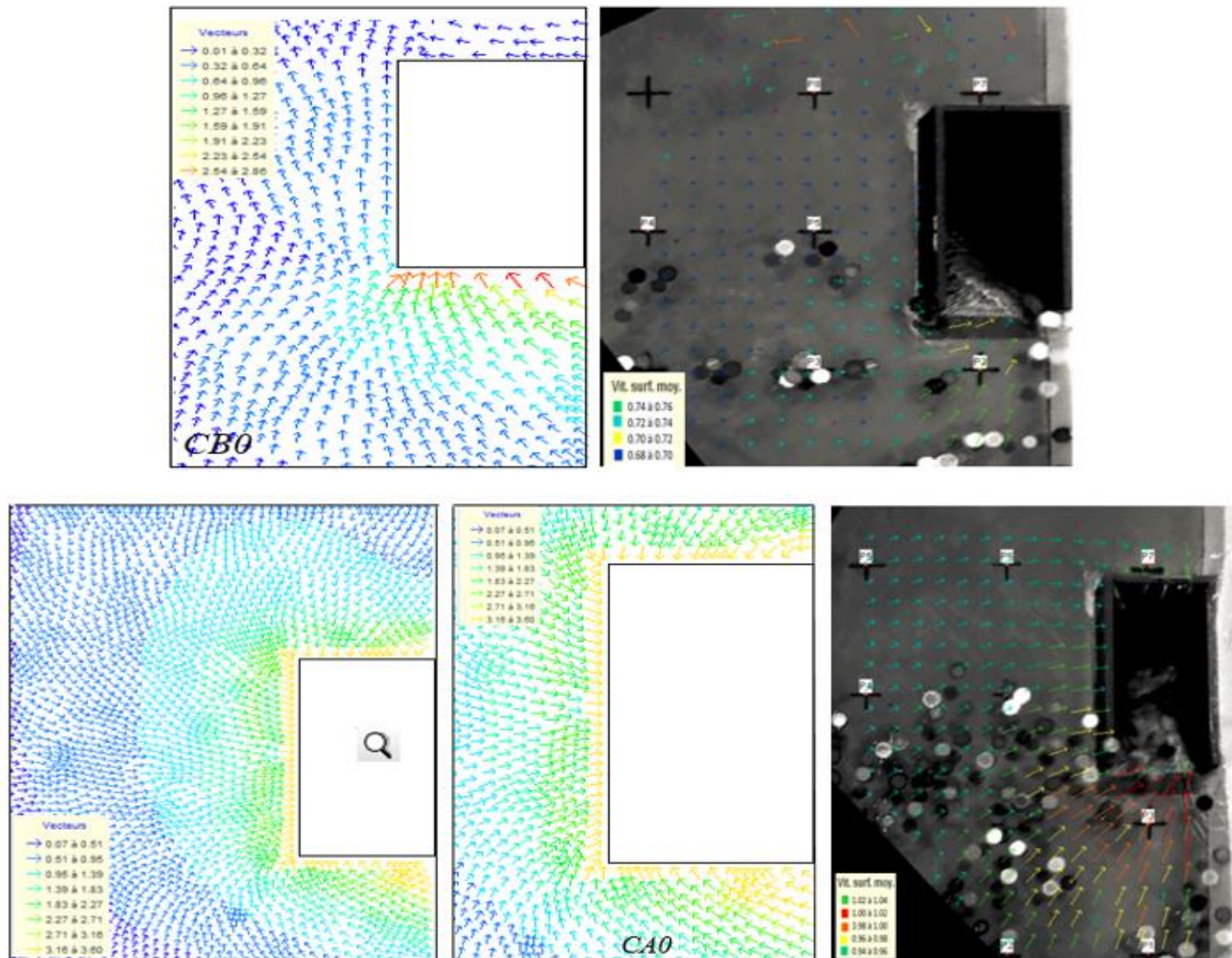


Figure 64. Champs de vitesses configurations : CB0, CA0.

5. Conclusion

La modélisation numérique est considérée comme un début de réponse à notre problématique, cette étude a permis de donner quelques informations hydrauliques sur l'écoulement autour d'un débouché d'accès à une station de métro.

Les débits obtenus pour chaque configuration en fonction de la hauteur d'eau sont globalement correctement prédits par le code Fudaa reflux. En effet, Les résultats du code sont satisfaisants, ils confirment les résultats de l'approche théorique et l'hypothèse d'effectuer la somme des quatre débits pour avoir un débit total transitant dans le réseau par le biais de cette émergence.

Le modèle n'est pas en mesure en revanche de prédire le développement du jet et les types d'écoulements après le débordement. Néanmoins cette situation ne constitue pas une limitation du modèle puisque notre objectif consiste à définir le débit entrant à travers cet ouvrage. Le code de calcul Fudaa-Reflux développé s'est montré capable de modéliser les écoulements en régime stationnaire autour un débouché d'escalier même si certaines formes géométriques, telles que les escaliers, ne sont pas parfaitement représentées.

Nous avons constaté, dans certains cas, que les résultats de modélisation sont sensibles à de faibles variations de la rugosité, de viscosité ou de dimension des contours. Certes, il existe un certain bruit au niveau de certains vecteurs schématisés, considérant que cette qualité dépend de la finesse des points de calcul et de la représentation des processus physiques de l'écoulement, mais de manière globale, le code présente une bonne qualité de résultats.

5.1. Limite du code

On peut noter des limites dans le code Fudaa Reflux 2D pour simuler ce type d'événement dans le cas réel. La principale est qu'il ne permet pas de prédire les caractéristiques de l'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans le débouché d'escalier.

La prise en compte du débit entrant à travers le débouché d'escalier est plus ou moins détaillée mais la dynamique d'écoulement de surface n'est pas toujours bien reproduite.

Bien que le code soit largement employé pour simuler les écoulements dans des zones naturelles (rivières, plaines d'inondations, ...), son application dans les zones artificielles (autour d'un débouché d'escalier par exemple) est nouvelle. En effet, les principales difficultés pour le mettre en œuvre dans cette zone sont :

- La complexité de la zone à représenter topographiquement, du fait du grand nombre de structures complexes (géométrie de débouché d'escalier, murets, escalier, ...), d'obstacles, de gradients de cote du fond importants.
- Les mécanismes d'écoulement complexes qui ont lieu (introduction de l'eau dans les émergences, ...).

5.2. Etude de la capacité de déplacement des personnels de la RATP en fonction de l'écoulement d'inondation.

La vulnérabilité d'un agent de la RATP peut se définir en termes de capacité d'un agent ou d'un groupe d'anticiper les conséquences d'une inondation de réseau RATP d'y faire face, d'y résister et de s'en remettre.

L'étude expérimentale nous a permis de définir la variation de la vitesse d'écoulement en fonction de la hauteur autour d'une bouche de métro. En se basant sur ces résultats et sur les travaux d'Ishigaki (Ishigaki et al, 2008) effectués sur un modèle réel d'un débouché d'escalier et un couloir pour un centre commercial souterrain pour étudier l'évacuation des personnes en cas d'une crue, nous proposons une évaluation de la sécurité pour un agent de la RATP qui se déplace autour d'une bouche de métro pendant une crue.

En nous basant sur l'étude expérimentale d'évacuation des personnes en cas de crue souterraine réalisée par Ishigaki (Ishigaki et al, 2008), nous pouvons définir : 1) les limites de sécurité des agents en cas d'une crue autour d'un débouché d'accès, 2) Les critères qui permettent aux agents de monter les escaliers en fonction de la hauteur et la vitesse d'écoulement, 3) Les critères qui permettent aux agents de se déplacer autour d'un débouché d'accès inondée. La profondeur de l'eau et la vitesse de l'écoulement mesurées à chaque endroit sont utilisées pour déterminer la capacité de déplacement.



Figure 65. Etude de capacité de déplacement d'une personne dans un escalier et dans un couloir.

Les travaux de Ishigaki ont montré que la capacité de déplacement ne dépend pas seulement de la vitesse d'écoulement mais aussi de la profondeur de l'eau. En outre, les candidats ont déclaré sentir une forte pression hydrostatique agissant sur leur pied dans les cas où la profondeur de l'eau est importante. Au vu des résultats, une équation de la force d'impulsion de l'écoulement a été mise en œuvre en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse mesurée. Cette force est utilisée en tant que critère de déplacement, sa valeur est comparée avec la force de déplacement d'une personne en situation normale.

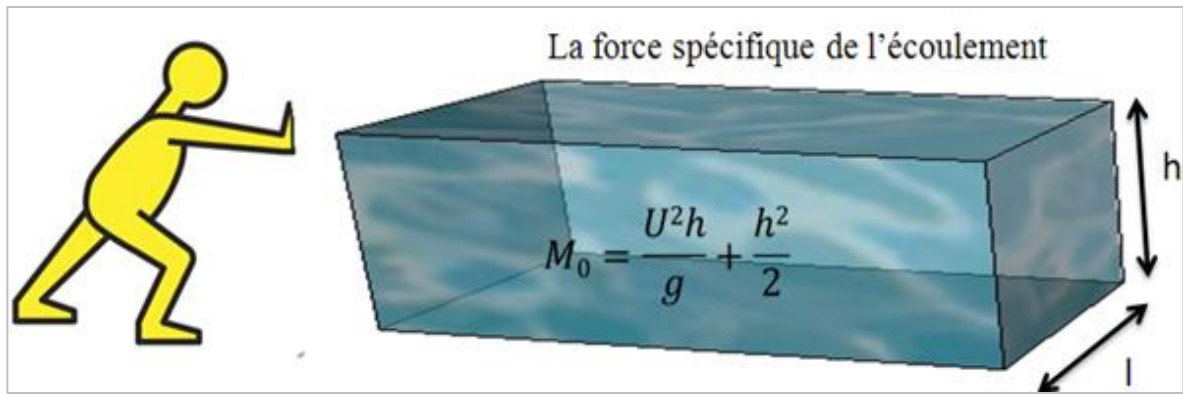


Figure 66. Schéma de comparaison entre la force spécifique M_0 et la force d'une personne.

Ce document n'a pas la prétention de couvrir l'ensemble des aspects liés à la démonstration de cette équation. Le lecteur intéressé par cette équation pourra consulter les travaux d'Ishigaki (Ishigaki et al, 2010). Le tableau suivant récapitule les constatations de ce travail :

Valeur de M_0	Constataion
$M_0 \leq 0,125$	La personne peut se déplacer en toute sécurité
$0,125 \leq M_0 \leq 0,250$	La personne rencontre des difficultés de déplacement
$M_0 \geq 0,250$	La personne sent une forte pression hydrostatique agissant sur son pied et qui la déséquilibre

Tableau 6. Critères de déplacement d'un agent en fonction de la force spécifique M_0 .

Les critères de déplacement sont représentés par la profondeur de l'eau et la vitesse dans la figue suivante. La personne trouve une difficulté pour se déplacer à partir d'une hauteur de 70 cm

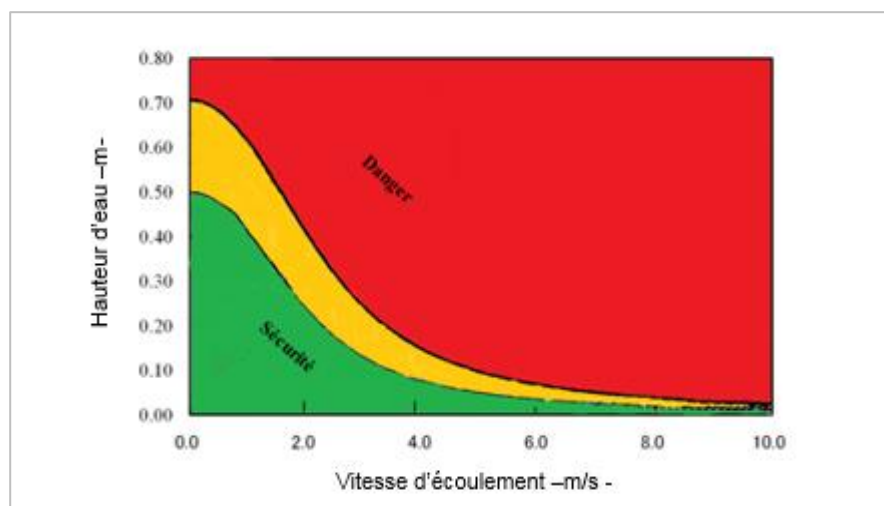


Figure 67. Critère de déplacement d'une personne en fonction de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement.

La figure suivante (Figure 68) représente une courbe de variation de la profondeur de l'eau en fonction de la vitesse de l'écoulement (courbe en bleu) autour d'un débouché d'accès à une station de métro. En se basant sur les résultats de la valeur de la force spécifique M_0 citée dans le tableau 6, nous pouvons définir les critères de déplacement d'un agent de la RATP autour d'un débouché d'accès à la station.

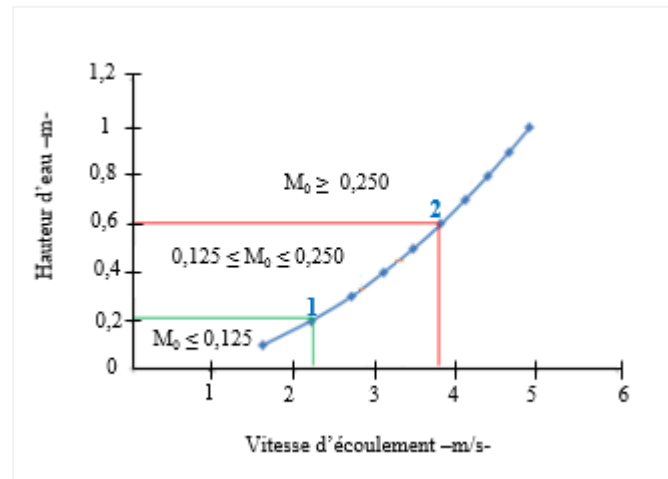


Figure 68. Caractéristique de l'écoulement autour d'un débouché d'escalier d'une station de métro

Le point 1 dans cette figure correspond à une vitesse d'écoulement de 2,2 m/s et une hauteur d'eau de 0,2 m. Dans ce cas-là, la personne peut se déplacer en toute sécurité. Cela correspond à $M_0 \leq 0,125$. A partir du point 2 qui correspond une hauteur de 0,6 m et une vitesse d'écoulement de 3,8 m/s, la personne trouve une difficulté de circuler. Nous pouvons constater qu'à partir d'une profondeur d'eau de 70 cm, il est dangereux de se déplacer d'un débouché d'escalier même si la vitesse de l'écoulement est faible.

La hauteur d'écoulement dans le premier jour d'inondation varie entre 1 à de 50 cm, les personnels de la RATP peuvent en toute sécurité placer les dispositifs de protection autour des émergences. L'édification des protections doit être effectuée par les agents de la RATP au plus tard avant le deuxième jour d'inondation dans laquelle la hauteur maximale correspond 50 cm. Si non il demeure dangereux de se déplacer autour de la bouche de métro à partir de cette hauteur.

Synthèse du chapitre 3

Il existe encore des domaines où les techniques numériques rencontrent des difficultés lorsqu'elles sont appliquées aux problèmes des écoulements dans les canaux à surface libres (Ghostine, 2009). L'étude numérique d'écoulement à travers une géométrie complexe telle qu'un débouché d'accès à une station de métro peut conduire à des problèmes dans la représentation de la structure de l'écoulement.

Nous avons utilisé un code de calcul doté d'un schéma numérique de type élément finis, résolvant sous forme stationnaire les équations de Barrée de Saint Venant 2D avec des vitesses moyennées sur la hauteur. Le code permet de calculer la hauteur d'eau, le débit d'écoulement et les vitesses pour les différentes configurations.

Les maillages numériques utilisés dans notre travail sont raffinés et denses et permettent une modélisation correcte de l'écoulement autour de la bouche de métro.

Le code se montre capable de reproduire l'influence des conditions aux limites aval ($Fr = 1$). Les simulations ont montré des résultats très proches des résultats expérimentaux en termes de débit d'écoulement pour toutes les configurations. Cependant la variation de la hauteur d'écoulement sur le seuil et les 3 murets n'est pas correctement reproduite.

Ce travail permet de mettre en évidence que le code Fudaa reflux est valide quantitativement pour modéliser les grandes caractéristiques des écoulements comme le débit et le passage d'un régime fluvial à un régime critique. Les résultats obtenus pour le débit sont satisfaisants. Qualitativement, les résultats numériques sont moins précis : des écarts de 22 % sont observés sur la hauteur pour certaines configurations, le code ne permet pas de prédire avec précision la répartition de hauteur et de vitesse sur le pourtour de la bouche de métro.

Fudaa Reflux apparaît donc comme un outil utilisable pour modéliser la propagation des écoulements. Adapté pour les écoulements dans les rivières, il calcule de manière correcte le débit de l'écoulement, mais manque de précision pour une utilisation dans le cadre de la recherche.

Le code de calcul Fudaa reflux est opérationnel, mais certains points demandent des investigations supplémentaires. Une meilleure représentation de la géométrie de l'ouvrage est à considérer. La forme des escaliers et des murets n'est pas représentée dans notre modèle.

D'autres paramètres, comme la disposition d'obstacles (parallèles ou perpendiculaires à la direction d'écoulement), la localisation des émergences, et le gradient de terrain pourront aussi être testés dans le futur.

Le développement d'une nouvelle version du logiciel qui permet d'introduire les lois de seuil pour calculer les écoulements de surface pour tous les types de lieux inondables en régime stationnaire et transitoire est aussi une perspective opérationnelle.

Bibliographie

- Akanbi, A., Katopodes, N. 1988.** *Model for flood propagation on initial dry land..* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 7. pp. 689-706.
- Arnaud, Q. 2012.** *Simulations des écoulements en milieu urbain lors d'un évènement pluvieux extreme.* Thèse de doctorat. Université de Strasbourg. 245 p.
- Bellos, V. 2012.** *Ways for flood hazard mapping in urbanised environments : A short literature review.* Water Utility Journal. pp. 25-31.
- Benedeni, M and Tsakiris, G. 2013.** *Water Quality Modelling for Rivers and Streams.* Springer Edition. 288 p.
- Bradley, A., Kruger, A., Mesehle, E., Muste, M. 2002.** *Flow Measurement in Streams Using Video Imagery.* Water Ressources Research. pp. 1315-1323.
- Chanson, H. 2006.** *Hydraulics of skimming flows on stepped chutes : the effects on inflow conditions ?* Journal of Hydraulic Research. Vol. 44. pp. 51 - 60.
- Chanson, H. 2000.** *Hydraulics of stepped spillways : current status.* Journal of Hydraulic engineering, Vol. 126. pp. 636-647.
- Chanson, H., Yasuda, Y., Ohtsu, I. 2002.** *Flow Resistance in skimming flows ans its modelling.* Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 29. pp. 809 - 819.
- Chow, V. 1959.** *Open Channel Hydraulics.* 680 p.
- Creutin, J., Must, M., Bradley, A., Kim, S., Kruger, A. 2003.** *River Gauging Using PIV Techniques : A proof of Concept Experiment on the Iowa River.* Journal of Hydrology. pp. 182-194.
- Dramais, G., Le Coz, J., Camenen, B., Hauet, A. 2011.** *Advantages of a mobile LSPIV method for measuring flood discharges and improving stage -discharge curves.* Journal of Hydro-Environnement Research. pp. 301-312.
- Fennema, R., Chadry, M. 1990.** *Explicit methods for 2D transient free-surface flow.* Journal of Hyfraulic Engineering. Vol. 11. pp. 1013 - 1034.
- Finaud - Guyot, P. 2009.** *Modélisation macroscopique des innodations fluviales et urbaines : Prise en compte des écoulements directionnels.* Thèse de doctorat. Université Montpellier II. 217 p.
- Fritz, H., Hager, W. 1998.** *Hydraulics of Embankment Weirs.* Journal of Hydraulic Engineering. p. 1-10.
- Ghostine, R. 2009.** *Contribution à la résolution numérique des équations de Barré de SaintVeannt bidimesionnelles par une méthode de type éléments finis discontinus : application à la simulation des écoulements au sein des carrefours dans la ville.* Thèse de doctorat. US-INSA-ENGEES. 450 p.
- Ghostine, R, et al. 2007.** *Simulation bidimensionnelle de l'écoulement à surface libre à travers les jonctions.* La Houille Blanche. N°5. pp. 107-112.
- Gourbesville, P., Savioli, J. 2002.** *Urban runoff and flooding : Interests and difficulties of the 2D approach.* cardiff, UK : 5th Internatioanl Hydroinformatics. pp. 310 - 315.
- Hadji, S. 1995.** *Méthode de résolution pour les fluides incompressibles.* Thèse de doctorat. Université de Technologie de Compiègne. 217 p

Hadji, 1997. *Reflux : Module Hydrodynamique*. Université de Technologie de Compiègne. 30 p.

Hager, W. 1988. *B-jump in sloping channel*. Journal of hydraulic Research. pp. 539 - 558.

Hager, W et Schleiss, A. 2009. *Constructions hydrauliques*. EPFL. 597 p.

Hauet A., Jodeau M., Le Coz J., Marchand B., Moran A., Le Boursicaud R., Framais, G. 2014. *Application de la méthode, LSPIV pour la mesure de chamos de vitesse et de débits de crue sur modèle réduit et en rivière*. La Houille Blanche. pp. 16-22.

Hauet, A., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A., Muste, M., Creutin J., Wilson, M. 2008. *An experimental system for real -time discharge estimation using an image -based method*. Journal of Hdrologic Engineering. pp. 182-194.

Henderson, F. 1966. *Open Channel Flow* . New York .

Hingray, B., Picouet, C., Musy, A. 2009. *Hydrologie 2.Une science pour l'ingénieur*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 600.p.

Hiraishi, T and Yasuda, T. 2006. *Numerical Simulation of Tsunami Inundation in Urban Areas*. Journal of Disaster Research. pp. 48-56.

Ishigaki, T., Toda, K., Baba, Y., Nakaqawa, H. 2006. *Difficulty of evacuation from underground space in urban flood*. 7th International Conference on Hydroinformatics. France. Vol. I., pp. 614-620.

Ishigaki, T, Asai, Y ., Y. Nakahata, Y.,Shimada, H., Baba, Y .,Toda, K. 2010. *Evacuation of aged persons from inundated underground space*. Water science and technology. pp. 1807-1812.

Ishigaki, T., Onishi,Y., Asai, Y., Toda, K., Shimanda, H. 2008. *Evacuation criteria during urban flooding in undergtound space*. 11th International Conference on Urban Drainage. Edinburgh, Scotland. UK. pp.1-7.

Ishigaki, T.,Toda, K., Inoue, K. 2003. *Hydraulic model tests of inundation in urban area with undergroun space*. 30th LAHR Congress. pp 487-493.

Jodeau, M., Hauet, A., Paquier, A., Le Coz, J., Dramais, G. 2008. *Application and evaluation of LS-PIV technique for the monitoring of river surface velocities in high flow conditions*. Flow Measurement ans Instrumentalisation. pp 117- 127.

Khan, A., Cadavid, R and Wang, S. 2000. *Simultation of channel confluence and bifurcation using the CCHE2D model*. Water and Maritime Engineering. pp. 97-102.

Knapp, F. 1960. *Ausfluss, Ueberfall und Durch im Wasserbra (En allemand)*. Verlag G. Braun. Germany .

Laksamana Rao, N. 1977. *Theory of Weirs*. Academic Press, Vol. 10.

Le Coz, J., Hauet, A., Pierrefeu, G., Dramais, G., Camenen, B. 2010. *Performance of image-based velocimetry (LSPIV) applied to flash- flood discharge measurements in Mediterraneanrivers*. Journal of Hydrology. pp 45 -52.

Legout, M., Darboux, F., Nedelec Y., Hauet, A., Esteves, M., Renaux, B., Denis, H., Cordier, S. 2012. *High Spatial resolution mapping of surface velocities and depths for shallow overland flow*. Earth Surface Processes and Landforms. pp 984 -993.

Lencastre, A. 1995. *hydraulique générale*. [ed.] Cinquième tirage 2008 Eyrolles Safage. 633 p.

- Mignot, E. 2005.** *Etude expérimentale et numérique de l'inondation d'une zone urbanisée : cas d'écoulement dans les carrefours en croix.* Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Lyon. 322 p.
- Minor, H., Hager, W. 2000.** *Hydraulics of stepped spillways, Belkema, Rotterdam, The Netherlands.*
- Paquier, A. 2009.** *Risque d'inondation en ville et évaluation de scénarios.* Rapport final du projet RIVES. Cemagraf. Lyon. France.
- Sanders, B F., Schubert, J E and Gallegos, H A. 2008.** *Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling.* Journal of Hydrology. pp. 19-38.
- Shettar, A S and Murthy, K. 1996.** *A numerical study of division of flow in open channels.* Journal of Hydraulic Research. Vol. 5. pp. 65 1- 675.
- Smith, G P., Wasko, C and Miller, B M. 2012.** *Modelling the influence of buildings on flood flow.* Sydney : Proceedings of 52th Floodplain Management Association Conference, Batemans Bay.pp. 1-22.
- Soares-Frazao, S. 2007.** *Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill.* Journal of Hydraulic Research. pp. 19 -26.
- Soares-Frazao, S., Lhomme, J., Guinot, V., Zech, Y. 2008.** *Two-dimentional shallow-water model with porosity for urban flood modelling.* Journal of Hydraulic Research, Vol. 46 (1). pp. 45-64.
- Syme, W J. 2008.** *Flooding in Urban Areas – 2D Modelling Approaches for Buildings and Fences.* Engineers Australia, 9th National Conference on Hydraulic in Water Engineering.pp. 1-8.
- Tayfur, G., Guney, M S and Bombar, G. 2013.** *A distorted physical model to study sudden dam break flows.* Tirana, Albania : 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE. pp. 890-900.
- Testa, G., Zuccuala, D., Alcrudo, F., Mulet, J., Soares-Frazao, S. 2007.** *Flash flood flow experiment in a simplified urban district.* Journal of Hydraulic Research. pp. 37-44.
- Van Emelen S., Soares-frazao, S., Riahi nezhad, C., Chadhry, H., Imran, J., Zech, Y. 2012.** *simulations of the New Orleans 17th Street Canal breach flood.* Journal of Hydrqulic Research. Vol. 50. pp. 1-11.
- Weber, L J., Schumate, E D., Mawer, N. 2001.** *Experiments on flow at a 90 open-channel junction.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127. pp. 340 - 350.
- Zhang, B. 1992.** *Modélisation d'écoulements à surface libre avec fronts mobiles par éléments finis.* Thèse de doctorat. Université de Compiègne.157 p.
- Zhang, B. 2004.** *Reflux version 5.1: Application à l'écoulement en ville.* Laboratoire d'Hydraulique Numérique 34 p.
- Zhou, J., Causon, D., Mingham, C., Ingram, D. 2004.** *Numerical prediction of dam-brak flows in general gepmetries with complex bed topographiy.* Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 4. pp. 332 - 340.

PARTIE III
MODELISATION DES INFILTRATIONS A TRAVERS LES TUNNELS



Eaux d'infiltration pompées à Cité. Juin 2013

MODELISATION DES INFILTRATIONS A TRAVERS LES TUNNELS	111
Introduction	116
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les apports d'eau d'infiltration dans les ouvrages souterrains	117
Objectifs	117
1. Impact de la nappe sur les ouvrages souterrains	118
2. Impact des écoulements des eaux souterraines sur le réseau RATP	120
2.1. Existence et nature de la nappe aquifère Parisienne	123
2.2. Apports d'eau de la Seine et les nappes phréatiques	124
3. Calcul de l'écoulement en milieu poreux non saturé	126
3.1 Caractéristiques physiques des milieux poreux	126
3.2. Loi de Darcy	131
3.3. Equation d'écoulement en milieu non saturé	133
4. Transfert d'eau d'infiltration vers un tunnel souterrain	135
4.1. Hypothèse générale et simplification de l'équation de Richards	136
4.2. Conditions aux limites	136
Synthèse du chapitre 1	138
Chapitre 2 : Modélisation des infiltrations à travers un tunnel par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CESAR-LCPC	139
Objectifs	139
1. La mise en équation de la modélisation. (Ou résolution numérique des systèmes d'équations obtenus)	140
1.1. Formulation en éléments finis	142
2. Choix du modèle (NSAT)	144
2.1. Le code de calcul par élément finis NSAT- CESAR – LCPC.....	144
1) Formulation variationnelle « faible » du problème	144
La formulation variationnelle faible du problème a déjà été présentée (Éq 19).	144
2) Discrétisation en espace du domaine	144
3) Résolution temporelle du problème	145
4) Linéarisation du problème	145

5) Stratégie générale de la résolution.....	145
6) Prise en compte des conditions aux limites.....	145
3. Modélisation des écoulements vers un tunnel de métro à Austerlitz.....	146
3.1. Présentation du secteur d'étude.....	146
3.1.1. Le sol et ses propriétés.....	147
3.1.2. Le tunnel et sa géométrie.....	148
3.1.3. La nappe.....	149
3.2. Construction du modèle.....	150
3.3. Résultats.....	152
3.4. Correction et validation.....	154
3.4.1. Prise en compte de l'emplacement de la couche d'étanchéité (un substrat anthropique).....	155
3.4.2. Perméabilité des alluvions modernes.....	155
4. Application sur un tunnel de métro de la ligne 7.....	156
4.1. Présentation du secteur d'étude.....	157
4.2. Géométrie et géologie.....	158
4.3. Résultat.....	159
5. Lutte contre les apports d'eau d'infiltration.....	160
Synthèse du chapitre 2.....	162
Bibliographie	165

Définition des notions utilisées

Symbole	Unité	Nom et Description
g	m/s^2	Accélération de la pesanteur, $g = 9.81 m/s^2$.
n	/	Vecteur normal sortant à une surface.
Re	/	Nombre de Reynolds d'un écoulement.
t	s	Temps.
x	m	Axe horizontal.
y	m	Deuxième axe horizontal.
z	m	Axe vertical, orienté vers le haut.
μ	gm/s	Viscosité dynamique.
ν	m^2/s	Viscosité cinématique, $\nu = \mu/\rho$
ρ	g/m^3	Masse volumique de l'eau.
Ω	/	Domaine d'étude du problème considéré.
A	m^2	L'aire de section de l'écoulement.
a,b	/	Coefficients de la fonction donnant K_r en fonction de ϕ .
c,d	/	Coefficients de la fonction donnant S_r en fonction de ϕ .
h	m	Hauteur d'eau.
k	m/s	Perméabilité intrinsèque.
K	m/s	Conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité.
K_s	m/s	Conductivité hydraulique à saturation d'eau.
K_r	/	Coefficient de perméabilité relative.
L	m	Longueur d'écoulement selon une ligne de courant.
η	/	Porosité : volume des vides contenus dans un volume d'eau.
q	m^2/s	Vecteur débit surfacique.
q_n	m/s	Flux normal entrant dans le sol.
Q	m^3/s	Débit.
p	Pa	Pression de l'eau.

p_c	Pa	Pression capillaire, égale à l'opposé de p (en cas de non saturation).
s	m/s	Terme sources ou puits.
S_r	/	Degré de saturation.
Γ_φ	/	Contour du domaine ou s'applique une condition de Dirichlet.
Γ_q	/	Contour du domaine ou s'applique une condition de Neuman.
Γ_λ	/	Contour du domaine ou s'applique une condition de Cauchy.
λ	/	Coefficient de la condition de Cauchy.
θ	m ³	Teneur volumique en eau : volume d'eau contenu dans un volume de sol.
φ	m	Charge de pression réduite, égale à $p/\rho g$
ϕ	m	Charge hydraulique.

Introduction

Le réseau souterrain de la RATP est doublement menacé, il est d'abord inondé par les eaux de surface à travers les émergences. Lorsque la Seine est en crue exceptionnelle, les émergences jouent le rôle de bouches d'égout. En effet l'eau de la Seine, qui inonde la ville, pénètre à son tour dans le réseau RATP et atteint très rapidement les niveaux souterrains de celui-ci.

L'inondation du réseau RATP est aussi alimentée par remontée de la nappe phréatique et le volume des infiltrations à travers la zone non saturée depuis une nappe peu profonde vers les tunnels est important. D'ailleurs, en 1910, les infiltrations ont été l'une des premières causes de l'ennoiement du réseau (Brochet et Guillois, 1910).

La lutte contre les infiltrations, même en dehors des périodes de crues, est une préoccupation constante des acteurs de la RATP qui ont installé des drains pour évacuer quotidiennement les eaux d'infiltration à l'intérieur du réseau souterrain.

Estimer les infiltrations d'eau dans les sous-sols est donc un exercice difficile. Ce dont on est sûr, c'est que ces circulations sont extrêmement dangereuses, car elles arrachent les particules fines, et déchaussent les fondations des tunnels. De plus, les écoulements par infiltration sont susceptibles de modifier très nettement la surface de la zone directement inondée. En effet, de nombreuses photos d'époque, souvent cocasses et toujours marquantes, ont montré des stations et des caves inondées pourtant assez éloignées de la Seine : Saint Lazare, avenue Montaigne, Avenue d'Antin. Pour plus d'informations sur ces zones inondées, le lecteur pourra se référer par exemple à l'ouvrage « Paris Inondé. La grande crue de Paris 1910 ».

Le problème est que, si l'on connaît bien le mécanisme de la remontée de la nappe, on ne sait pas avec précision comment se déplace l'eau à travers les tunnels et quelle est la quantité d'eau d'infiltration en fonction de la charge. La protection du réseau contre les infiltrations exige une connaissance approfondie des conditions d'écoulements souterraines. Il est donc nécessaire de mettre en œuvre une méthodologie pour l'évaluation des infiltrations à travers les parois d'un tunnel. Cette méthode servira à estimer les volumes d'eau infiltrés dans le réseau.

C'est l'objectif de cette troisième partie qui sera elle-même divisée en deux chapitres. Dans le premier chapitre seront abordées les notions théoriques nécessaires pour l'étude des écoulements en milieux poreux non saturés. Le second chapitre sera dédié à la modélisation numérique des écoulements à travers un tunnel en fonction d'une charge imposée. Dans ce travail nous allons d'abord valider le modèle sur un tronçon du tunnel de métro dont nous possédons des mesures *in situ*, après nous établirons la courbe $q = f(H)$ afin de définir les débits d'infiltrations par rapport à la hauteur piézométrique.

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les apports d'eau d'infiltration dans les ouvrages souterrains

Objectifs

- Etat de l'art des inondations du sous-sol urbain par remontée de la nappe.
 - Présentation de l'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé.
 - Résolution numérique de l'équation de Richards.
 - Application de l'équation de Richards sur un tunnel.
-

Ce chapitre s'est en partie inspiré d'un ensemble de textes et documents collectés dans les archives de la RATP. L'objectif principal de ce chapitre est de dresser un état actuel des connaissances sur les écoulements des eaux souterrains.

L'écoulement souterrain dû à la remontée des nappes souterraines constitue un aspect fondamental dans l'inondation du sous-sol urbain. Plusieurs facteurs rendent ce phénomène particulier très préoccupant, difficile à maîtriser et à prévoir. Préoccupant en raison de multiples conséquences du phénomène (inondation, déstabilisation, dommages aux ouvrages souterrains, ...), difficile à maîtriser et à prévoir suite aux caractéristiques complexes de cet écoulement liées généralement à la méconnaissance des processus de déplacement des infiltrations à travers les couches des sols contenant le tunnel. C'est la raison d'ailleurs pour laquelle il est utile de rappeler quelques notions fondamentales relatives aux écoulements en milieux poreux.

Ce chapitre a pour objectif de fournir au lecteur des éléments nécessaires pour caractériser l'écoulement des eaux souterrains dans un milieu poreux non saturé, il est subdivisé en quatre sections. Après avoir rappelé quelques cas type d'infiltrations vers les ouvrages souterrains et leurs modélisations dans la littérature, une deuxième section expose les problèmes liés aux infiltrations vers les tunnels RATP. Elle permet notamment d'approfondir et de définir la problématique d'inondation par infiltration liée à la remontée de la nappe souterraine.

La troisième section est consacrée à la description de l'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé, ou ce qu'on appelle « équation de Richards ». La description des écoulements souterrains dans un milieu poreux non saturé s'effectue sur la base d'une résolution numérique de l'équation de Richards. En fin, la quatrième section présente l'application de cette équation sur un tunnel RATP.

1. Impact de la nappe sur les ouvrages souterrains

Le sous-sol souterrain est occupé par des constructions denses dans les zones urbanisées. Les variations des conditions naturelles causent des nuisances pour ces ouvrages souterrains, en particulier le cas des variations d'état des nappes d'eau souterraines. Cet apport d'eau demeure un facteur important dans l'endommagement des matériels de l'espace souterrain.

Il s'avère intéressant de citer dans ce travail quelques aspects et conséquences d'inondation par remontée de nappe dans le but de connaître l'impact, le désordre et les nuisances engendrés par ce phénomène.

La crue de nappe se manifeste d'abord par l'inondation des espaces souterrains entraînant l'apparition de désordre dans la stabilité des ouvrages souterrains. Parmi les structures affectées par la remontée de la nappe, on trouve les fondations et les ouvrages souterrains tels que les chaussées, tunnels routiers et ferroviaires, les réseaux d'assainissement et de métro, etc. Quelques exemples significatifs succinctement présentés dans les paragraphes suivants illustrent certaines inondations du sous-sol par remontée de la nappe.

Le sous-sol du palais des Sports de la ville de Saint Etienne a subi une inondation par remontée de nappe liée aux arrêts de pompage en 1976 (Parascandola et Rousselot, 1980). La même chose s'est produit à Villeurbanne à Lyon en 1980 où la remontée de la nappe a atteint 5m au niveau des pompages et a provoqué l'inondation du sous-sol (Bergeron et al, 1983).

Les inondations de la Somme en 2001 sont dues à une remontée de la nappe phréatique. La crue de nappe dans la vallée de la Somme en 2001 due à la remontée de la nappe a fait s'écrouler des maisons dans la ville de Tricot à cause de la fragilisation du sol (Poligot-Pitsch, 2002). A cet effet, le BRGM a alors entrepris une cartographie de la vulnérabilité à cet aléa couvrant le territoire national à l'échelle 1/100 000.

La cessation de l'exploitation minière souterraine en 1998 dans le bassin ferrifère lorrain et l'arrêt consécutif des pompages d'exhaure ont engendré une remontée rapide de la nappe (Vaute et Frappier, 2004). En effet des arrivées d'eau ont alors été constatées, voire des inondations dans le sous-sol enterré d'une soixantaine d'habitations situées en partie basse de l'agglomération de Moyeuvre – Grande (département de la Moselle), traversée par la rivière Orne. Les travaux de Wojtkowiak (Thoraval et al, 2004, Wojtkowiak et al, 2002; Deck et al 2002) montrent la fréquence de l'aléa de remontée de la nappe consécutif à la cessation d'une activité industrielle.

Fouché (Fouché, 2009) a montré dans ses travaux que l'Est de la Courneuve et d'Aubervilliers pourrait être affecté par une crue de la remontée de nappe de l'ordre de 4 mètres si les pompages industriels cessaient de fonctionner. Il met aussi en évidence l'inondation de certains parkings dans ce secteur suite à l'abandon total des pompages industriels en 1999.

Sous la ville de Paris, certes les phénomènes naturels liés aux périodes pluvieuses et crues de la Seine engendrent la remontée de la nappe, Cependant cette dernière est aussi la conséquence de l'activité humaine et résulte de la construction des ouvrages dans l'espace souterrain, ce qui engendre un changement hydrogéologique provoquant des perturbations du niveau piézométrique et du régime d'écoulement souterrain à cause de la déviation d'écoulement de la nappe. L'incidence sur l'écoulement de la nappe dépend des caractéristiques géométriques de l'ouvrage et de son orientation par rapport au sens d'écoulement.

Le régime d'écoulement souterrain à Paris est toujours perturbé. Si nous observons l'état des nappes présenté par la carte géologique de 1857 de M. Delesse¹, les nappes étaient drainées par la Seine et les surfaces piézométriques sous Paris étaient proche du niveau 29 NGF soit environ à 4 m au-dessus du niveau du fleuve. Au fur et à mesure de l'urbanisation et de l'industrialisation, le niveau moyen des nappes s'est abaissé régulièrement pour atteindre le niveau 19 NGF au centre de Paris et même jusqu'au niveau 0 NGF vers le nord-ouest (Saint Ouen, Aubervilliers).

C'est entre les années 1960 à 1971 que l'abaissement des niveaux piézométriques a été constaté. Cet abaissement est dû aux rabattements destinés à la réalisation des ouvrages d'art (RER, métro, Halle, etc.).

A partir de 1972, une remontée progressive de la nappe a été relevée. Celle-ci a été provoquée par la réduction ou l'arrêt progressif des prélèvements d'eau par forage surtout dans les régions en phase de désindustrialisation. En effet, une fois les travaux d'ouvrage souterrain achevés, les exhaures sont supprimées. Cependant, compte tenu de l'importance de certains ouvrages (halles et RER), nous pouvons imaginer les conséquences considérables des arrêts de pompage sur la remontée des nappes.

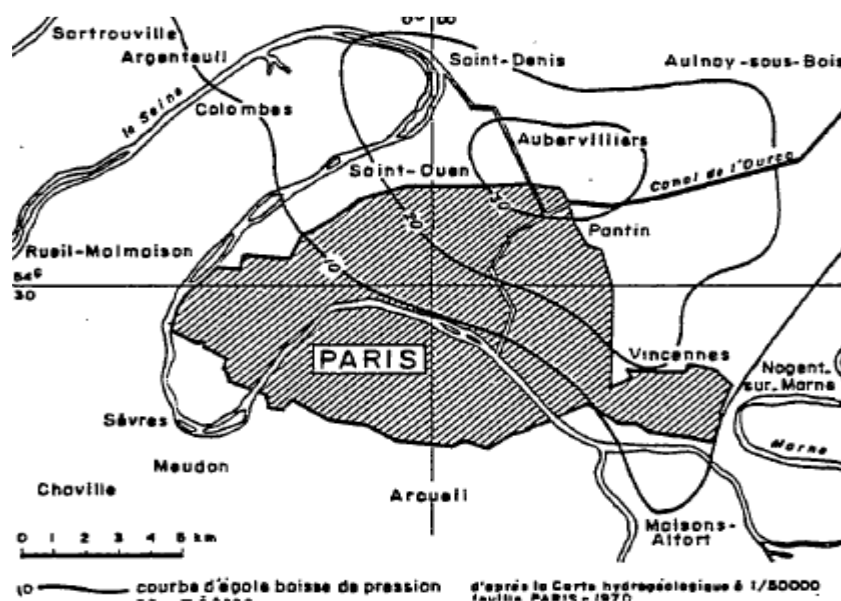


Figure 1 : Schéma de rabattement de la nappe en région parisienne (Diffre, 1969).

La réalimentation des nappes par les précipitations et la crue de la Seine contribue aussi à faire remonter les niveaux piézométriques sur lesquels on peut constater des effets importants occasionnés par ce phénomène naturel.

A Paris, certains espaces souterrains ont été affectés par la crue de nappe. En rive droite de la Seine, une remontée de la nappe a été observée dans le sous-sol en fin de l'année 1973, plusieurs ouvrages souterrains (parking, caves, etc.) ont été touchés par ce phénomène. Des infiltrations et venues d'eau se sont introduites dans les ouvrages souterrains rendant plusieurs niveaux de parking inutilisables.

¹ Disponible sur le site suivant : <http://gallica.bnf.fr/ark:/12148/btv1b530210079.r=>



Figure 2. Parking souterrain inondé par remontée de la nappe. Paris en 1975.

La perturbation du régime d'écoulement souterrain à Paris impacte la stabilité des structures situées dans le sous-sol. Parmi les structures souterraines affectées par la crue de nappe on trouve les tunnels de métro.

2. Impact des écoulements des eaux souterraines sur le réseau RATP

Les structures de génie civil dans l'espace souterrain, notamment les tunnels, ne sont pas parfaitement étanches. L'inondation du réseau RATP est aussi nourrie par-dessous, à cause de la remontée de la nappe phréatique. Ces écoulements souterrains sont susceptibles de modifier très nettement la surface du réseau directement inondé. Si nous observons la carte de l'inondation de 1910 (figure 4), nous remarquons que certains ouvrages situés dans des profondeurs moyennes hors nappes ont été la source de forts apports d'eau, aussi des submersions se sont produites en certaines stations assez éloignées de la Seine du fait de la remontée de la nappe. La station Saint-Lazare, située à 1400 mètres du lit de la Seine est un bon exemple.



Figure 3. Inondation de la gare saint Lazare en 1910.

Cette gare date de 1837 et accueille aujourd'hui près de 100 millions de voyageurs par an. C'est la deuxième gare de France en termes de trafic de voyageurs.

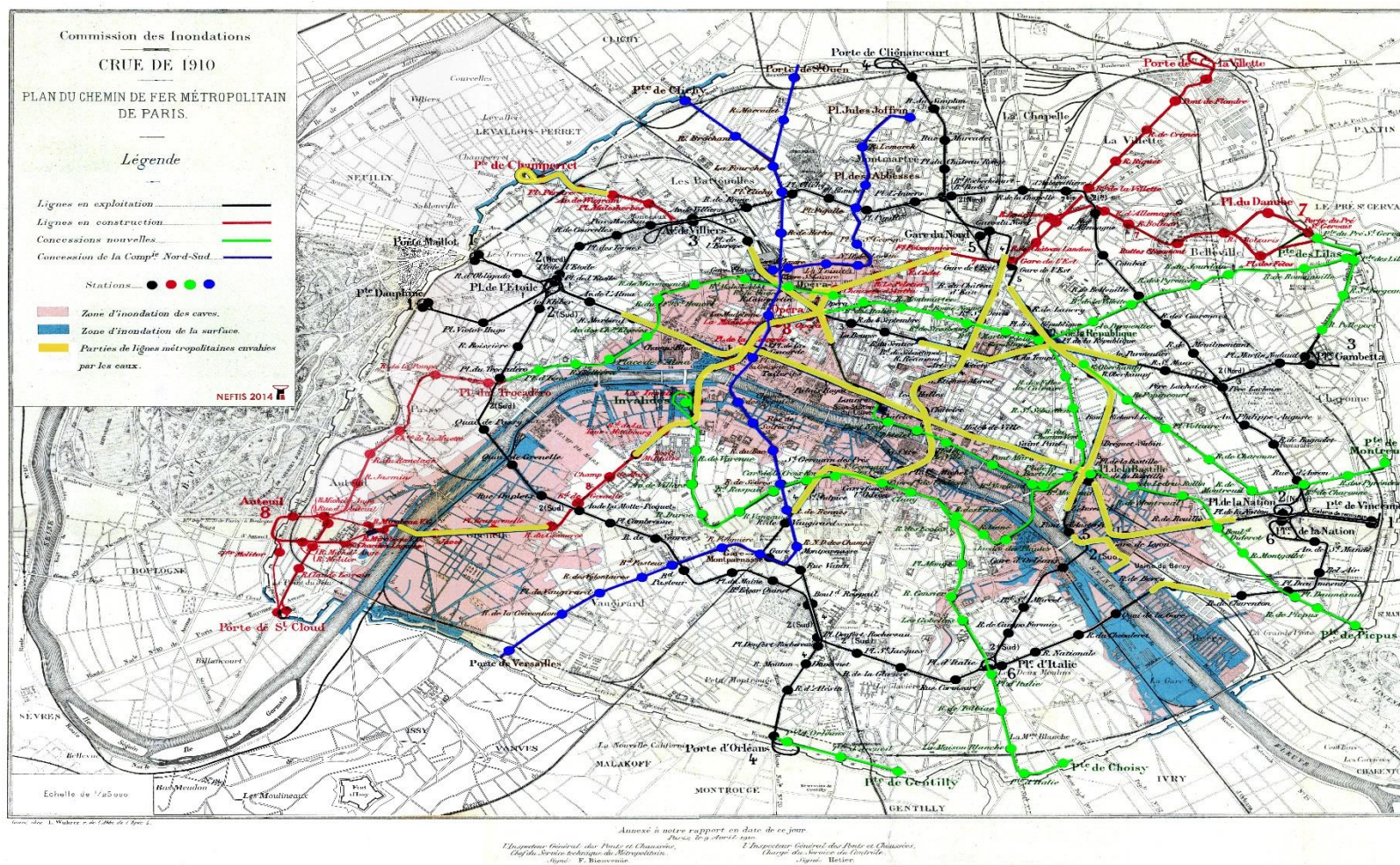


Figure 4. Inondation du métro de Paris au maximum de la crue de 1910.

Cet apport peut être un facteur important d'endommagement de matériel, lorsque le volume de la nappe augmente, l'eau fait pression sur les tunnels construits à proximité de l'aquifère, provoquant des fissures. La pression de l'eau ne se répartit pas de façon uniforme sur le tunnel, lorsque le niveau de la nappe varie, les poussées se déplacent et risquent d'endommager les endroits qui n'ont pas été conçus pour résister à ce type de pression.

L'eau d'infiltration s'engouffre dans toutes les brèches, les ouvertures, les fissures. Elle s'infiltré par capillarité dans les mortiers et les ciments des tunnels. Certaines infiltrations sont possibles par les murs. Prenons l'exemple de la Station Cité, une station de la ligne 4 du métro de Paris située à deux pas de Notre Dame au plein cœur de Paris. La station est très fréquentée, elle est installée entre la Seine et la caserne de la Cité. Déjà aujourd'hui en cas de fortes pluies, par exemple pendant les orages d'été, on peut voir l'eau s'écouler le long des murs et parfois suinter des plafonds.



Figure 5 : Coupe géologique de la station « la Cité » et traces des infiltrations dans le tunnel de la station Cité. Juillet 2013.

Mais ce n'est rien en comparaison des archives de 1910. Le 23 janvier 1910 les stations de Châtelet, Saint Michel et Odéon étaient plongées dans le noir. L'eau s'est infiltrée le long du ballast de l'actuelle ligne 4 qui traverse la Seine sous le fleuve, une carte postale montre un quai et des voies totalement submergés à la station Odéon, située après la station Saint Michel.



Figure 6 : Station Odéon inondée en 1910.

2.1. Existence et nature de la nappe aquifère Parisienne

L'aquifère Parisien, décrit dans de nombreuses publications (Diffre, 1969 ; Leparmentier, 1988), est un aquifère multicouche composé de cinq nappes principales (nappe du Bartonien, du Lutétien, de l'Yprésien supérieur, de l'Yprésien inférieur et de la Craie). Pour plus d'informations sur ces nappes, le lecteur pourrait consulter les travaux de Lamé (Lamé, 2013).

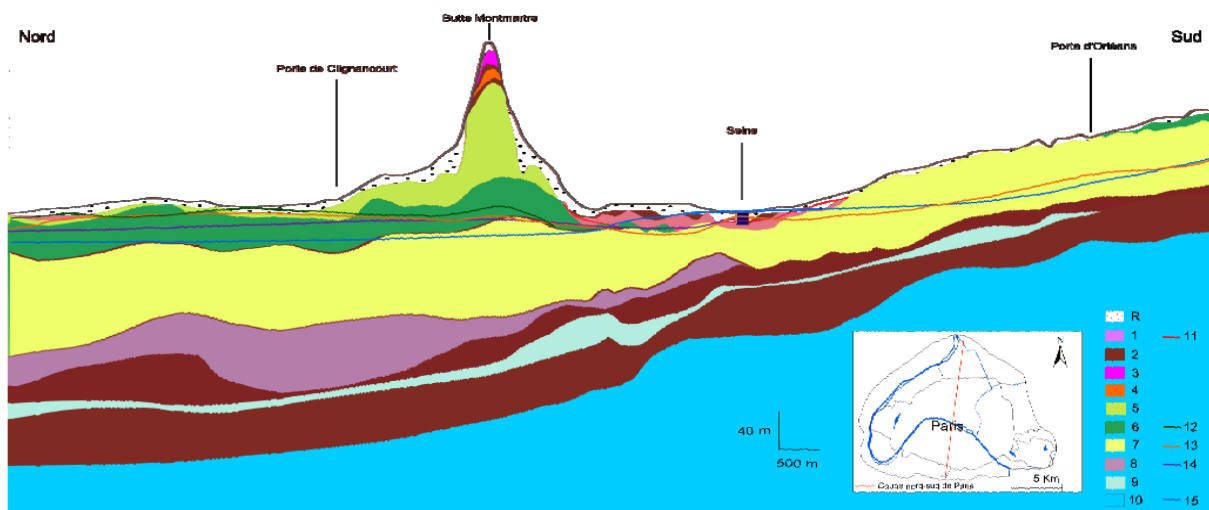


Figure 7. Coupe hydrogéologique Nord –Sud de Paris.

R : Remblais – 1 : Alluvions anciennes – 2 : Formations peu perméables – 3 : Aquifères des Sables de Fontainebleau – 4 : Aquifère du Travertin de Brie – 5 : Marnes Infra gypseuses et Masses et Marnes du Gypse – 6 : Aquifère du Bartonien - 7 : Aquifère du Lutétien – 8 : Aquifère de l'Yprésien supérieur – 9 : Aquifère de l'Yprésien inférieur – 10 : Aquifère de la Craie – 11 : Niveau piézométrique de la nappe des alluvions anciennes – 12 : Niveau piézométrique de la nappe du Bartonien – 13 : Niveau piézométrique de la nappe du Lutétien – 14 : Niveau piézométrique de la nappe de l'Yprésien inférieur – 15 : Niveau piézométrique de la nappe de la Craie

La nappe est le résultat de l'absorption par les sols perméables des eaux de pluies saisonnières qu'elle restitue ensuite progressivement. Le niveau de la nappe d'eau à Paris est

essentiellement variable dans le temps et dans l'espace. Si on met à part les périodes de fortes pluies, le cours d'eau qui traverse un bassin naturel n'alimente pas la nappe d'eau, il en est au contraire le déversoir et il la draine de sorte que le niveau de la nappe correspondant présente une ligne de points bas à sa rencontre.

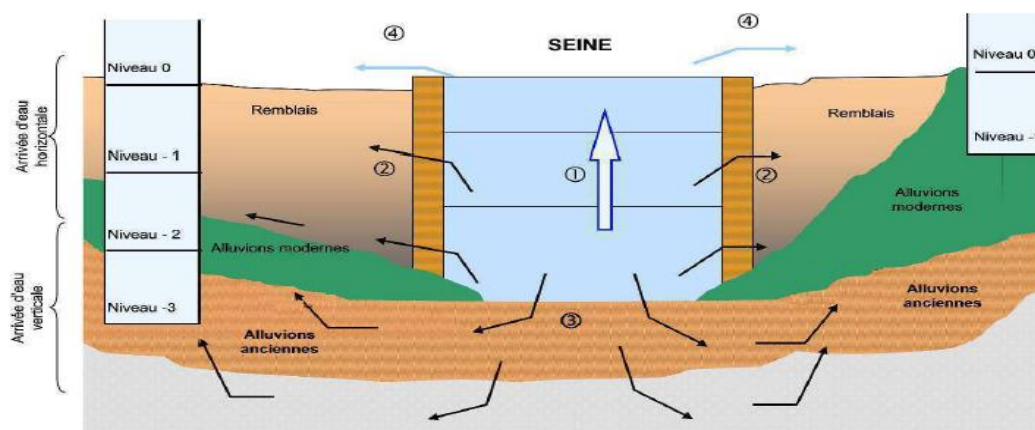
A titre d'exemple, pour un niveau moyen de la Seine d'environ 26 m, la nappe atteint dans le sud de Paris 45 m à la porte Chatillon et dans le nord 106 m à Montmartre.

Pendant la saison des pluies (saison froide dans la région de Paris) le sol superficiel conduit l'eau à la nappe, se sature, puis laisse le complément ruisseler à la surface. Au contraire les pluies sporadiques de la saison chaude imbibent le sol et s'évaporent.

Le terrain en Ile de France est constitué d'éléments pulvérulents et granulés dont l'écoulement se fait lentement par filtration suivant une direction privilégiée au long de canaux fictifs dits « tube de transpiration ». Par définition on appelle la porosité du sol le rapport des vides au volume total. Les intervalles entre tubes sont remplis d'eau pratiquement immobile, subissant et transmettant des pressions locales de canal à canal. Le terrain en Ile de France est aussi formé d'une masse rocheuse suffisamment fissurée pour constituer des canaux.

2.2. Apports d'eau de la Seine et les nappes phréatiques

Il existe des similitudes entre les fluctuations de la Seine et l'évolution de la cote piézométrique de la nappe phréatique (Zéglil, 2011). Le niveau de la nappe de la Seine varie selon la nature du terrain, il est aussi soumis à l'influence climatique. La nappe est drainée par la Seine pendant la plus grande partie de l'année : elle circule sous la rivière avec laquelle elle communique. En temps normal c'est la nappe qui alimente le cours d'eau qui circule en surface. L'écoulement s'inverse en période de crue. C'est alors la Seine qui alimente la nappe. Diffre a estimé en 1969 (Diffre, 1969), époque où les nappes étaient particulièrement basses par rapport à la Seine, que la réalimentation des nappes par la Seine dans Paris était de 0,6 m³/s soit 18,9 millions m³ par an. L'eau du fleuve recharge la nappe, de sorte que le niveau de celle-ci s'élève et vient apparaître en surface. Or ce processus apparaît avec un retard qui augmente et une amplitude qui diminue à mesure qu'on s'éloigne du fleuve, autrement dit, plus on s'écarte de la Seine, plus les effets sont décalés dans le temps, ce qui accroît la durée de l'inondation.



1 : Montée des eaux – 2 : Infiltration de l'eau dans les remblais-3: infiltration dans les alluvions anciennes sous l'effet de la pression – 4 Inondation par submersion.

Figure 8. Alimentation de nappes par la Seine en cas de crue (source IGCP, 2013).

Pendant les crues de l'hiver, les nappes à proximité de la Seine enregistrent des variations de niveau piézométrique. Lors de la crue de 2004 dans laquelle la cote d'alerte (3,20 m) a été

franchie par la Seine des piézomètres implantés à proximité de la Seine (Pont de la Gare) ont enregistré une élévation rapide de niveau de la nappe.

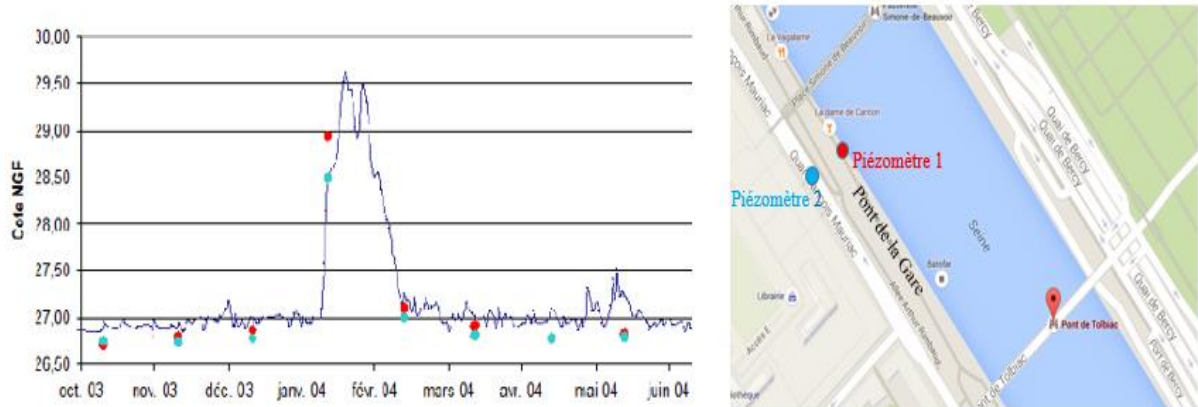


Figure 9. La Seine débordée sur la nappe lors de la crue 2004 (Source RATP).

Les travaux de Lamé (Lamé, 2013) ont permis de présenter les relations entre l'allure des courbes piézométriques de 268 piézomètres situés en Ile de France (160 piézomètres de l'IGCP et 108 piézomètres de la RATP) et les variations du niveau de la Seine. Cette étude a permis par la suite de dresser une carte d'alimentation de la nappe phréatique par la Seine.

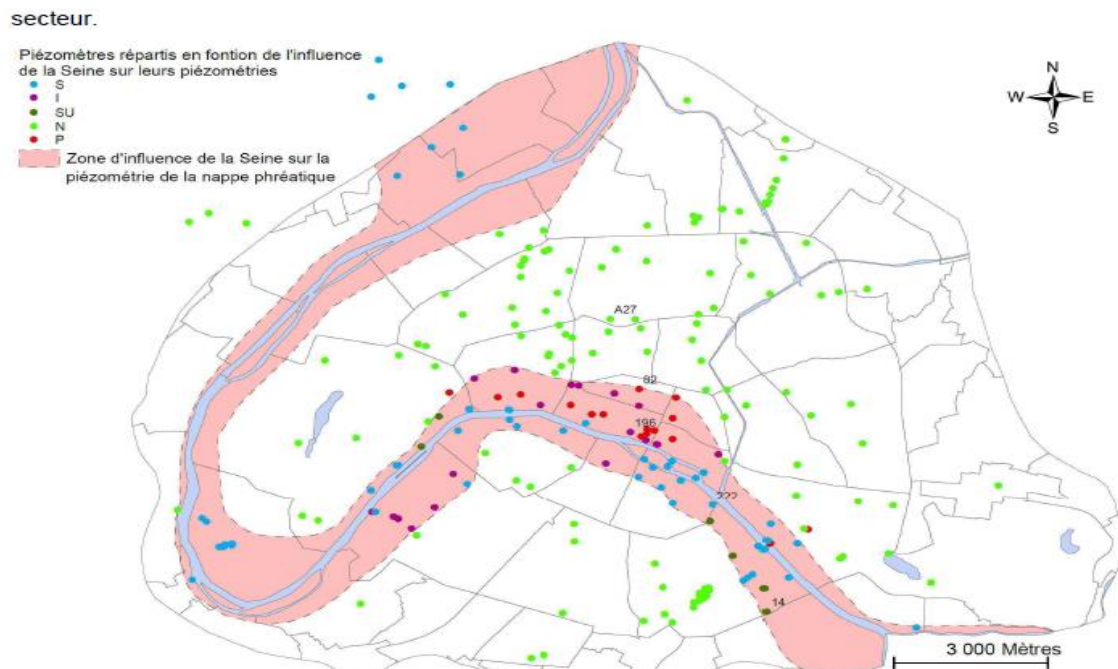


Figure 10. Zone d'influence de la Seine sur la piézométrie de la nappe phréatique (Lamé, 2013).

3. Calcul de l'écoulement en milieu poreux non saturé

Les ouvrages souterrains tels que les tunnels de métros, apparaissent comme une solution intéressante pour fournir à la population des grandes villes des moyens de transport pour la circulation urbaine. Certains tunnels de métro de Paris sont situés dans des sols constitués de milieu poreux et soumis aux charges hydrauliques qui proviennent de la remontée de la nappe phréatique. Le mécanisme hydraulique mis en jeu dans ce type d'ouvrage résulte du flux d'infiltration à travers le sol et le tunnel. Ce mécanisme hydraulique peut se résumer en une grande famille d'écoulement : les écoulements en milieux poreux, régis par la loi de Darcy. L'étude des fondements théoriques de ces écoulements et mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les milieux souterrains poreux est nécessaire pour mieux comprendre et maîtriser le fonctionnement hydraulique par infiltration dans les ouvrages souterrains. Ainsi, l'écoulement souterrain constitue un aspect fondamental du cycle de l'eau. C'est la raison pour laquelle il est utile de rappeler quelques notions fondamentales relatives à la dynamique des fluides qui permettent notamment d'appréhender les équations des écoulements en milieu poreux.

Il existe une bibliographie très importante sur les écoulements souterrains. Le lecteur souhaitant plus d'informations liées à cette discipline scientifique pourra se référer aux nombreux ouvrages spécialisés sur ce sujet. Citons, par exemple, le livre de Bear. « *Hydraulics of Groundwater* » (Bear, 1979). Ce livre constitue encore aujourd'hui une référence pour les écoulements souterrains.

3.1 Caractéristiques physiques des milieux poreux

Nous présentons dans cette partie une brève revue des principales propriétés physiques des milieux poreux qui s'avèrent nécessaires pour le développement de l'équation dynamique de l'écoulement souterrains dans un milieu non saturé.

Les milieux poreux, tels que les sols, présentent la particularité d'associer simultanément la phase solide, liquide et gazeuse. Dans ce système multiphasique, le mode d'arrangement des constituants de la phase solide détermine le volume et les caractéristiques de l'espace dévolu aux composantes fluides et conditionne ainsi l'ensemble des propriétés relatives à leur comportement (Soutter et al, 2007).

La phase solide du sol est généralement considérée comme invariante, les sols sont décrits par des paramètres relatifs aux éléments solides, sachant que les grandeurs caractérisant les phases fluides constituent des variables d'état du système étudié.

Chaque phase dans le sol se caractérise par sa masse volumique ρ . La masse volumique de la phase solide ρ_s dépend de la nature des constituants du sol. Elle est en générale de l'ordre de 1400 à 2000 kg/m³ pour les sols organiques. La masse volumique de la phase liquide ρ_l reste toujours approximativement égale à 1000 kg/m³, alors que celle de la phase gazeuse est de l'ordre de 1,2 kg/m³.

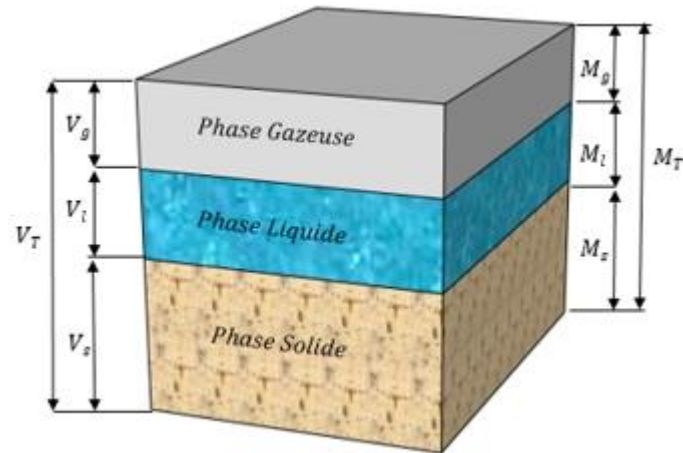


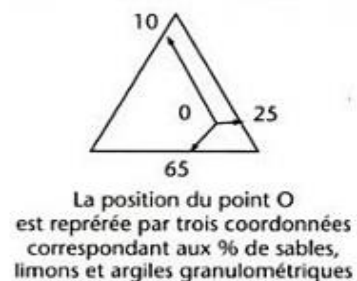
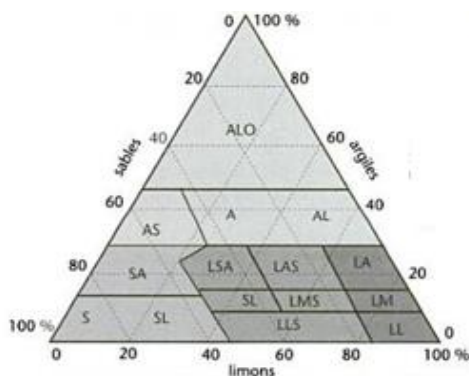
Figure 11. Schéma de la constitution d'un volume de sol.

- *Texture et structure*

La caractérisation de la phase solide du sol repose aussi sur la texture, la structure des particules constitutives du sol et sa teneur en eau volumique du sol.

La texture d'un sol est utilisée comme critère de différenciations des sols, soit la répartition de la taille de ses éléments consécutifs. Elle est caractérisée par une courbe granulométrique (Baize et Jabiol, 2000) qui se base sur l'application des techniques de séparation des particules (tamisage, sédimentation, etc.) pour un échantillon de sol. Cette courbe illustre, sur une base pondérale en fonction du diamètre apparent, les taux de particules solides de taille inférieure et supérieure à ce diamètre.

La classification du sol selon la texture est représentée à l'aide d'un triangle, appelé triangle des textures, dont les trois côtés correspondent respectivement aux pourcentages de sable, de limon et d'argile. Ces trois intervalles permettent alors de construire un triangle textural dont les diverses régions correspondent à autant de classes. Notons qu'il est important de préciser à quelle échelle/triangle se réfèrent les désignations utilisées.



Textures sableuses		Textures limoneuses	
S	Sable	LL	Limon Léger
SL	Sable limoneux	LM	Limon Moyen
SA	Sable argileux	LA	Limon Argileux
Texture limono-sableuses		Texture argilo-sableuse	
LLS	Limon Léger Sableux	AS	Argile Sableuse
LS	Limon Sableux	Texture Argileuse	
LMS	Limon Moyen Sableux	A	Argile
LSA	Limon Sableux Argileux	AL	Argile Limoneuse
LAS	Limon Argilo Sableux	Texture très argileuse	
		ALO	Argile Lourde

Figure 12. Triangle de texture utilisé en France proposé par Jamagne en 1967 (Calvet, 2003).

La structure d'un sol est la façon selon laquelle s'arrangent naturellement et durablement les particules élémentaires en formant des structures particulières, fragmentaires, continues, etc.

La porosité totale f_p est définie par le rapport du volume des vides V_v au volume total du sol V_t

$$f_p = \frac{V_v}{V_t} = 1 - \frac{V_s}{V_t} \quad (\text{Éq 1})$$

La porosité d'un sol varie entre 30 % à 60 %, cependant elle peut atteindre jusqu'à 90 % dans le cas de sols tourbeux dont la structure est formée par des fibres végétales.

- Teneur en eau

La teneur en eau volumique θ d'un sol est définie en physique des milieux poreux comme un taux volumique mieux adapté aux applications pratiques pour notamment le calcul des bilans hydriques. Elle varie entre une valeur minimale, la teneur en eau résiduelle θ_r , et une valeur maximale la teneur en eau à saturation θ_s . Les teneurs en eau volumiques à saturation sont de l'ordre de 35 à 50 % pour un sol sableux, de 40 à 60 % pour un sol silteux et de 30 à 65 % pour un sol argileux.

$$\theta = \frac{V_l}{V_t} \quad (\text{Éq 2})$$

Où V_l est le volume de la phase liquide dans le sol et V_t est le volume total du sol.

La teneur en eau à saturation est en réalité toujours inférieure à la porosité totale en raison de la présence d'air piégé, la plupart des sols ne sont pas saturés (leur teneur en eau est inférieure à leur porosité). On définit dans ce cas dans la nappe phréatique, la frange capillaire² comme la surface séparant les zones saturée et non-saturée.

Dans la nappe phréatique, tous les pores sont saturés d'eau (teneur en eau volumique = porosité). Au-dessus de la frange capillaire, les pores contiennent de l'air. La teneur en eau dans la frange capillaire diminue à mesure que l'on s'éloigne de la surface de la nappe.

² Dans le cas d'un écoulement libre dans un aquifère, on distingue une partie de l'aquifère saturée en eau (c'est la zone saturée), et une partie pour laquelle la saturation est inférieure à 1, c'est la zone non-saturée qui est bien entendu située au-dessus de la zone saturée. La zone de transition entre la zone saturée et la zone non-saturée est appelée la frange capillaire.

L'une des principales difficultés qu'oppose l'étude de la zone non-saturée est la dépendance de la perméabilité apparente avec la teneur en eau.

Lorsqu'un sol devient sec, les pores asséchés se contractent et la perméabilité n'est plus proportionnelle à la teneur en eau (effet non-linéaire). On appelle courbe de rétention d'eau la relation entre la teneur en eau volumique θ et le potentiel hydrique du sol. Elle peut être associée à la perméabilité (Mualem, 1976), aux comportements mécanique du sol (Laloui et Nuth, 2009). Cette courbe caractérise différents types de milieux poreux.

Les courbes de rétention d'eau, jouent un rôle fondamental dans la modélisation des sols non saturés. La qualité de la modélisation dépend d'une bonne évaluation de ces dernières (Bellia et al, 2012).

La teneur en eau d'un sol constitue une variable d'état (Musy, et Soutter, 1991), soit une grandeur variable dans l'espace et dans le temps. Cette variabilité peut être décrite localement par un profil hydrique qui illustre la distribution des teneurs en eau le long d'une verticale à un instant donné (Figure 13).

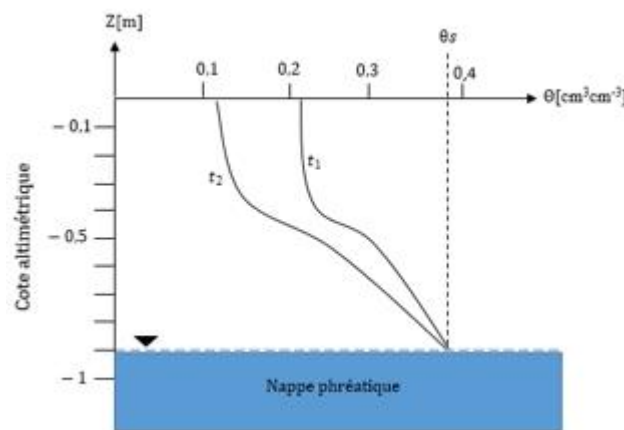


Figure 13. Schéma du profil hydrique successifs aux temps t_1 et t_2 (Soutter et al, 2007).

La surface située entre les deux profils hydriques successifs représente un volume d'eau par unité de surface, soit une hauteur d'eau en mètre.

- Potentiel de pression

Le potentiel de pression fait partie de l'état énergétique de l'eau du sol. En fait, le principe d'écoulement de l'eau dans un sol provient d'une diminution du niveau énergétique du système. L'équation de Navier Stokes permet de constater que l'état énergétique de la phase liquide en un point du sol et à un instant donné, c'est-à-dire son potentiel, se limite à des termes de pression et de gravité :

$$\phi_{tot} = \phi_P + \phi_g = p + \rho g z \quad [m] \quad (\text{Éq 3})$$

Où ϕ_{tot} est le potentiel total, souvent décrit par la notion de charge hydraulique totale, ses composants représentent ϕ_P la charge de pression h (charge piézométrique) et ϕ_g la charge de gravité z .

La phase liquide du sol est soumise à une pression atmosphérique considérée comme pression de référence. Son état de pression varie autour de cette pression de référence selon les forces auxquelles elle est soumise. Il existe deux domaines de variations du potentiel de pression, dans lesquels interviennent des processus physiques différents. En effet, quand la solution du sol subit une pression hydrostatique, c'est-à-dire lorsqu'elle est située en dessous d'une surface d'eau libre (comme le cas d'une nappe phréatique), sa pression est supérieure à la pression atmosphérique. Inversement, sa pression sera inférieure à la pression atmosphérique lorsqu'elle est soumise à des forces de capillarité ou d'adsorption. (Soutter et al, 2007). Ainsi, le potentiel de pression est considéré comme nul à pression atmosphérique, il est *positif* lorsque la solution du sol est soumise à une pression hydrostatique et il devient *négatif* dans le cas où elle se retrouve dans un état de sous pression par rapport à la pression de référence (pression atmosphérique).

- Potentiel de gravité

Ce terme est défini comme l'énergie utilisable provenant du travail des forces de pesanteur pendant le déplacement. Sa valeur en un point quelconque du sol représente la différence entre la cote altimétrique de ce point et celle du système de référence.

$$\phi_g = \rho g z \quad (\text{Éq 4})$$

Ainsi, le potentiel de gravité de l'eau du sol est positif lorsqu'il se retrouve à une altitude supérieure à celle du système de référence et négatif dans le cas contraire.

- Charge hydraulique

Il s'agit du potentiel total, son sens physique correspond une forme d'une charge exercée sur unité de poids [J/N], cette charge est souvent représentée en mètre. Cependant, cette unité ne représente pas une distance, mais une pression exprimée en hauteur d'eau équivalente. Le potentiel total est donc décrit par la notion de charge hydraulique totale H , et ses composantes par celles de charge de pression ou piézométrique h et de charge de gravité z .

$$H = h + z \quad [\text{JN}^{-1}] \equiv [\text{m}] \quad (\text{Éq 5})$$

Le transfert de l'eau du sol s'effectue en réponse à la variation spatiale de son potentiel, soit dans la direction des potentiels décroissants. En effet, le taux de décroissance du potentiel total constitue la force motrice de l'écoulement (Lesaffre, 1988). La force qui s'exerce sur l'eau du sol en un point de ce dernier s'exprime par le gradient de potentiel total. Les flux sont considérés négatifs puisque les transferts s'effectuent d'une zone de potentiel élevé à une zone de potentiel plus faible

- Profil de charge

Soutter *et al.* (2007) ont pu représenter graphiquement la distribution du potentiel de pression, de gravité et de potentiel total dans un sol le long d'une verticale. Ils ont développé un diagramme des potentiels constitué d'un profil de charge de pression, de charge de gravité et de charge totale.

Dans la figure suivante, le profil de charge de gravité z est représenté par une droite inclinée à 45° passant par l'origine dont le potentiel de gravité en un point de la verticale est égal à sa cote altimétrique.

Le potentiel total demeure constant en cas d'absence d'écoulement sur toute la profondeur, c'est-à-dire quand la phase liquide du sol est en équilibre hydrostatique, le profil de charge total H est représenté par une droite verticale.

Le profil de charge de pression h est représenté par une droite inclinée à 135° coupant l'axe vertical ($h=0$) à la cote de la surface de la nappe phréatique.

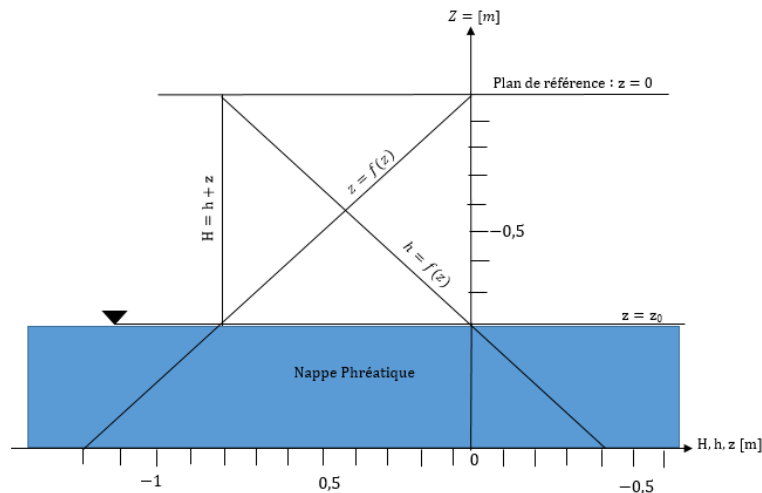


Figure 14. Diagramme des potentiels en équilibre hydrostatique.

3.2. Loi de Darcy

La loi de Darcy, notamment utile pour caractériser les écoulements souterrains de l'eau, a pour vocation d'exprimer le débit d'écoulement au travers d'un sol poreux. La vitesse moyenne d'écoulement \vec{q} dans un milieu poreux est exprimée sous la forme de la loi de Darcy :

$$\vec{q} = -k_s \overrightarrow{\text{grad}}(h + z) \quad (\text{Éq 6})$$

Où le coefficient k_s , représente la conductivité hydraulique à saturation (lorsque le milieu est saturé, la conductivité hydraulique est maximale). Cette grandeur exprime l'aptitude d'un milieu poreux à laisser passer l'eau sous l'effet d'un gradient de pression (Bear et Verruijt, 1987). Elle dépend à la fois des propriétés du milieu poreux (granulométrie, forme des grains, porosité), des propriétés de l'eau (viscosité, densité) et du degré de saturation du milieu poreux. Elle est généralement exprimée en mètres par seconde (m/s).

La conductivité hydraulique à saturation est déterminée de façon expérimentale, elle varie entre 10^{-6} à 10^{-8} m/s pour les sols peu perméables, tel qu'un limon argileux, et entre 10^{-3} à 10^{-4} m/s pour des sols bien perméables, tel qu'un sable grossier.

La validité de la loi de Darcy se limite aux écoulements laminaires, soit pour des sols, à des écoulements à nombre de Reynolds inférieur à 1 (Schneebeli, 2011).

En milieu poreux non saturé, la teneur en eau diminue et la résistance exercée par un sol à l'égard d'un écoulement d'eau devient plus grande. En effet, ce sont les pores les plus gros qui se vident en premier. La section d'écoulement diminue rapidement de même que la vitesse

moyenne d'écoulement. Ce phénomène est dû à la disparition des zones de vitesses les plus élevées situées au centre des pores (Soutter et al, 2007). L'écoulement se retrouve astreint de circuler selon deux aspects, soit le long des films qui épousent les contours des parois des pores vides ou bien dans le réseau formé par les pores de diamètre plus faible et encore pleins qui contournent les pores vides. Dans les deux cas la longueur du cheminement parcouru et la tortuosité augmentent.

Dans le milieu poreux non saturé, la conductivité hydraulique peut dépendre de la charge de pression ou de la teneur en eau. La loi de Darcy dans ce milieu s'écrit :

$$\vec{q} = -k(h) \overrightarrow{\text{grad}}(h + z) \quad \text{ou} \quad \vec{q} = -k(\theta) \overrightarrow{\text{grad}}(h(\theta) + z) \quad (\text{Éq 7})$$

Lorsque la teneur en eau augmente, le nombre de pores en eau augmente, ainsi plus de pores participent à l'écoulement et la conductivité augmente. La relation $k(h)$ et $k(\theta)$ liant la conductivité hydraulique à la teneur en eau dépend du sol étudié. Ils existent diverses formes mathématiques pour décrire les courbes de conductivité hydraulique : forme de Brooks et Corey (Dane et Topp, 2002), forme de Van Genuchten (Han et al, 2010) et la forme de Gardner (Gardner, 1958).

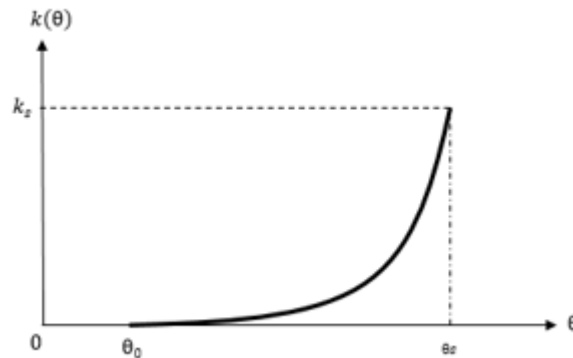


Figure 15. Courbe de conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau (Bear, 1979).

La conductivité hydraulique a été mesurée en fonction de la teneur en eau par Wyckoff et Botset en 1936 (Bear, 1979) et ainsi par Irmay en 1954 (Bear, J. 1979).

Dans le tableau ci-dessous sont présentées les différentes formules mathématiques établies par différents auteurs afin de décrire la relation entre la conductivité hydraulique et la teneur en eau. Les formules de Gardner proposent une relation entre la conductivité hydraulique k et la charge de pression h , et une autre relation entre la teneur en eau θ et la charge de pression h . Ces deux relations sont retenues pour la suite de ce travail.

$$K(h) = \frac{a}{b + (-h)^m} \quad (\text{Éq 8})$$

$$\theta(h) = \frac{1}{\eta} \frac{c}{c + (-h)^d} \quad (\text{Éq 9})$$

Les paramètres a , b , c et d et m sont des constantes empiriques.

- Forme de Garner avec a et b des constantes empiriques : $k(h) = \frac{a}{b+(-h)^m}$
- Forme Exponentielle décroissante avec a une constante empirique : $k(h) = k_s e^{-ah}$
- Forme de Brooks et Corey avec λ est un paramètre reflétant la porosimétrie (structure poreuse) du sol :

$$K(\theta) = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3+2/\lambda}$$

- Forme de Van Genuchten avec m une constante empirique :

$$K(\theta) = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{\lambda}} \cdot \left[\left(1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$$

- Forme de Wyckoff et Botset avec B la surface spécifique du grain du sol et m une constante empirique :

$$K(\theta) = \frac{m \cdot \theta_r^3}{B^2}$$

- Formule d'Irmay : $K(\theta) = \left(\frac{\theta_r - \theta}{1 - \theta_r} \right)^3$

Tableau 1. Quelques formes mathématiques qui décrivent les courbes de conductivité hydraulique.

3.3. Equation d'écoulement en milieu non saturé

Ce type d'écoulement peut être rencontré dans le cas d'inondation des sols souterrains par remontée de la nappe, soit par infiltration des eaux dans un milieu non saturé des sols et infiltration à travers les tunnels.

L'obtention de l'équation en milieu poreux non saturé nécessite de retenir les hypothèses suivantes :

- Le milieu poreux est supposé rigide, indéformable et incompressible,
- L'écoulement s'effectue dans des conditions isothermes,
- L'écoulement est supposé monophasique, seule la phase liquide de l'eau est prise en compte et non la phase gazeuse,
- L'eau est supposée incompressible et de caractéristiques physiques constantes (la masse volumique de l'eau est supposée constante),
- La compression de la phase gazeuse est supposée négligeable (l'air est supposé à la pression atmosphérique, cette dernière est prise comme référence: $P_{atm} = 0$),
- L'écoulement est supposé Darcien (suit la loi de Darcy établie pour les écoulements laminaires),
- Il n'y a pas d'échange de matière entre le fluide et les grains solides du milieu.

Les écoulements ne sont plus limités à la zone saturée et les vides du milieu poreux ne sont pas saturés en eau mais ils sont occupés par deux phases fluides non miscibles: l'eau et l'air. Par conséquent, la teneur en eau θ d'un volume élémentaire de sol est variable dans le temps et dans l'espace, $\theta(x, y, z, t)$, si bien que l'équation de continuité s'écrit pour un fluide incompressible :

$$\operatorname{div} \vec{q} = -\frac{\partial \theta}{\partial t} + s \quad (\text{Éq 10})$$

Le terme s est un terme source. En effet, en présence de phénomène de production ou de consommation dans le sol, comme par exemple l'extraction d'eau par un puits ou par les racines des plantes dans les sols cultivés, un terme supplémentaire s'ajoute à l'équation de continuité. L'équation générale des écoulements en milieux non saturé, ou équation de Richards s'obtient en substituant la loi de Darcy dans l'équation ci-dessus.

L'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé peut être exprimée par diverses formulations possibles selon la variable principale considérée à savoir, soit en fonction de la teneur en eau θ (forme diffusible) ou la charge de pression h (forme captive) :

$$\operatorname{div} (k(\theta) \overrightarrow{\operatorname{grad}}(H)) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{avec } H(\theta) = h(\theta) + z \quad (\text{Forme diffusible}) \quad (\text{Éq 11})$$

$$\operatorname{div} (k(h) \overrightarrow{\operatorname{grad}}(H)) = c(h) \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{avec } c(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h} \quad (\text{Forme captive}) \quad (\text{Éq 12})$$

La capacité capillaire $c(h)$ est appelé parfois dans la littérature coefficient d'emmagasinement. Il représente la variation de la teneur en eau θ par unité de variation de la charge de pression. Il est donné par la pente de la relation $\theta(h)$.

Ces deux formes de l'équation de Richards (équations 11 et 12) avec la variable charge hydraulique H ou pression d'eau h , permettent de décrire les écoulements en milieux poreux saturés et non saturés, en régime transitoire ou permanent. En effet, la charge hydraulique varie d'une façon continue dans tout le domaine de l'écoulement, que ce soit dans la zone saturée ou non saturée.

L'avantage de la forme captive est qu'une équation unique est valable dans tout le domaine de l'écoulement en saturé et en non saturé. En effet, cette forme est utilisable pour tout le domaine d'écoulement, qu'il soit saturé ou non, tandis que la forme diffusible mène à une indétermination dans la zone saturée où θ est constante. Donc la résolution de l'équation 11 en teneur en eau θ est restreinte au milieu uniquement non saturé. En effet lorsque le milieu étudié comporte une zone saturée, la teneur en eau devient constante et est égale à la teneur en eau à saturation ($\theta = \theta_s$). Dans cette zone, par conséquent, la capacité capillaire s'annule [$C(h) = 0$] et la conductivité hydraulique est égale à la conductivité hydraulique à saturation ($K(h) = K_s$). Dans ce cas-là nous retrouvons l'équation régissant les écoulements en milieux poreux saturés. Dans cette équation, la variable h (pression exprimée en colonne d'eau) est positive dans la zone saturée et négative dans la zone non saturée.

On voit en outre que, dans le domaine non saturé, l'équation de Richards est fortement non linéaire compte tenu des variations importantes que subissent la perméabilité $K(\theta)$ et la capacité capillaire $c(h)$ en fonction de la teneur en eau. Il est pratiquement impossible d'avoir une solution analytique excepté pour certains cas particuliers. Par conséquent, les méthodes numériques sont largement utilisées pour résoudre cette équation. En hydraulique des milieux poreux non saturés, sa résolution nécessite la connaissance des caractéristiques hydrodynamiques du milieu, des conditions initiales et conditions aux limites imposées sur les frontières géométriques.

4. Transfert d'eau d'infiltration vers un tunnel souterrain

Dans ce paragraphe, nous présentons les hypothèses simplificatrices afin de mettre en application l'équation de Richards pour estimer les infiltrations dans un tunnel souterrain. Nous expliquons également comment imposer les conditions aux limites afin de résoudre numériquement l'équation de Richards. Le domaine d'étude souterrain (sol et tunnel) est considéré comme un milieu poreux.

Prenons l'exemple d'un tunnel soumis aux infiltrations et situé dans un massif de sol poreux, bordé d'un plan d'eau (nappe) de niveau constant. La quantité d'eau entrant dans ce tunnel dépend de nombreux facteurs. En effet, le phénomène de transfert d'eau vers le tunnel dépend des principaux paramètres suivants :

- La hauteur de la nappe par rapport au tunnel H_0 .
- La géométrie du tunnel et sa profondeur sous le niveau piézométrique.
- La profondeur de la couche de sol perméable.
- La distance entre le tunnel et le niveau de la nappe.
- La perméabilité du terrain.
- La perméabilité du revêtement du tunnel.

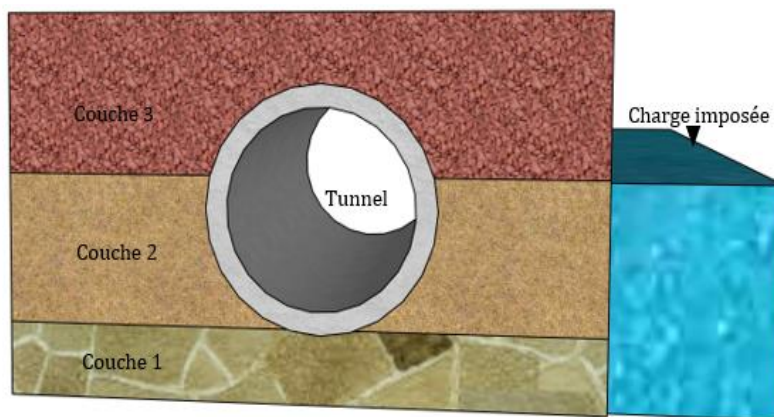


Figure 16. Tunnel dans un massif de sol poreux soumis aux infiltrations.

Les écoulements dépendent en fait de l'ensemble des conditions hydrogéologiques rencontrées par le tunnel. L'infiltration des eaux dans le tunnel augmente avec la perméabilité des parois des tunnels et du terrain, et aussi avec la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique de la nappe.

Décrire le transfert d'eau dans le tunnel peut être obtenu par l'application de l'équation de Richards. Cette équation nécessite des conditions aux limites sur le domaine d'étude afin qu'elle soit résolue. C'est aussi l'objet de cette section.

4.1. Hypothèse générale et simplification de l'équation de Richards

L'évaluation des infiltrations dans les tunnels conduit à admettre certaines hypothèses simplificatrices afin de mettre en équation l'écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé.

Les hypothèses retenues sont les mêmes que celles adoptées au paragraphe précédent. Pour résoudre l'équation de Richards, nous faisons l'hypothèse que, dans le domaine non saturé, l'approche est monophasique et l'air dans le sol est en équilibre mécanique avec l'atmosphère, dont la pression P_0 est prise comme pression de référence égale à zéro.

Du fait de la capillarité et de la précédente hypothèse, la pression de l'eau dans le domaine non saturé est négative $h < 0$. La phase solide est immobile et indéformable et l'eau liquide est supposée pure et incompressible. Nous supposons aussi que l'écoulement est dans un milieu isotrope, homogène non saturé, en régime permanent. L'écoulement est aussi supposé isotherme et l'influence de la température est négligée.

Toutefois, en régime transitoire, des difficultés ont toujours été rencontrées dans la résolution mathématique des équations d'écoulement souterrain et la plupart des approches de calcul proposées concernent les écoulements en régime permanent (Atwa, 1996). Dans nos calculs, l'écoulement est considéré permanent. L'infiltration évolue selon les caractéristiques de l'écoulement et selon les conditions hydrogéologiques du milieu d'étude.

Afin de simplifier la géométrie du tunnel nous considérons un axe de symétrie qui coupe le tunnel verticalement et nous travaillons sur une moitié du domaine (Figure 17). Cette simplification permet de transformer la géométrie du problème en une géométrie plus simple dont le formalisme mathématique de l'équation de Richards est facilement applicable et calculable.

4.2. Conditions aux limites

L'équation de Richards est fortement non linéaire compte tenu des variations importantes que subissent la perméabilité $k(h)$ et la capacité capillaire $c(h)$ en fonction de la teneur en eau dans les milieux poreux non saturés. Sa résolution nécessite la connaissance des caractéristiques hydrodynamiques du milieu et des conditions aux limites régnant sur les frontières géométriques.

Mathématiquement, il existe trois types de conditions aux limites admissibles pour cette équation. Elles sont du type Dirichlet, Neumann et Cauchy. Sur un contour Γ défini du domaine d'étude, nous pouvons opérer un découpage de Γ en trois facettes :

- Γ_h : facette de la frontière soumise à la condition de charge imposée, c'est la condition de type Dirichlet.
- Γ_q : facette de la frontière soumise à la condition de flux imposé c'est la condition de type Neumann.
- Γ_λ : facette de la frontière où une condition de type Cauchy est imposée.

La condition aux limites du type Dirichlet consiste à imposer une charge piézométrique sur la partie Γ_h , soit une charge imposée h sur le côté du contour. La condition aux limites de

Neumann consiste à imposer un flux hydraulique q sur la partie Γ_q du contour. Pour une partie du contour imperméable, le flux à travers ce contour est nul, soit $q = 0$. Pour les conditions aux limites de Cauchy, le flux hydraulique à travers la partie Γ_λ du contour dépend de la charge piézométrique sur ce contour.

Cependant, en hydrologie, une quatrième condition aux limites peut être proposée, c'est une condition spécifique de l'écoulement en milieu non saturé. Cette condition s'appelle aussi surface de suintement. Il s'agit d'une partie de contour où l'eau peut s'infiltrer mais on ignore à partir de quel point l'infiltration se produit (Poligot Pitsch, 2002). C'est une condition mixte charge hydraulique/flux, permettant de basculer d'une condition de charge imposée à une condition de flux imposé (et inversement).

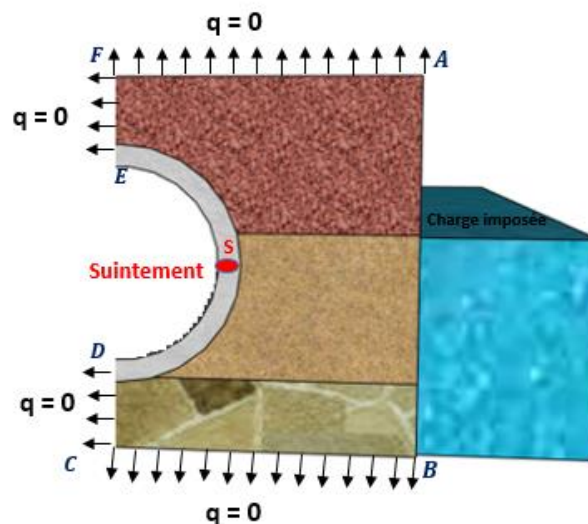


Figure 17. Conditions aux limites imposées pour un demi-tunnel.

La figure 17 montre les conditions aux limites imposées sur une moitié du domaine (l'autre partie étant symétrique). Il s'agit d'un demi tunnel homogène, soumis à une infiltration sur une partie de sa surface, ce tunnel est situé dans un massif homogène d'un sol bordé sur son côté droit d'un plan d'eau de hauteur constante.

Dans ce domaine, trois conditions aux limites sont appliquées afin de résoudre l'équation de Richards.

La charge imposée, comme illustrée dans cette figure, représente la condition aux limites de type Dirichlet.

Ainsi, lorsque l'eau s'infiltré dans le tunnel, le point d'entrée réel de l'eau est appelé point de suintement (point s), le point de suintement s n'est pas connu. Le calcul numérique permet de définir la position de ce point de manière itérative. Une condition de suintement est ainsi appliquée sur le périmètre du tunnel.

Les autres contours du domaine sont considérés imperméables, soit dans la zone surfacique au-dessus du tunnel et dans le substratum ainsi que sur la partie gauche où il n'y a pas de flux d'eau ni d'infiltration du fait de la symétrie. La condition imposée est celle de type Neumann ($q = 0$).

Pour récapituler, une charge hydraulique stationnaire est imposée sur le segment A-B, un flux nul est imposé sur les segments B-C, C-D, E-F et F-A, et une surface de suintement est imposée pour le segment D-E.

Nous avons constaté que l'équation stationnaire de Richards est différentielle, non linéaire, avec des dérivées par rapport à l'espace. L'application de cette équation sur ce cas d'étude s'avère difficile à résoudre analytiquement.

En revanche, elle peut être résolue numériquement afin d'évaluer le débit d'infiltration entrant dans le tunnel. Différentes méthodes numériques sont alors utilisées pour la traiter.

Synthèse du chapitre 1

La connaissance des propriétés hydrodynamiques est indispensable pour prédire le transfert d'eau dans la zone non saturée. Cette partie a permis de décrire le mouvement d'eau à travers une zone non saturée d'un domaine possédant des propriétés hydrodynamiques, déterminées par la texture et la structure du sol. L'étude de la physique du sol nous a permis d'aborder la description de la zone non saturée et de décrire son fonctionnement hydrodynamique à l'aide de l'équation de Richards.

La caractérisation hydrodynamique des sols est faite par la connaissance des courbes de conductivité hydraulique, $k(h)$, et de pression capillaire $c(h)$, en fonction de la charge de pression h . Les équations fondamentales de Richards sont utilisées pour la représentation hydrodynamique de l'écoulement dans le sol. Cependant, l'équation de Richards est fortement non linéaire en raison de la fonction $k(h)$ notamment. Des méthodes numériques permettent d'approcher la solution de cette équation en discrétisant spatialement le domaine modélisé.

Chapitre 2 : Modélisation des infiltrations à travers un tunnel par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CESAR-LCPC

Objectifs

- Présentation de code utilisé pour la modélisation souterraine.
 - Validation du modèle par des mesures *in situ*.
 - Application du modèle sur un tunnel de métro.
-

Le chapitre précédent a permis de mettre en évidence le processus d'écoulement en milieu poreux non saturé et de montrer l'importance de l'approche numérique pour résoudre l'équation de Richards.

L'existence de banques de données et d'un modèle de simulation des infiltrations causées par la remontée de la nappe permettra une meilleure gestion du sous-sol en cas de crue.

Il reste à proposer un modèle pour estimer les infiltrations des eaux souterraines dans les ouvrages situés dans le sous-sol.

La simulation de l'écoulement dans un milieu non saturé nécessite principalement l'utilisation de trois types d'équations, à savoir : l'équation de Richards, la charge de pression, la relation liant la conductivité hydraulique à la teneur en eau.

Le code de calcul par éléments finis développé par le LCPC est utilisé. Il possède un module NSAT qui traite les écoulements en milieu poreux Non SATuré en résolvant les équations de Richards. Il s'agit d'un module simple et facile à mettre en œuvre.

Ce travail s'inscrit dans le contexte de la modélisation des écoulements dans le sous-sol urbain. L'objectif est d'estimer le débit d'infiltration en fonction des caractéristiques du sol, du tunnel ainsi que du niveau piézométrique de la nappe. Quelques exemples de simulations numériques des infiltrations, en régime permanent, d'un élément dans les tunnels de métros seront présentés.

Ce chapitre présente la comparaison des résultats de flux d'infiltration à travers un tunnel obtenu par le calcul numérique avec le flux mesuré sur les biefs de tunnel.

Nous traitons mathématiquement un problème d'écoulement en milieu poreux non saturé qui jusqu'à présent n'est pas encore bien cerné dans le domaine des écoulements souterrains dans les tunnels de métro. L'application est effectuée sur la station de métro d'Austerlitz.

L'utilisation du code de calcul NSAT- CESAR- LCPC pour modéliser les infiltrations dans les tunnels de la RATP mérite une validation. Nous sommes confrontés à un problème de disponibilités des données expérimentales. Par conséquent si nous arrivons à disposer des données en qualité et en nombre suffisant (des données mesurées *in-situ*) par exemple le niveau piézométrique de la nappe et le débit d'infiltration dans le tunnel, nous pouvons valider la modélisation de ces écoulements.

Nous disposons de données sur le niveau de la nappe dans certaines stations proches de la Seine ainsi que le débit d'infiltration. Le niveau de la nappe est mesuré par des appareils appelés piézomètres, installés à Paris et gérés par l'Inspection Générale des carrières. Les eaux souterraines d'infiltration à l'intérieur du réseau RATP sont recueillies dans des cuvettes dans lesquelles le débit des infiltrations est mesuré. Il suffit alors de simuler ces infiltrations afin de voir si la modélisation est conforme à la réalité. C'est ainsi qu'on valide le modèle afin d'établir un outil qui reproduit le plus fidèlement possible la réalité.

1. Résolution numérique des systèmes d'équations obtenus

Le chapitre précédent a permis de mettre en équation l'écoulement d'eau en milieu poreux pour aboutir à l'équation de Richards (équation 12). Dans notre cas d'étude, cette équation ne possède pas de solution analytique, il est donc nécessaire de la traiter avec des méthodes numériques.

L'équation de Richards fait apparaître des non linéarités, les variables de cette équation sont liées entre elles. Certains auteurs (Nguyen et al, 2008., Piau, 1998) ont choisi la méthode des éléments finis pour traiter la non-linéarité de cette équation. C'est la méthode que nous appliquons dans la suite de ce travail.

L'équation de Richards peut être exprimée en fonction du degré de saturation S_r . Sachant que $\theta = S_r \eta$, avec η la porosité et θ la teneur en eau. On obtient :

$$\text{div} \left(k(h) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H) \right) = \frac{\partial(\eta S_r)}{\partial t} \quad (\text{Éq 13})$$

Où H est la charge hydraulique, k est la conductivité hydraulique, plus couramment appelé perméabilité. Suite à d'autres expériences, cette équation peut être exprimée en fonction du coefficient de perméabilité à saturation k_s , on obtient :

$$\text{div} \left(k_s k_r(h) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H) \right) = \frac{\partial(\eta S_r)}{\partial t} \quad (\text{Éq 14})$$

Où k_r est un coefficient correcteur qui dépend du degré de saturation, appelé coefficient de perméabilité relative. L'expérience de Gardner permet de proposer une relation entre la perméabilité relative et la charge de pression h :

$$k_r = \frac{a}{a + (-h)^b} \quad (\text{Éq 15})$$

De même, une relation entre le degré de saturation et la charge de pression h est proposée :

$$S_r = \frac{c}{c + (-h)^d} \quad (\text{Éq 16})$$

Les coefficients a , b , c et d sont des constantes empiriques, déterminées pour chaque sol. A titre indicatif, le tableau suivant présente les valeurs de coefficients de perméabilité à saturation k_s , pour chaque type de sol.

1	Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)									
	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰
Propriétés relatives au drainage			Bon drainage			Faible drainage		Presque imperméable		
Type de sol	Graviers propres	Sables Propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, dépôts d'argiles stratifiés, etc			Les argiles homogènes sous la zone d'altération		

Table 1. Relation entre l'ordre de grandeur du coefficient de perméabilité à saturation, les caractéristiques de drainage et le type de sol. (Holtz et Kovacs, 1991).

Puisque l'eau est supposée incompressible et que la matrice poreuse est immobile, on simplifie l'équation en :

$$\eta \frac{\partial S_r}{\partial t} = \text{div} (k_r k_s \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H)) \quad (\text{Éq 17})$$

Cette équation fait intervenir deux inconnues, H et S_r. Les expériences montrent que ces deux quantités sont liées (Poligot –Pitsch et al, 2003). Elles montrent aussi que le coefficient correcteur k_r dépend du degré de saturation S_r donc de la charge hydraulique H. Nous constatons que l'équation 17 est donc fortement non linéaire. Cependant, l'équation peut être transformée pour ne contenir qu'une seule inconnue. L'inconnue choisie est la charge hydraulique H, nous avons :

$$\frac{\partial S_r}{\partial t} = \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial H}{\partial t}$$

Pour la suite du travail, l'équation utilisée s'écrit :

$$\eta \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial H}{\partial t} - \text{div} (k_r k_s \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H)) = 0 \quad (\text{Éq 18})$$

La méthode numérique a comme principe de transformer un problème continu (c'est-à-dire la résolution de l'équation 18) en un problème discret par rapport à l'espace et au temps. Elle permet d'approcher la solution du problème en certains points du domaine modélisé et pour certains instants de l'intervalle de modélisation. La méthode aux éléments finis est utilisée pour ce travail. Cette méthode s'appuie sur la forme variationnelle de l'équation 18. Il s'agit en fait de l'application du principe des résidus pondérés : au lieu de résoudre l'équation en tout point du domaine, on la résout en moyenne pondérée (Formule de Green). La forme variationnelle de l'équation 18 s'écrit :

$$\int_{\Omega} \eta \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial H}{\partial t} \delta H \, d\Omega - \int_{\Omega} \text{div} (k_r k_s \cdot \text{grad} H) \delta H \, d\Omega = 0 \quad (\text{Éq 19})$$

Où Ω est le domaine et δH représente la fonction de pondération (fonction test). L'intégration par partie de cette équation permet d'obtenir l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \eta \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial H}{\partial t} \delta H \, d\Omega - \int_{\Omega} k_r k_s \cdot \text{grad} H \cdot \text{grad} (\delta H) \, d\Omega + \int_{\Gamma} k_r k_s \cdot \text{grad} H \cdot n \delta H \, d\Gamma = 0 \quad (\text{Éq 20})$$

Le vecteur n est le vecteur normal à la frontière Γ . On opère ensuite un découpage de Γ en trois parties selon les trois conditions aux limites citées auparavant, on obtient :

$$\int_{\Omega} \eta \frac{dS_r}{dh} \frac{\partial H}{\partial t} \delta H d\Omega - \int_{\Omega} k_r k_s \cdot \text{grad } H \cdot \text{grad } (\delta H) d\Omega + \int_{\Gamma_Q} Q_n \delta H d\Gamma + \int_{\Gamma_\lambda} \Lambda(H) \cdot (H - H_{\text{INTER}}) \delta H d\Gamma = 0 \quad (\text{Éq 21})$$

$$\int_{\Omega} \left(H \frac{DS_R}{DH} \frac{\partial H}{\partial T} \right) \Delta H d\Omega - \int_{\Omega} K_R K_S \cdot \text{GRAD } H \cdot \text{GRAD } (\Delta H) d\Omega + \int_{\Gamma_Q} \bar{Q}_N \cdot \Delta H d\Gamma + \int_{\Gamma_\lambda} \Lambda(H) \cdot (H - H_{\text{INTER}}) \Delta H d\Gamma + \int_{\Gamma_H} K_R K_S \cdot \text{GRAD } \bar{H} \cdot N d\Gamma = 0 \quad (\text{Éq 22})$$

Cette équation représente une formulation variationnelle de l'équation de Richards. La méthode des éléments finis utilisée dans l'approche numérique est appliquée à cette équation sur un domaine Ω de contour Γ_H , Γ_λ et Γ_Q . Elle conduit à une discrétisation en espace du domaine et enfin à la linéarisation du problème. Sur Γ_H , la charge hydraulique est imposée et l'intégrale de frontière est nulle.

1.1. Formulation en éléments finis

La démarche suivie pour arriver à une formulation ou à une transcription en "éléments finis" de l'équation variationnelle de Richards (Éq 22) comporte deux étapes :

- Ramener le problème de la résolution d'un système différentiel à celui de la recherche du minimum d'une fonctionnelle (formulation variationnelle dite encore "formulation faible") plus facile à résoudre numériquement.
- Ramener ensuite le problème de la détermination d'une fonction inconnue minimisant cette fonctionnelle à celui du calcul d'un nombre fini d'inconnues par décomposition du domaine Ω en un nombre fini d'éléments sur chacun desquels on impose le type de variation de la fonction inconnue.

Le traitement du problème différentiel rencontré dans notre modélisation s'effectue selon plusieurs étapes. La première étape est déjà effectuée. Elle consiste à écrire la formulation faible de l'équation. La deuxième étape du traitement consiste à discrétiser en espace le problème. En effet, pour la méthode des éléments finis, le domaine Ω est décomposé en un nombre fini d'éléments dans lesquels on impose le type de variation de la fonction inconnue. Pour cela, il est nécessaire, avant de discrétiser en espace le problème, de définir trois facteurs (Eymard, 1995): une discrétisation spatiale du domaine, des degrés de libertés, et un espace de fonctions d'interpolation.

- la discrétisation spatiale du domaine modélisé consiste à effectuer un maillage qui permet la décomposition du domaine Ω en élément. La figure suivante illustre un exemple de discrétisation spatiale du domaine en représentant un maillage d'éléments triangulaires.

- Les degrés de liberté sont des points précis du maillage appelés nœuds. La méthode des éléments finis permet d'approcher les inconnues en ces points du maillage, dans notre cas d'étude la méthode permet de calculer la charge hydraulique H . dans notre exemple les nœuds sont les sommets des triangles.

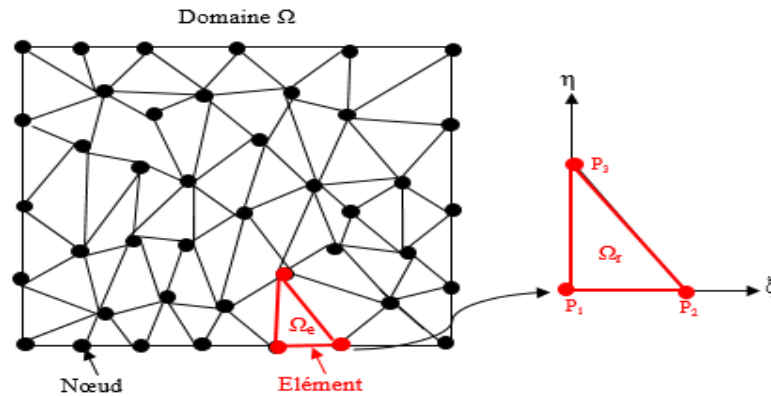


Figure 18. Exemple de discrétisation en espace du domaine et définition de l'élément de référence.

- Les fonctions d'interpolation sont destinées à interpeler à l'intérieur de chaque élément les valeurs de l'inconnue connue aux nœuds. En fonction du type d'élément et du nombre de nœuds, il est possible de définir plusieurs types de fonctions d'interpolation. On peut donc choisir une ou plusieurs fonctions d'interpolation sur chaque élément.

Chaque fonction d'interpolation sur un élément dans la méthode des éléments finis est associée à un nœud ayant la valeur 1 et étant nulle sur les autres nœuds. Par exemple, sur un élément triangulaire à trois nœuds, la fonction recherchée est de la forme $f(x, y) = f(x_1, y_1) * N_1(x, y) + f(x_2, y_2) * N_2(x, y) + f(x_3, y_3) * N_3(x, y)$ avec x_i et y_i les coordonnées du nœud i , et $N_i(x_i, y_i)$ fonctions d'interpolation sur l'élément telle que $N_i(x_j, y_j) = \delta_{ij}$ (symbole de Kronecker). En utilisant la convention de sommation des indices répétés d'Einstein, $f(x, y)$ est notée $f_i N_i$ et $f(x_i, y_i)$ est noté f_i . La fonction de pondération peut donc s'écrire $\delta f = \delta f_i N_i$.

Pour les grands domaines, afin de simplifier le calcul, on utilise la technique de l'élément de référence Ω_r , cet élément comporte le même nombre de nœuds et de côtés que les éléments utilisés pour découper le domaine. Il se situe dans un repère local virtuel (ξ, η, ζ) . Les fonctions de forme F_i permettent de définir la géométrie d'un élément Ω_e à partir de celle de l'élément de référence Ω_r et des coordonnées des nœuds n_e de l'élément Ω_e . La méthode de Galerkin emploie les mêmes fonctions pour les fonctions d'interpolations F_i et les fonctions de forme N . Ces opérations conduisent à l'écriture sur chaque élément d'une fonction de type $W_e = \langle \delta u_i \rangle ([k]u_i - f_i)$ où $\langle \delta u_i \rangle$ représente les valeurs aux nœuds de la fonction de pondération et u_i celle de la fonction recherchée, $[k]$ est une matrice élémentaire issue du calcul des intégrales sur l'élément, et f_i le vecteur de sollicitation nodales. Ces expressions doivent être assemblées afin de redéfinir l'équation initiale $W = \sum W^e = 0$ valable sur tout le domaine d'étude.

La discrétisation spatiale du problème rencontré dans notre modélisation consiste à transformer l'équation variationnelle en un problème avec un nombre fini d'inconnues. L'équation sous forme variationnelle peut ainsi être réécrite sous une forme matricielle linéaire ou non tout en respectant les conditions aux limites imposées.

2. Choix du modèle (NSAT)

Le code de calcul par éléments finis CESAR développé par le LCPC est utilisé dans notre travail. Ce modèle a été choisi aussi pour sa simplicité et pour sa disponibilité. Le modèle de Richards a été adopté dans le module NSAT du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, qui permet de résoudre les problèmes d'écoulement en milieu poreux non saturé en régime permanent ou transitoire.

En effet, en raison de la particularité du traitement des conditions de suintement et de la difficulté de modélisation de la zone non saturée de ce milieu poreux particulier (tunnels situés dans un sol poreux), le modèle NSAT du code CESAR-LCPC est choisi pour simuler les écoulements d'infiltration dans la zone des tunnels de métro.

2.1. Le code de calcul par élément finis NSAT- CESAR – LCPC

Le code de calcul NSAT-CESAR-LCPC est particulièrement adapté à la résolution des problèmes d'écoulement en génie civil. Il est doté d'un module NSAT qui traite les écoulements en milieux poreux Non SATurés en résolvant l'équation de Richards en régime permanent ou transitoire. Pour plus d'informations sur la présentation théorique du fonctionnement de ce code de calcul, le lecteur pourra se référer respectivement aux travaux de Poligot – Pitsch (Poligot – Pitsch, 2002) et Berthier (Berthier, 1999). Dans ce travail, seule la théorie du module NSAT va être présentée de façon synthétique.

La résolution du problème différentiel par NSAT passe par cinq étapes. Pour les présenter, nous reprenons les explications citées par (Poligot –Pitsch, 2002) sur un domaine de problème Ω où une condition de potentiel est appliquée (condition de Dirichlet) sur une partie de contour Γ_H , sur l'autre portion du contour Γ_q une condition de flux est appliquée (Neumann). La partie Γ_λ est celle où une condition de Cauchy est imposée. La condition mixte de suintement aboutit à l'une de deux premières conditions.

1) Formulation variationnelle « faible » du problème

La formulation variationnelle faible du problème a déjà été présentée (Éq 22).

2) Discrétisation en espace du domaine

Le domaine Ω est décomposé en un nombre finis d'éléments. Les sommets des éléments sont les nœuds, au nombre total de n_t . La fonction inconnue étant fixée sur les nœuds appartenant à la frontière Γ_H , l'équation n'est pas résolue sur ces nœuds, le nombre de nœuds utiles dans le domaine est $n = n_t - n_H$. En chaque élément on définit la fonction d'interpolation N_i^e comme la restriction de H à cet élément, soit égale à :

$$H(x) = \sum_{i=1}^{n_e} N_i^e(x) H(x_i) \quad (\text{Éq 23})$$

Où x représente le vecteur position dans Ω , n_e nombre de sommets de l'élément et $H(x_i)$ valeur nodale de H au nœud i . (les n_H dernières valeurs sont connues et égales à H imposée).

Le NSAT-CESAR-LCPC utilise la méthode de Galerkin pour laquelle la fonction test δH se décompose avec la même fonction d'interpolation. La dérivation en espace s'applique alors uniquement à ces fonctions d'interpolation.

L'intégration numérique adaptée pour chaque type d'élément permet de calculer les intégrales élémentaires. Le NSAT-CESAR-LCPC possède plusieurs types d'éléments. Il utilise les éléments triangulaires T_3 et T_6 et quadratique Q_4 pour les problèmes bidimensionnels et les éléments prismatiques à six nœuds et les parallélépipèdes Q_8 pour les problèmes tridimensionnels.

La discrétisation spatiale de la formulation variationnelle à l'aide de la méthode des éléments finis permet de retrouver, après assemblage, l'équation matricielle globale (système d'équations différentielles non-linéaires du premier ordre):

$$C(H). \dot{H} + K(H).H = F(H, t) \quad (\text{Éq 24})$$

avec,

H : vecteur des valeurs nodales des charges de pression (inconnu), $H(t) \{H_1(t) \text{ à } H_N(t)\}$,

\dot{H} : Dérivée temporelle de $H(t)$,

$K(H)$: Matrice des conductivités hydrauliques (ou matrice de "rigidité" globale),

$C(H)$: matrice des capacités capillaires (matrice "d'emménagement"),

$F(H, t)$: vecteur des chargements et des conditions aux limites.

L'annexe II. A contient une présentation théorique de la discrétisation de la méthode des éléments finis utilisée dans le NSAT –CESAR-LCPC.

3) Résolution temporelle du problème

Le système doit être discrétisé dans le temps. La discrétisation temporelle de l'équation matricielle est assurée par la méthode Euler implicite.

4) Linéarisation du problème

Deux méthodes itératives sont implémentées dans le NSAT afin de traiter le non linéarité du problème: la méthode du point fixe et la méthode de Newton.

5) Stratégie générale de la résolution

Cette stratégie dépend de types de problème résolue, il s'agit d'un problème transitoire ou d'un problème stationnaire.

Dans le cas d'un problème stationnaire (cela sera le cas de notre application), nous partons de la solution initiale définie par l'utilisateur, nous effectuons dix (10) itérations avec la méthode du point fixe. Si la convergence est atteinte nous nous arrêtons. Sinon on passe à la méthode de Newton pour le nombre d'itération autorisé. Dans le cas où la convergence n'est pas atteinte au bout du nombre d'itérations autorisés, le programme dans ce cas initie une procédure d'incrément automatique des efforts extérieurs.

6) Prise en compte des conditions aux limites

Une méthode de pénalisation est choisie dans NSAT afin d'introduire les conditions aux limites de type Dirichlet.

En ce qui concerne la condition aux limites de suintement, son traitement nécessite un calcul par itération afin de définir la zone où l'eau s'infiltré, (la condition aux limites

mathématiques est donc de type de Dirichlet. Pour la zone sans infiltration la condition aux limites mathématique est celle de type Neuman. L'explication de la méthode pénalisation et le traitement de conditions de suintement est décrite dans l'annexe II.A.

3. Modélisation des écoulements vers un tunnel de métro à Austerlitz

L'application que nous voulions faire est centrée sur la quantification des débits d'infiltrations pénétrant dans les tunnels en cas des crues par remontées de nappe.

Le cas d'application retenu est un tunnel de la station d'Austerlitz. Ces simulations ont été réalisées à l'aide du code de calcul NSAT CESAR LCPC. Au cours de ces simulations, l'influence de revêtement du tunnel et du type de conditions aux limites (conditions aux limites: charge hydraulique imposé, flux imposé ou condition de suintement) a été étudiée.

Ce site a été retenu d'une part parce qu'il a subi l'inondation par remontée de nappe lors de la crue de 1910 – ce phénomène est encore souvent observé -, et d'autre part parce que c'est le secteur sur lequel les données sont les plus abondantes. Ces données sont principalement des relevés ponctuels de la charge piézométrique de nappe et des mesures de débits au niveau du PEP.

3.1. Présentation du secteur d'étude

La station d'Austerlitz est construite à proximité de la Seine de sorte qu'on aperçoit le fleuve depuis le quai. Elle est totalement inondable lors d'une de crue 1910. En temps normal le niveau de la Seine avoisine le zéro de l'échelle d'Austerlitz (soit environ 26 m NGF-IGN69) et son débit est de l'ordre de 330 m³/s. En 1910, la Seine avait atteint au pic de la crue une hauteur de 8,62 m pour un débit de 2400 m³/s. Le niveau piézométrique dans cette station correspond au niveau de la Seine.



Figure 19. Localisation de la gare d'Austerlitz et des lignes de métro par rapport à la Seine.

Le transfert d'écoulement souterrain provenant de la nappe phréatique dépend de la structure et de la géologie du sous-sol. Cet écoulement traverse le sol à une vitesse de quelques mètres par jour. La modélisation des écoulements d'infiltration vers le tunnel de la station

d'Austerlitz nécessite une bonne description des caractéristiques hydrogéologique, topographique et des propriétés hydrauliques du système étudié. Cela exige la connaissance :

- **du sol** : caractérisé par ses propriétés hydrodynamiques et hydrogéologiques.
- **du tunnel** : caractérisé par ses propriétés topographiques, géométriques et mécaniques.
- **de la nappe** : caractérisée par son niveau mesuré à l'aide des piézomètres.

La RATP possède une banque de données et d'informations organisée sur son réseau concernant les coupes géologiques du sol et des levés topographiques détaillés du secteur. Une recherche dans ses archives permet de récupérer des informations sur les caractéristiques des tunnels et terrains d'étude tels que les plans topographiques, les coupes géologiques, les profils en long et les coupes transversales des stations et tunnels. Des informations sur la stratification et l'épaisseur des couches géologiques, sur le niveau de la nappe et le niveau du tunnel au sous-sol existent aussi dans la banque des données de la RATP.

Il existe aussi des données concernant le niveau de la nappe mesurée proche de chaque station à l'aide des piézomètres, ainsi que les mesures des débits d'infiltrations dans les PEP. Nous pouvons donc nous servir de toutes ces données afin de choisir le cas et le lieu à modéliser.

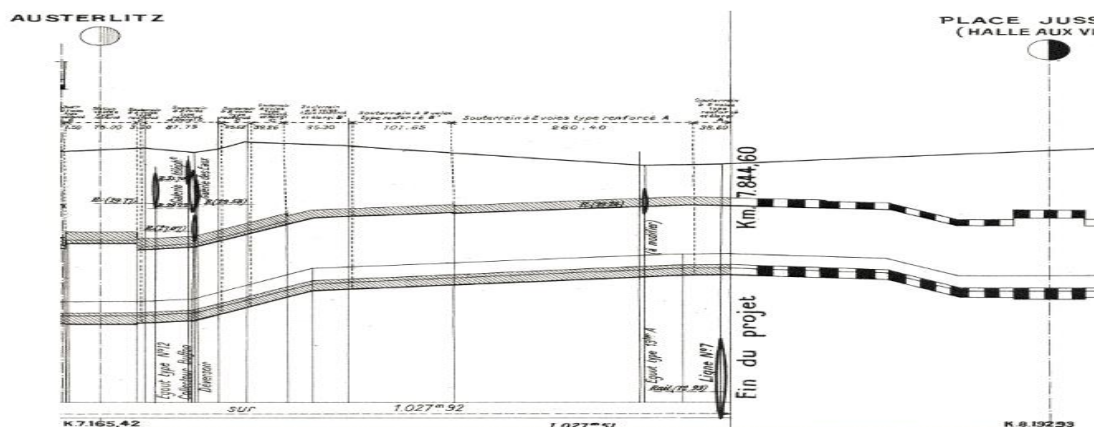


Figure 20. Profil en long du tronçon étudié à Austerlitz (Source RATP).

3.1.1. Le sol et ses propriétés

C'est le constituant structurant du modèle, il est identifié par ses caractéristiques géologiques et hydrodynamiques.

Cinq couches géologiques superposées sont retenues dans ce secteur d'étude. Chaque couche est considérée comme homogène et isotrope et est caractérisée par sa perméabilité verticale et horizontale. D'après la carte géologique, le secteur d'étude est constitué d'une couche de remblais superficiels de 3 à 5 m d'épaisseur, d'une couche d'alluvions modernes argileuses de 2,5 à 5 m d'épaisseur, d'une couche d'alluvions grossières d'une épaisseur de 1 à 3 m et d'une couche de calcaires grossiers de 22 m d'épaisseur. Le substratum géologique est situé en dessous de la couche de calcaires grossiers. Un tronçon de 20 m large est choisi, la hauteur des stratifications des couches est récupérée par les coupes géologiques, la hauteur totale est égale à 34 m. L'illustration suivante montre la stratification des sols à Austerlitz.

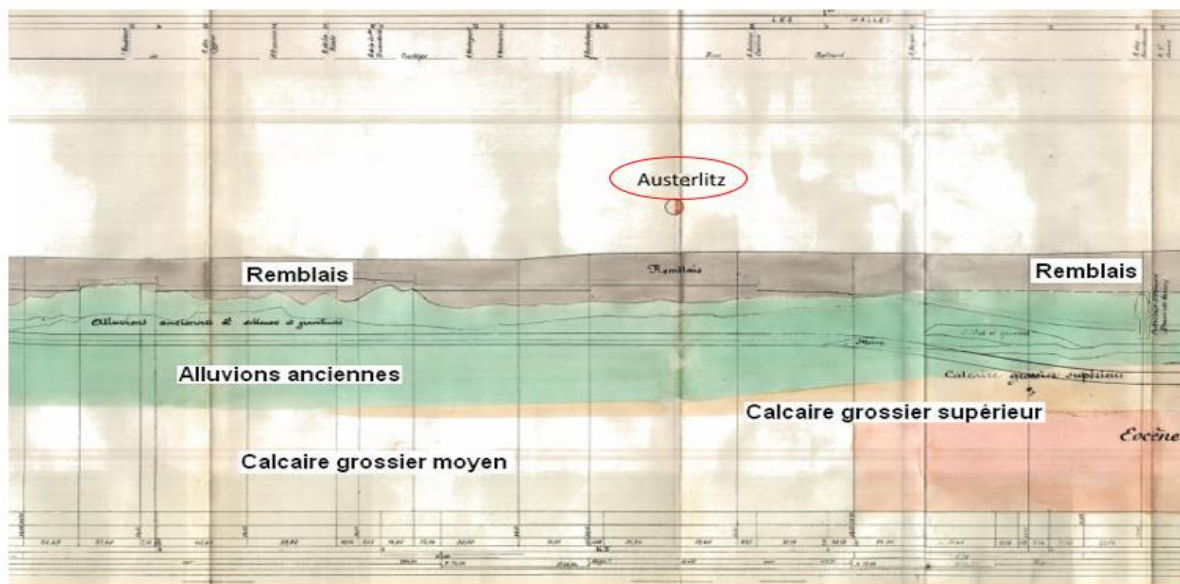


Figure 21. Profil géologique du secteur d'étude (Source RATP).

3.1.2. Le tunnel et sa géométrie

L'ouvrage souterrain comprend un tunnel de 2000 m de long. En raison de la symétrie centrale du système d'étude et afin de simplifier la géométrie, une première simplification importante consiste à considérer un axe vertical de symétrie qui découpe le tunnel en deux. Le résultat obtenu sera identique pour chaque demi-tunnel. Le débit total est obtenu par addition des deux débits identiques. La forme et la géométrie du tunnel est récupéré à l'aide de documents graphiques de la RATP. Après analyse des données, nous constatons que le type et la géométrie du tunnel sont typiques et correspondent à la plupart des autres tunnels.

L'épaisseur moyenne de tunnel est égale à 1 m. A la surface intérieure se trouve une couche d'étanchéité très mince (2 cm) qui couvre tout le périmètre du tunnel. Le rayon intérieur du tunnel fait 3,5 m et le niveau du point bas à l'intérieur du tunnel est pris à 24,5 m.

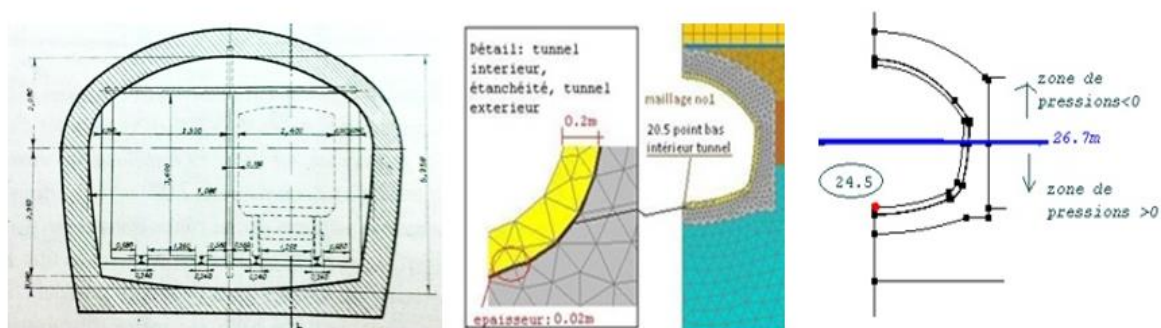


Figure 22. Tunnel d'Austerlitz : Coupe à deux voies et structure.

Les caractéristiques hydrauliques du tunnel et du sol sont récapitulées dans le tableau suivant :

Sol	Remblai	Alluvion moderne non saturée	Alluvion moderne saturée	Alluvion ancienne	Calcaire	Tunnel extérieur	Tunnel intérieur	Couche d'étanchéité
Perméabilité k_s m/s	$4 \cdot 10^{-7}$	10^{-7}	10^{-7}	10^{-6}	$3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-8}$	10^{-9}
Porosité η	0,15	0,3	0,3	0,25	0,2	0,25	0,2	0,15

Tableau 2. Propriété hydraulique du secteur d'étude.

3.1.3. La nappe

La principale conséquence du phénomène de remontée de la nappe est l'apparition d'inondation des tunnels par infiltrations. La nappe à Paris est contenue dans différents types de roches. Il s'agit d'alluvions, des particules déposées par la Seine et ses effluents et du calcaire. Le niveau de la nappe est mesuré par des piézomètres (205 piézomètres installés à Paris, gérés par l'Inspection générales des carrières IGCP et la RATP).

L'apport des pluies soumet la nappe à des variations saisonnières. C'est en effet en janvier que les conditions conduisant à l'inondation ont le plus de chances d'être réunies. Selon la RATP la période sensible de crue peut être limitée entre le 15 novembre et le 30 avril (la crue récente de juin 2016 vient cependant contredire cette conclusion). Cette période dite hivernale provoque une forte remontée de la nappe. L'observation des séries de niveau piézométrique a permis de constater une bonne relation entre les périodes d'inondations et le niveau de la nappe.

La nappe est drainée par la Seine pendant la plus grande partie de l'année : elle circule sous la rivière avec laquelle elle communique. En temps normal, c'est la nappe qui alimente le cours d'eau qui circule en surface. Tandis que l'écoulement s'inverse en période de crue. Ce n'est plus la nappe qui alimente la Seine mais c'est la Seine qui alimente la nappe. L'eau du fleuve recharge la nappe, de sorte que le niveau de celle-ci s'élève et qu'elle vient pénétrer dans les tunnels.

A Austerlitz, la zone est proche de la Seine, la nappe est drainée par la Seine pendant la plus grande partie de l'année, elle circule sous la rivière avec laquelle elle communique. En temps normal c'est la nappe qui alimente le cours d'eau qui circule en surface.

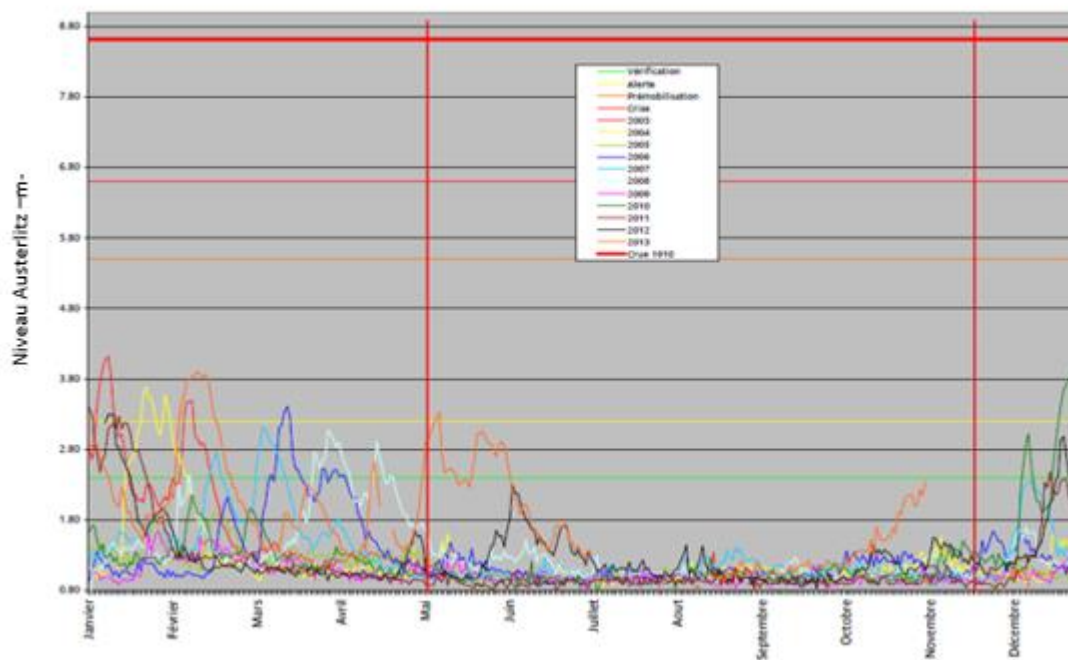


Figure 23. Niveau annuel de la Seine à Austerlitz (Source RATP).

Nous considérons que le niveau de la nappe correspond au niveau de la Seine puisque la gare d'Austerlitz est située sur le bord de Seine (rive gauche). La hauteur indiquée pour la nappe est donc celle de la Seine à l'échelle NGF Normal. Il est donc cohérent de retenir comme niveau de la nappe autour de l'ouvrage la cote de la Seine à proximité. A Austerlitz le niveau de la nappe se trouve à 26,7 m. Le débit d'infiltration annuel moyen mesuré à Austerlitz est $2,47\text{m}^3/\text{h}$ et le débit prévisionnel en cas de crue est de $49,59\text{ m}^3/\text{h}$.

3.2. Construction du modèle

NSAT demande la procédure suivante pour construire un modèle. Il faut déterminer les cinq éléments ci-dessous :

1. Géométrie du tunnel et secteur d'étude
2. Propriété du sol, tronçon
3. Découpage, maillage
4. Conditions aux limites
5. Caractéristiques numériques de simulation

Les caractéristiques de tunnel et du sol sont déjà exposées dans la présentation du secteur d'étude. Les paramètres des sols saisis dans le NSAT sont récapitulés dans le tableau suivant :

Constituant du sol	Perméabilité	Porosité	Coefficient			
	K -m/s-	η	a	b	c	d
Remblai	4.10^{-7}	0,15	0,3	4	4	0,3
Alluvion moderne non saturée	8.10^{-8}	0,3	0,3	5	4	0,3
Alluvions moderne saturée	8.10^{-8}	0,3	0,3	5	4	0,3
Alluvions ancienne	10^{-6}	0,25	0,1	4	4	0,3
Calcaire	3.10^{-7}	0,2	0,3	5	4	0,3
Tunnel extérieur	3.10^{-8}	0,25	3.10^{-3}	4	1	1

Tunnel intérieur	$3 \cdot 10^{-8}$	0,2	$3 \cdot 10^{-3}$	4	1	1
Couche d'étanchéité	10^{-9}	0,15	0,3	5	0,3	1

Tableau 3. Paramètres et propriétés du sol retenus dans le NSAT.

Le maillage effectué dans notre cas d'étude est un maillage irrégulier en interpolation quadratique, plus fin vers le tunnel dont $\Delta x = 2$ cm donc plus fin près de l'infiltration, en augmentant linéairement en s'éloignant jusqu'à $\Delta x = 5$ cm.

L'écoulement est considéré permanent, son régime ne varie pas par rapport aux temps. Les vitesses d'écoulement dans les milieux poreux sont lentes. La tolérance utilisée est celle que NSAT propose : 0,001. Les caractéristiques numériques des modélisations sont représentées dans l'illustration suivante :

The screenshot displays the NSAT software interface for numerical modeling. It is divided into several sections:

- Transitoire / Permanent:** Two radio buttons are present, with 'Permanent' selected.
- Général:**
 - 'Nombre de valeurs de temps (Npas+1)': Input field with value 1.
 - 'Valeur initiale du temps': Input field with value 0.100 sec.
 - Three radio buttons: 'Pas constant' (selected), 'Valeurs absolues', and 'Par groupes'.
- Valeurs du pas de temps:**
 - 'Valeur de l'incrément de temps': Input field with value 4.000 sec.
- Pas de temps (Sidebar):** A vertical list of options: 'Méthode de résolution', 'Direction de gravité', 'Pilotage des conditions aux limites', 'Pilotage des charges', 'Stockage pour reprise', 'Stockage pour visualisation des résultats', and 'Contenu du listing'.

Figure 24. Choix des caractéristiques numériques de modélisation dans NSAT.

L'équation différentielle de Richards nécessite des conditions aux limites sur le pourtour du domaine d'application afin qu'elle soit résolue par NSAT.

L'axe de la Seine et le substratum forme une condition naturelle de flux nul. Sur le côté droit du terrain, une condition de Dirichlet est choisie puisque la charge appliquée est connue. En effet c'est le niveau de la nappe qui correspond à cette charge, cette condition est appliquée sur toute la hauteur de la surface verticale du côté gauche.

La partie de tunnel est définie comme surface de suintement. Une condition de Neuman de débit nul $q = 0$ est appliquée sur la surface. Les autres conditions appliquées pour le modèle souterrain sont les suivants : Segments A-B, C-D, DE, FA imperméables, segment EF surface de suintement, segment B-C charge imposée.

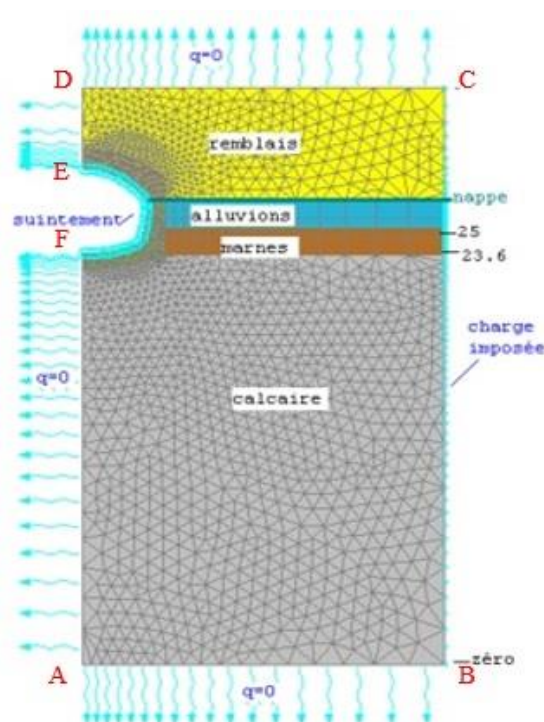


Figure 25. Application des conditions aux limites sur le domaine étudié.

3.3. Résultats

Nous présentons ici les résultats du modèle pour un cas réel. Nous avons choisi le tunnel de la gare d'Austerlitz qui fait une longueur de 2000 m. La simulation est effectuée avec différentes charges hydrauliques en amont.

Afin de confirmer notre interprétation nous avons sélectionné deux périodes de mesure, la première période correspond à la petite crue du 6 Février 2011, le débit des cumuls de volume d'eau entrant à travers le tunnel relevé au PEP d'Austerlitz égale à 5,5 m³/h, le niveau de la charge correspond égale à 29,6 m. La deuxième période correspond la période sèche du début de juillet 2011, le niveau de la charge égale à 26,7 m, le débit moyen mesuré durant cette période égale à 2,47 m³/h .

Les résultats récupérés par NSAT représentent la vitesse d'infiltration entrant à travers le tunnel selon l'axe x et y en m/s. La figure suivante représente la localisation des vitesses

modélisées par NSAT, les vitesses simulées se situent dans la ligne de coupe au périmètre du tunnel (ligne en rouge sur la figure).



Figure 26. Ligne de coupe autour de périmètre du tunnel.

Dans le PEP d'Austerlitz, nous mesurons les débits d'infiltration en m^3/h . Pour comparer les résultats modélisés avec les valeurs mesurées, il faut transformer les vitesses simulées par NSAT en débit. Pour cela, chaque débit linéaire obtenu sera multiplié par la longueur du tronçon du maillage, le débit spécifique est la somme des vitesses sur une ligne de coupe. Sachant que ces résultats représentent le débit d'infiltration à travers un demi-tunnel, il faut ensuite doubler la valeur de débit pour obtenir le débit complet à travers tout le tunnel.

La simulation du débit d'infiltration dans le tunnel du métro de la gare d'Austerlitz est effectuée pour différentes charges hydrauliques en amont. Chaque charge engendre une vitesse spécifique selon les deux axes. La figure suivante illustre la vitesse d'infiltration selon l'axe x et y de la ligne de coupe pour la charge 29,6m.

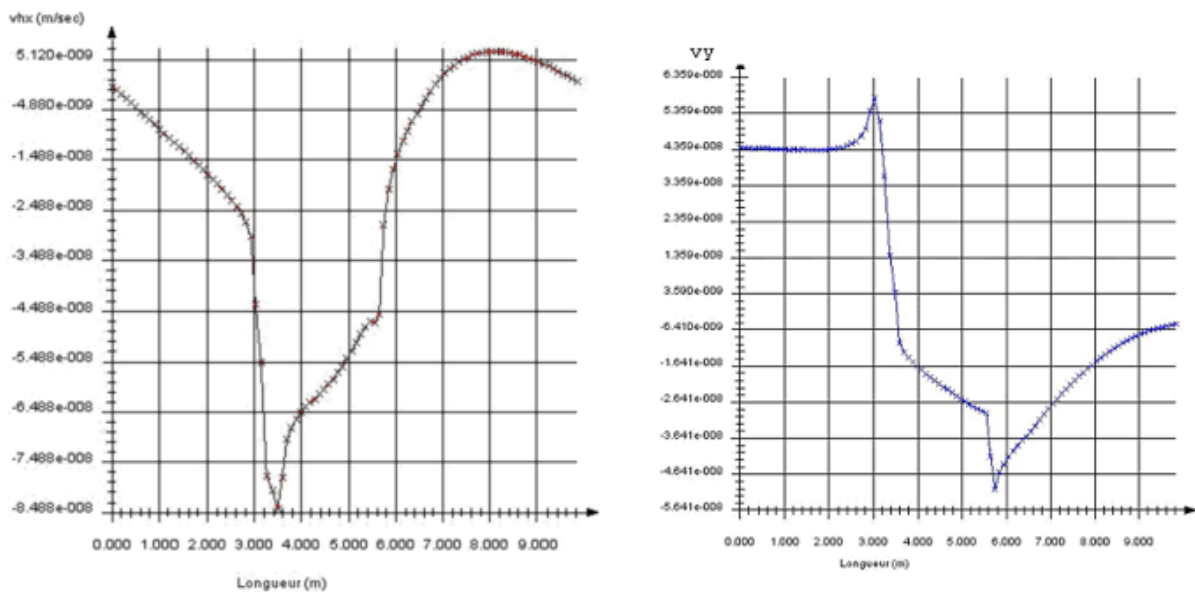


Figure 27. Vitesse d'infiltration selon l'axe x et y de la ligne de coupe pour la charge 29,6 m.

L'eau transite dans les différentes couches des sols et entre dans le tunnel. En respectant la topographie, la forme et les caractéristiques des sols et du tunnel, nous avons pu simuler les infiltrations d'une petite crue de 2011 à Austerlitz. Le modèle obtenu permet de définir le débit d'infiltrations entrant dans le tunnel en fonction de niveau de la nappe. Mais *Comment être certain que ce modèle correspond bien à la réalité ?*

La validation du modèle à la station Austerlitz de la ligne 5 nécessite des mesures (piézométrie et débit d'infiltration) lors d'une crue connue, nous disposons de données précises sur le débit d'infiltration mesurée dans le PEP Austerlitz. Afin de voir si cette modélisation est conforme à la réalité, une comparaison entre le débit d'infiltration mesuré et modélisé est représentée sur la figure suivante.

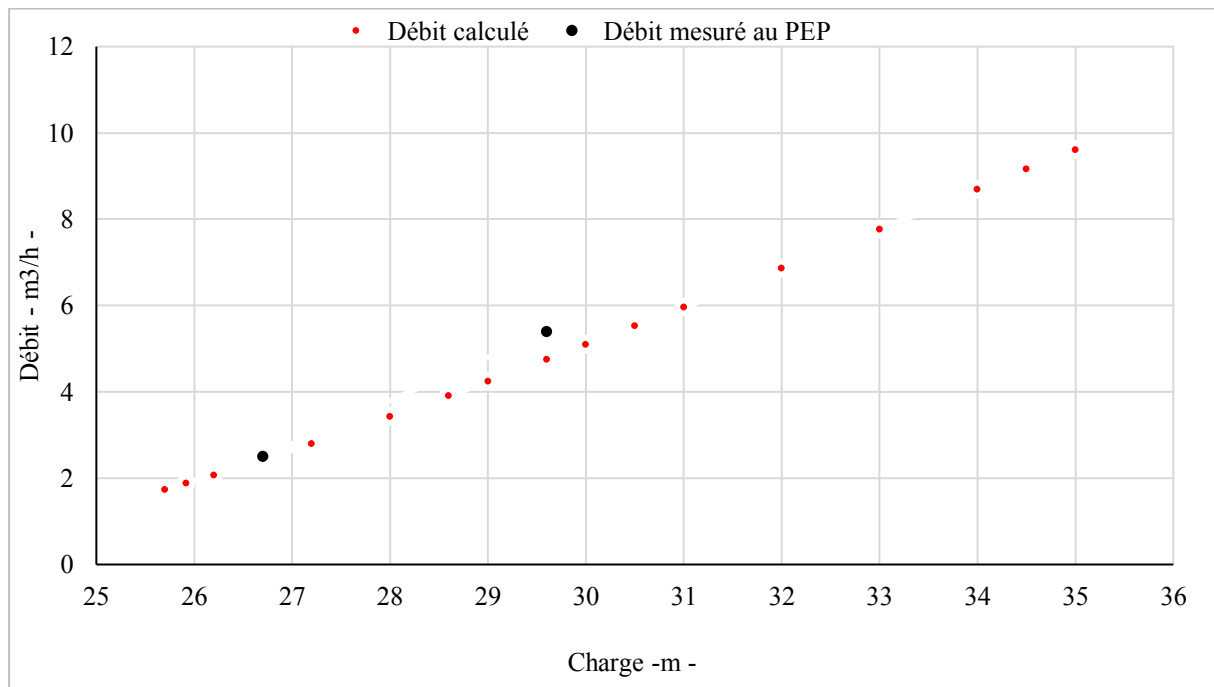


Figure 28. Débit d'infiltration en fonction de la charge.

A l'occasion de plusieurs études effectuées dans cette zone, nous avons pu tracer une courbe de variation du débit d'infiltrations en fonction de la charge. La figure représente la variation du débit d'infiltrations en fonction de la charge. Nous remarquons que pendant l'été avec une charge de 26,7 m, le débit mesuré est de 2,450 m³/h et coïncide presque avec le débit modélisé qui est de 2,40 m³/h. Pendant la période pluvieuse et pour une charge de 29,6 m, nous constatons une légère différence entre le débit mesuré (5,40 m³/h) et le débit calculé (4,75 m³/h).

Pour réduire les écarts entre les débits simulés et les débits mesurés, une correction de certains paramètres tels que la perméabilité du tunnel et celle des alluvions est nécessaire.

3.4. Correction et validation

Quasiment tous les modèles demandent une étape de calage ou de correction qui permet de déterminer les valeurs des paramètres les plus utiles. Si le modèle est bon, si les observations sont de bonne qualité, si le calage est pertinent alors ces paramètres calés peuvent avoir un sens.

Une étape de correction des données est mise en œuvre dans ce travail afin de réduire les écarts entre les résultats obtenus par modélisation et par mesures *in situ*. Cela nous permet d'élaborer un modèle qui reproduit le plus fidèlement possible la réalité des infiltrations.

3.4.1. Prise en compte de l'emplacement de la couche d'étanchéité (un substrat anthropique)

Afin d'éviter toute venue d'eau intempestive à travers les tunnels de la RATP, un double rouleau a été placé autour du périmètre des tunnels, il s'agit d'un joint d'étanchéité stable de 2 cm d'épaisseur à une distance de 20 cm de la paroi intérieure du tunnel. Selon le test de carottage effectué par la RATP, le coefficient de perméabilité de cette couche varie entre 10^{-9} m/s et 10^{-10} m/s (figure 29).

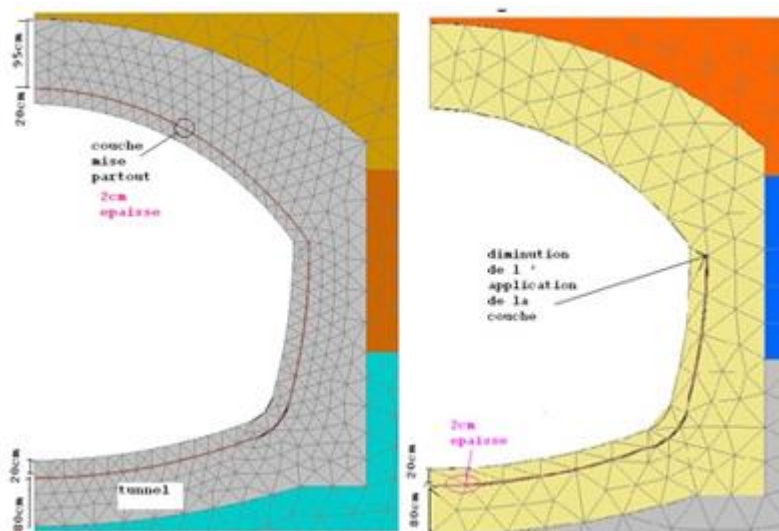


Figure 29. Couche d'étanchéité placée autour du tunnel et à sa moitié.

Différentes modélisations sont examinées par rapport à la position du double rouleau. Nous avons constaté que dans le cas où l'étanchéité est appliquée uniquement à la moitié du périmètre du tunnel, les résultats obtenus par le NSAT sont proches des débits mesurés. Ces derniers sont récapitulés dans le tableau suivant.

	Débit Période sèche	Débit Période hivernale
Débit mesuré au PEP	2,50 m ³ /h	5,40 m ³ /h
Débit simulé sans double rouleau	2,90 m ³ /h	6,25 m ³ /h
Rouleau entourant la moitié du périmètre du tunnel	2,47 m ³ /h	4,93 m ³ /h
Rouleau entourant tout le périmètre du tunnel	2,40 m ³ /h	4,75 m ³ /h

Tableau 4. Débit d'écoulement en fonction de l'emplacement de la couche de protection d'un double rouleau $K= 10^{-9}$ m/s.

3.4.2. Perméabilité des alluvions modernes

L'alluvion moderne est considérée comme la couche névralgique qui peut influencer les infiltrations. En effet la couche qui peut alimenter le tunnel en eau est la couche d'alluvions modernes.

Cette couche de structure lenticulaire appartient à la catégorie des terrains de recouvrement, La composition des alluvions modernes est complexe et formée de limons, de sables fins, d'argile, de vase et même de tourbe et de limons tourbeux.

La couche des alluvions modernes est scindée en deux, une partie se trouve sous la nappe et l'autre au-dessus de la nappe. Cela veut dire qu'une partie se situe dans une zone saturée et l'autre dans une zone non saturée. C'est cette stratification qui va donner des résultats pour savoir comment le modèle se comporte par rapport au niveau d'eau. En plus, l'épaisseur de cette couche est plus grande que celle des alluvions anciennes. Il n'est pas évident de définir avec précision la valeur de perméabilité de cette couche. Selon la littérature, ces valeurs sont assez variables et le coefficient de la perméabilité de cette couche varie entre 10^{-6} m/s et 10^{-9} m/s (Robitaille, 1997).

Nous avons testé les différentes valeurs de perméabilité des alluvions modernes pour calculer le débit. La valeur de perméabilité retenue est celle qui donne des débits simulés proches des débits observés. En revanche la valeur de perméabilité a été prise initialement égale à 10^{-7} m/s. Nous avons fait varier cette valeur pour étudier l'effet que cela produirait sur les débits simulés. Nous avons constaté qu'une perméabilité de 8.10^{-8} m/s produit des débits plus proches de ceux mesurés.

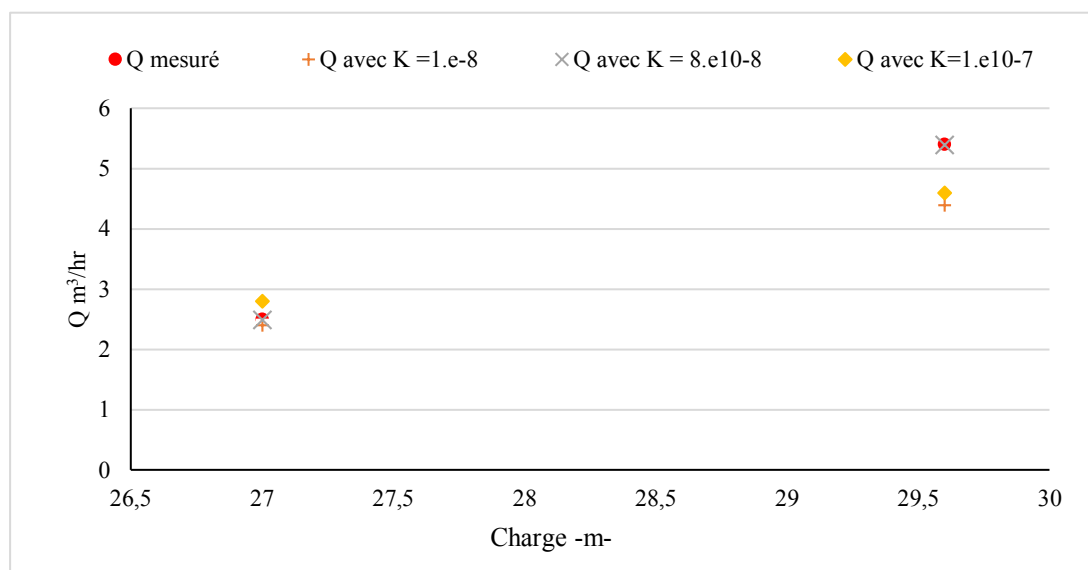


Figure 30. Choix de coefficient de perméabilité pour les alluvions.

Cette correction permet d'élaborer un modèle qui reproduira le plus fidèlement possible la réalité, il permet de simuler les infiltrations quel que soit le niveau de la nappe de la crue. Le modèle peut être applicable le long du tunnel en faisant varier certains paramètres : le niveau de nappe, la longueur du tunnel, etc.

4. Application sur un tunnel de métro de la ligne 7

La modélisation des infiltrations permet à la RATP de comprendre ce qui arriverait si l'eau pénétrait par-dessous malgré le dispositif mis en place pour protéger son réseau contre les déversements venant de l'extérieur.

Cette section est consacrée à l'application du modèle corrigé décrit précédemment à une partie d'un cas réel, celui de tunnel de la ligne 7 de métro de Paris. Nous décrirons la modélisation après la présentation du secteur d'étude.

4.1. Présentation du secteur d'étude

Le tunnel étudié est un tronçon de la ligne 7, limité par le secteur du PEP Louvre et PEP Hôtel de Ville. Le tronçon contient 7 stations. Le PEP Louvre recueille l'eau des infiltrations de tunnel entre Châtelet et Pyramides, d'une longueur de 1864 m. Le PEP Hôtel de ville recueille les eaux d'infiltration de tunnel entre la station Châtelet et Pont Marie, soit 684 m. Cette partie de la ligne 7 se trouve dans une zone influencée par les infiltrations souterraines, elle n'a aucune interconnexion avec d'autre tunnel. Le profil en long ainsi que les caractéristiques topographiques du tunnel étudié est présenté dans l'annexe II.B.

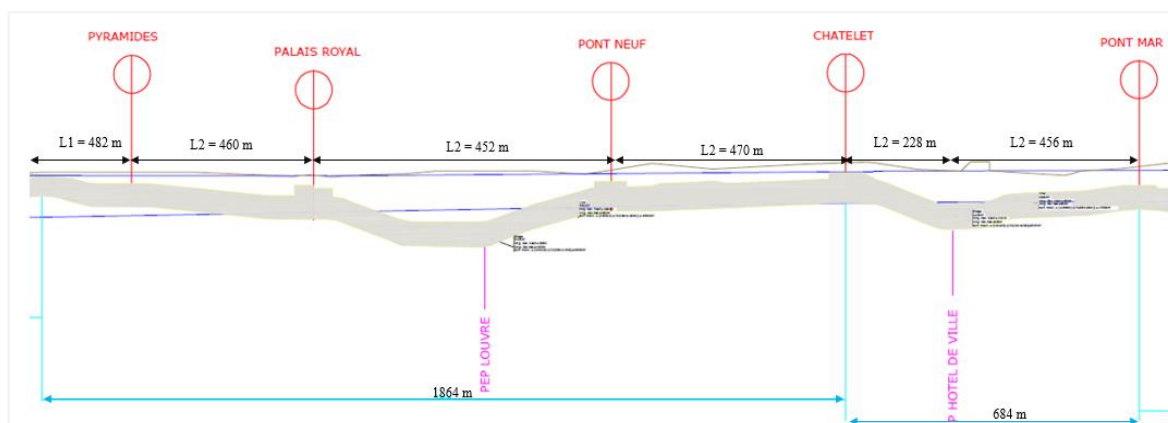


Figure 31. Tronçon étudié de la ligne 7.

Les données sur le débit mesuré dans chaque bief sont représentées dans le tableau suivant :

Caractéristique	PEP Louvre	PEP Hôtel de ville
Longueur du bief	1864 m	684 m
Surface latérale inondée à l'étiage	3416 m ²	2203 m ²
Longueur développée haut inondée à l'étiage	338 m	115 m
Longueur développée bas inondée à l'étiage	1405 m	648 m
Surface mouillée à l'étiage	19033 m ²	9747 m ²
Surface latérale inondée en crue	9922 m ²	3880 m ²
Longueur développée haut inondée en crue	1864 m	684 m
Longueur développée bas inondée en crue	1864 m	684 m
Surface mouillée en crue (m ²)	45940 m ²	17336 m ²
Débit moyen annuel 2009	2,22 m ³ /h	0,86 m ³ /h
Débit moyen annuel 2010	4,48 m ³ /h	0,53 m ³ /h
Débit prévisionnel en cas de crue	5,35m ³ /h	1,53m ³ /h

Tableau 5. Caractéristiques et données des débits pour les postes d'épuisements.

4.2. Géométrie et géologie

Les données de la stratification du sol et la géométrie du tunnel sont récupérées dans la base des données de l'entreprise. Les différents types du sol, le niveau de la nappe qui varie de coupe à coupe et le niveau du tunnel jouent un rôle sur la complexité de cette modélisation.

Les propriétés du sol sont prises identiques à celles du modèle corrigé. Le tunnel a une perméabilité de $3 \cdot 10^{-8}$ m/s, le remblai $4 \cdot 10^{-7}$ m/s, le calcaire $3 \cdot 10^{-7}$ m/s et les alluvions anciennes 10^{-6} m/s. Il y a des nouvelles couches dans la géologie de ce secteur que nous avons prises en compte dans cette modélisation. Ce sont la couche des marnes ($k = 4 \cdot 10^{-8}$ m/s), et la terre végétale ($k = 4 \cdot 10^{-7}$ m/s).

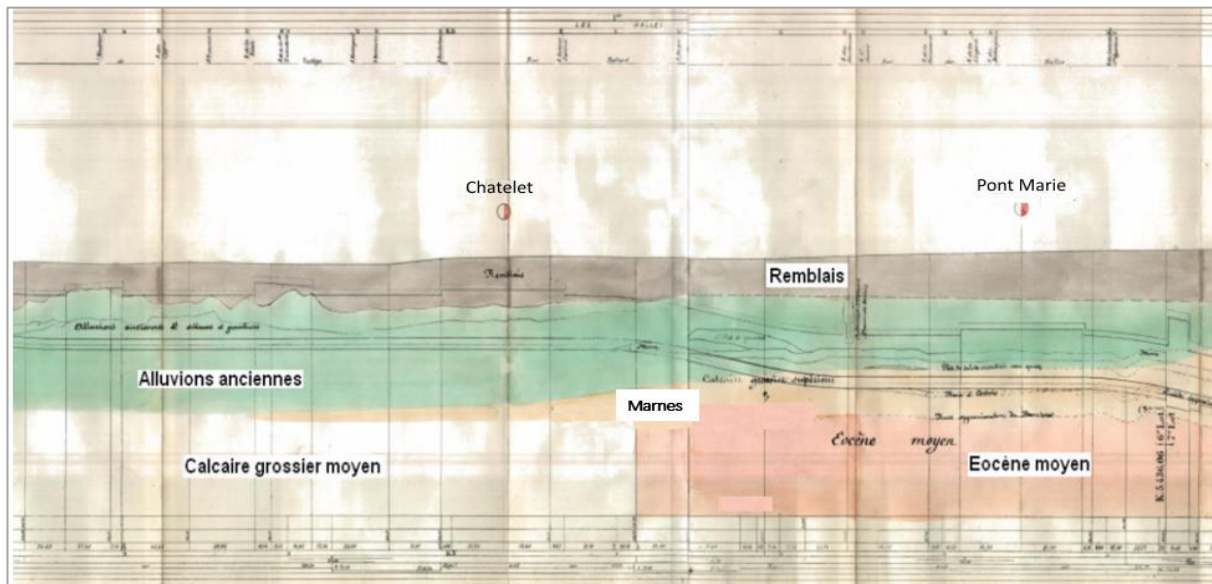


Figure 32. Profil Géologique Chatelet Pont Neuf.

Le principe de la modélisation et récupération des résultats est identique à l'étude effectuée pour Austerlitz. On commence par la définition de la géométrie et la détermination des épaisseurs des couches, ensuite on effectue un maillage plus détaillé dans la zone proche du tunnel. Après, on choisit les propriétés du sol et on impose les conditions aux limites et reproduit la simulation.

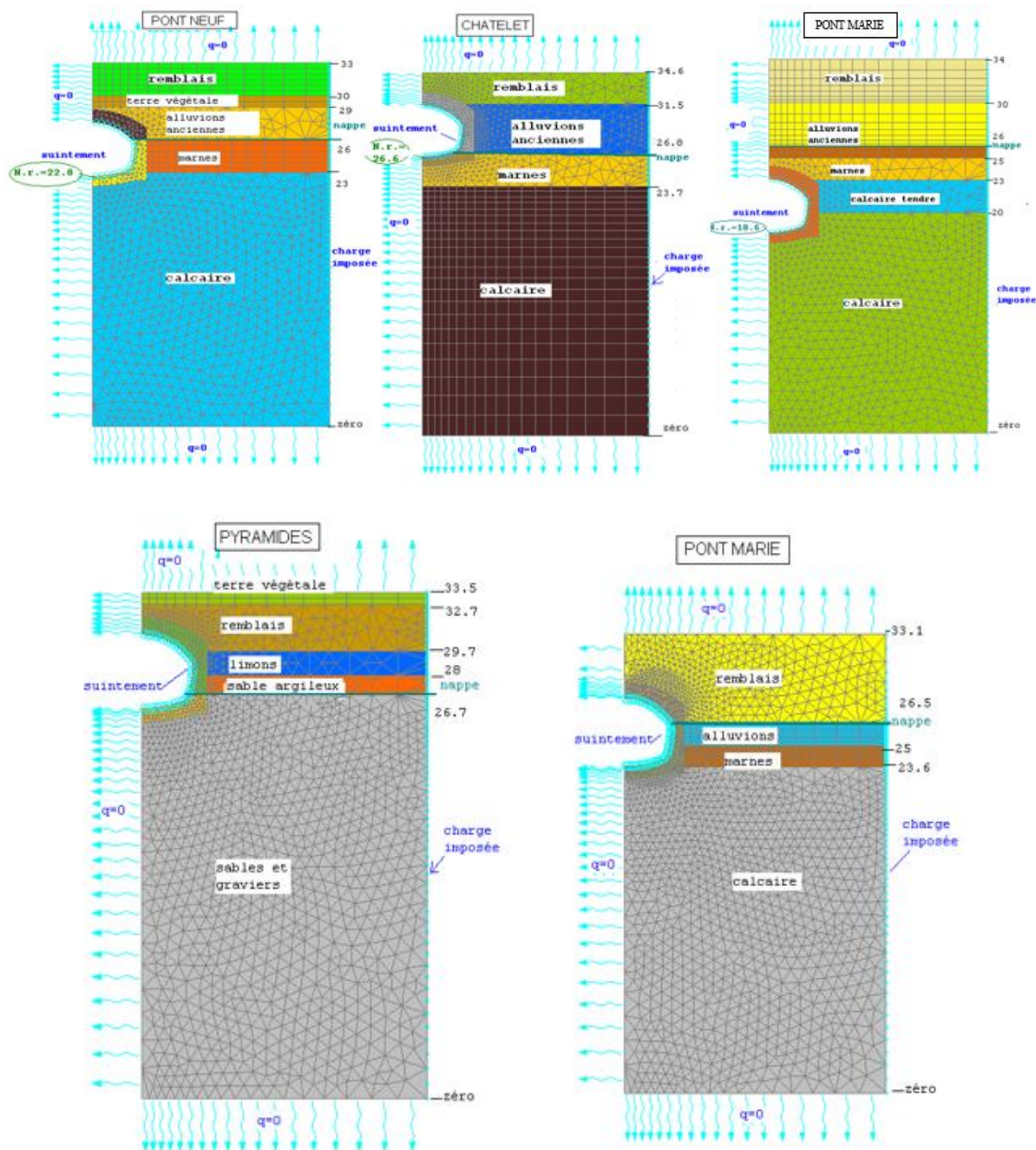


Figure 33. Caractéristiques du sol et conditions aux limites imposées pour les stations du tronçon étudié.

4.3. Résultat

Nous avons pu simuler les débits d'infiltrations en fonction du niveau de la charge pour les deux secteurs. Les courbes dans l'illustration suivante représentent les variations de débit d'infiltration simulé pour les secteurs Louvre et d'Hôtel de ville en fonction de la charge.

Le débit moyen annuel mesuré dans les PEP regroupe la période sèche et la période hivernale. Pendant la période sèche, le niveau de la charge varie entre 25,7 à 28 m. le débit

moyen simulé dans cette période pour le secteur Hôtel de Ville est de $Q_{1HDV} = 0,661 \text{ m}^3/\text{h}$ et pour le secteur Louvre : $Q_{1L} = 3,59 \text{ m}^3/\text{h}$. Cependant pendant la période hivernale la charge varie entre 29,6 et 31 m. Le débit moyen simulé dans cette période pour le secteur Hôtel de Ville est de $Q_{2HDV} = 2,03 \text{ m}^3/\text{h}$ et pour le secteur Louvre : $Q_{2L} = 7,75 \text{ m}^3/\text{h}$.

Période sèche [25,7 m -29,6 m]		Période hivernale [29,6 m -31 m]	
Louvre	Hôtel de ville	Louvre	Hôtel de ville
$Q = 3,59 \text{ m}^3/\text{h}$	$Q = 0,661 \text{ m}^3/\text{h}$	$Q = 7,75 \text{ m}^3/\text{h}$	$Q = 2,03 \text{ m}^3/\text{h}$

Table 6. Débit moyen simulé selon les périodes pour les secteurs Louvre et Hôtel de ville.

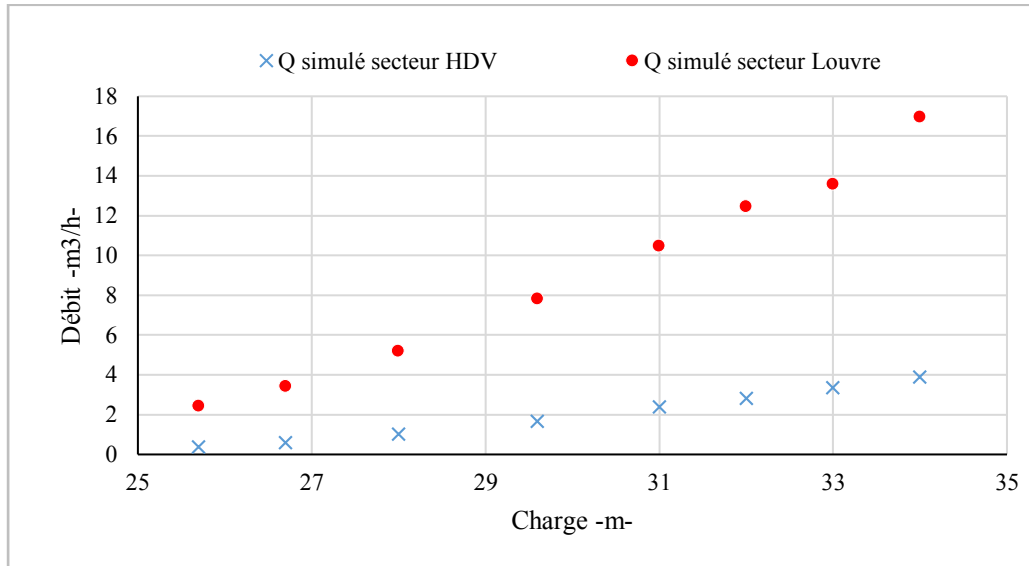


Figure 34. Débits simulés en fonction de la charge pour les secteurs de Louvre et Hôtel de ville

Cette étude a permis d'identifier la relation entre le niveau de la nappe et les infiltrations dans les tunnels de métro. Nous avons pu modéliser les infiltrations à travers une partie de la ligne 7 en tenant compte des paramètres corrigés dans le modèle précédent (perméabilité des couches de sol, double rouleau autour du tunnel). Cependant ces résultats de modélisation ne peuvent pas être comparés par les mesures *in-situ*. En fait, les pompes d'épuisement dans ce secteur fournissent des données de débit d'infiltration annuelle et il n'existe pas des mesures de débit instantané en fonction des niveaux piézométriques fixés dans ce secteur. En manque de ces données, nous avons essayé de définir un débit moyen d'infiltration pour chaque période hivernale et sèche.

5. Lutte contre les apports d'eau d'infiltration

Les infiltrations des eaux souterraines peuvent réduire de façon imprévue la durabilité des matériaux et des structures et la durée de vie de l'ouvrage (Fouché, 2009). Les tunnels doivent être régulièrement entretenus car, avec le temps, ils perdent leur étanchéité.

La lutte contre les eaux souterraines même en dehors de la crue est une préoccupation constante pour la RATP. A la suite de la crue de 1910, des recommandations ont été rédigées sur l'épuisement des eaux d'infiltration.

Des drains ont été installés afin d'évacuer quotidiennement les eaux d'infiltrations à l'intérieur du réseau. En temps normal, 20% du réseau est déjà sous la nappe, en cas de crue 50% du réseau seraient concernés.

Pour faire face aux risques associés aux infiltrations à travers les tunnels, entretien et surveillance sont la solution idoine convenant exactement à la situation de la RATP. En effet les procédures d'inspection, de diagnostic et d'évaluation des réparations exigées demeurent une nécessité dans le but de protéger le réseau contre les infiltrations. Des travaux par ailleurs sont effectués chaque fois afin de combler les fissures et limiter les entrées d'eau.

Des pompes d'épuisement permettent de refouler ces eaux vers des systèmes de drainage appelés puisards. Des postes d'épuisement (PEP) sont donc systématiquement installés dans les biefs formés par le profil en long du réseau et sont dimensionnés pour des apports d'eau de type 1910.

Le réseau RATP est équipé de près de 800 postes d'épuisement, ce sont des ouvrages destinés à recueillir les eaux d'infiltration des tunnels pour les rejeter dans les réseaux d'assainissement (Figure 35). Ceux situés en tunnel et en zone inondable sont dimensionnés pour des apports d'eau de type 1910.

Lors de la construction des premières lignes de métro, les postes d'épuisements, au niveau des lignes de métro peu profondes, notamment au-dessus de la nappe phréatique, n'étaient destinés à évacuer que les eaux de lavage et eaux usées. Suite à l'expérience de 1910, les responsables du réseau de l'époque donnent conseils et orientations pour l'avenir (Picard, 1910). Au fil du temps, et plus particulièrement après 1910, la ville de Paris s'est servie de cette expérience pour notamment ajouter des PEP en lignes afin d'augmenter la sécurité, multiplier le nombre des puisards (postes d'épuisement) augmentant ainsi la capacité de pompage.

Les postes d'épuisement actuel présents dans le réseau, ont été surdimensionnés pour prendre en compte le risque d'entrée d'eau issu des infiltrations et de la nappe phréatique. Ils permettent d'évacuer l'eau présente dans les tunnels à la fois au quotidien, comme les infiltrations et lors de circonstances exceptionnelles, comme les orages violents, ou les cas particuliers tels qu'une fuite d'une canalisation ou crue. Les fuites d'eau observées sur certains tunnels de la RATP incluent des défauts dans le dispositif de protections de tunnels à l'égard de l'eau (étanchéité). Quand on cherche à les expliquer, il s'avère que ces percolations d'eau sont souvent liées soit à une mauvaise exécution de l'ouvrage (construit dans les années 1910) soit à des conditions d'exploitation qui sont en fait prévisibles en termes de gestion. Pour faire face aux risques associés à la remontée de nappe, inspection périodique, entretien et surveillance des tunnels sont les maîtres mots pour la Régie.

Les PEP ont montré leur efficacité pour les crues de 1924 (7,32 m à l'échelle du pont d'Austerlitz), et 1955 (7,12 m) lors desquelles le Métro n'a subi aucun dommage dû à la remontée de nappe.

Synthèse du chapitre 2

L'approche numérique a conduit à des résultats cohérents avec les mesures effectuées sur site. Le modèle calé pour le domaine d'étude permet de simuler les infiltrations de n'importe quelle crue en faisant varier le niveau piézométrique, et de corriger certains paramètres tels que l'emplacement de la couche d'étanchéité dans le tunnel et les caractéristiques du sol.

Cette application a prouvé que le modèle retenu est adapté à la modélisation des infiltrations à travers un tunnel de métro, même si le calcul exige beaucoup de données,

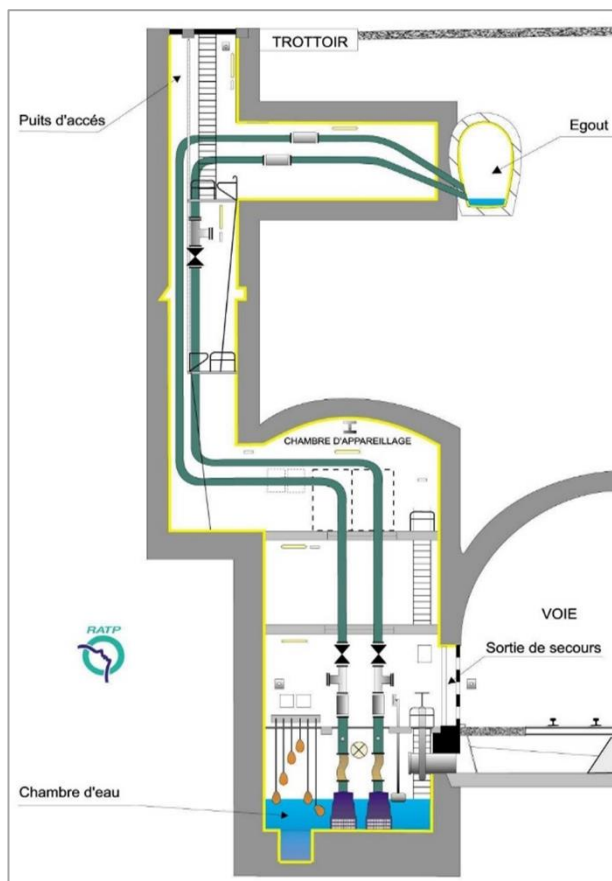


Figure 35. Schéma d'un poste d'épuisement (Source RATP)

particulièrement sur les couches de sol et le niveau de la nappe. La modélisation n'est pas spécifique, à condition de réunir assez de données. Elle peut être généralisée au reste du réseau où les infiltrations sont importantes, que ce soit pour une crue centennale ou pour des petites crues à condition de connaître le niveau de la charge.

Le principe de NSAT étant les éléments finis, il est adapté à l'utilisation réelle que nous voulions effectuer. Les différents exemples étudiés ont un rapport direct avec l'application réelle effectuée : écoulement stationnaire dans un sol non saturé, les différentes conditions aux limites sont aussi testées. Nous n'avons jamais constaté des problèmes liés aux conditions limites imposées dans notre travail. Ce module donne des résultats cohérents.

L'existence de banque de données sur l'état de charges des nappes phréatiques, la perméabilité des sols permet d'établir un modèle de simulation des infiltrations qui devrait lui-même permettre d'éviter les désordres et nuisances engendrées par la nappe.

Le tunnel étudié dans notre exemple peut être affecté par une remontée de nappe, l'eau d'infiltration entrant dans le tunnel pendant une journée forme une hauteur de l'ordre de 2 cm en cas d'abandon total des pompes. En effet, les effets d'infiltrations pendant les crues ne sont pas considérés comme assez graves pour mériter une intervention qui sera lourde puisqu'elle touchera à la structure même de la chaussée.

La première conjecture que nous avons vérifiée, c'est de connaître l'influence de l'écoulement de la nappe sur l'inondation du tunnel. Nous avons constaté selon notre étude de modélisation et par rapport aux données fournies par les PEP que le volume d'eau infiltré est non négligeable même en période sèche où la charge varie entre 25 à 26,5 m. A titre informatif, le volume d'eau prélevé et déclaré à la Section de l'Assainissement de Paris SAP par la RATP en 2012 était de 6 346 136 m³/an. Cette importance est étudiée à l'échelle de l'année, la question reste posée à l'échelle d'un événement de la crue de 1910.

Notre travail nous permet d'estimer les infiltrations quel que soit le niveau de la nappe. Néanmoins, l'estimation des infiltrations est difficile à quantifier pour une crue centennale, car il n'existe pas une carte de données sur le niveau piézométrique de la crue 1910.

La réalisation d'une carte piézométrique de la nappe phréatique établie par Lamé (Lamé, 2013) permet de prendre en compte les niveaux piézométriques des nappes de Paris rencontrées proximité du réseau RATP.

En présence de données piézométriques et en utilisant le principe de la modélisation des infiltrations de notre travail nous pouvons maintenant estimer les infiltrations dans n'importe quel tunnel proche de la nappe.

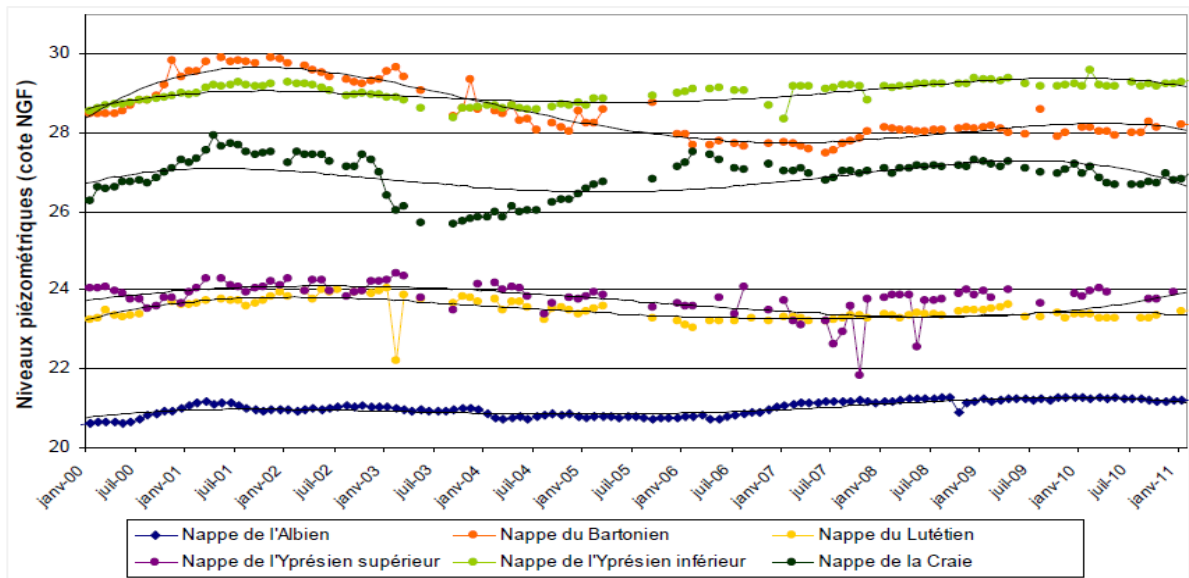


Figure 36. Niveaux piézométriques des nappes de Paris entre 2000 et 2010 (Lamé, 2003)

Bibliographie

- Atwa, M. 1996.** *Analyse numériques des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile.* Thèse de doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 475 p.
- Baize, D., Jabiol, B. 2000.** *Guide pour la description des sols.* INRA Paris. Deuxième édition revue et augmentée 255 p.
- Bear, J. 1979.** *Hydraulics of Groundwater.* Technion Israel Institute of Technology. Department of civil and Environmental Engineering. 569 p.
- Bear, J., Verruijt, A. 1987.** *Modeling groundwater flow and pollution.* Reidel Publishing Company. 414 p.
- Bellia, Z., Ghembaza, M., Belal, T. 2012.** *Prédiction des courbes de rétention d'eau des sols non saturés.* Chambéry, Savoie : XXXe Rencontres AUGC-IBPSA, 6 au 8 juin 2012. pp 1-10.
- Bergeron, C., Dehays, h., Pointet, t. 1983.** *Remontées des nappes d'eau souterraine causes et effets.* Bureau de Recherches Géologiques et Minières BRGM. 50 p.
- Berthier, E. 1999.** *Contribution a une modélisation hydrologique a base physique en milieu urbain.* Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble. 196 p.
- Brochet, J et Guillois, R. 2010.** *Crue centennale, la position d'un maitre d'ouvrage particulièrement exposé : La RATP.* Paris : Colloque SHF : "Risques inondations en ile de France". pp. 177-185.
- Calvet, R. 2003.** *Le sol propriétés et fonctions. Constitution et structure, phénomènes aux interfaces.* Vol. 1. Pages 457. Paris : Editions France agricoles. 457 p.
- Dane, J., Topp, C. 2002.** *Methods of Soil Analysis. Part 4. Physical Methods.* Soil Science Society of America Book Series. Vol. 5. 677 p.
- Deck, O., Al Heib, M., Homand, F., Gueniffey, Y., Wojtkowiak, F. 2002.** *Méthodes de prévision des dégradations des structures bâties en zone d'affaissement minier.* Revue Française de Géotechnique. pp. 15-33.
- Diffre, P. 1969.** *Géologie dynamique – Hydrologie de Paris et sa proche banlieue.* Thèse de 3ème cycle, Faculté des sciences de l'université de Paris.
- Eymard, R. 1995.** *Méthodes numériques pour les problèmes de diffusion.* Laboratoire Centrale des Ponts et chaussées LCPC. 60 p.
- Fouché, O. 2009.** *Impact des eaux souterraines sur le patrimoine bâti.* 20èmes JSE - Environnement entre passé et futur : les risques à l'épreuve des savoirs. Feb 2009, Créteil, France. pp. 1-31.
- Gardner, W,R. 1958.** *Some study-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table.* Soil Sciences. Vol. 85. 232 p.

- Han, X., Shao, M., Horton, R. 2010.** *Estimating van Genuchten Model Parameters of Undisturbed Soils Using an Integral Method*. Elsevier Limited and Science Press. pp. 55-62.
- Holtz, RD et Kovacs, WD. 1991.** *Introduction à la géotechnique*. [trad.] J. Lafleur. Montréal : Éditions de l'École polytechnique de Montréal. 808 p.
- IGCP. 2013.** *Travaux d'injection des anomalies liées à la dissolution du gypse antéludien*. Inspection Générale des Carrières de Paris. Notice technique.
- Laloui, L., Nuth, M. 2009.** *On the use of the generalised effective stress in the constitutive modelling of unsaturated soils*. Computers and Geotechnics. Vol. 36. pp. 20 -23.
- Lamé, A. 2013.** *Modélisation hydrogéologique des aquifères de Paris et impacts des aménagements du sous-sol sur les écoulements souterrains*. Thèse de doctorat. École Nationale Supérieure des Mines de Paris. 211 p.
- Leparmentier, P. 1988.** *Les problèmes géologiques et géotechniques de la Ville de Paris*. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Mines de Paris. 244 p.
- Lesaffre, B. 1988.** *Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés*. Thèse de doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie – Paris VI, Etudes – Hydraulique agricole, Cemagref. 334 p.
- Mualem, Y. 1976.** *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. Water Resources Research. Vol. 12. pp. 513 - 522.
- Musy, A et Soutter, M. 1991.** *Physique du sol*. Presse polytechniques et universitaires romandes. Lausanne.
- Nguyen V., Hornych, P., Bodin, D., Piau, J., Saint Laurent D. 2008.** *CESAR-LCPC Version recherche Le module CVCR*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. LCPC. Cahier de développement réalisé dans le cadre de l'opération de recherche 11P063. 82 p.
- Parascandola, M., Rousselot, D. 1980.** *Etude hydrologique du stephanien de Saint Etienne*. Bureau de Recherche Géologique et Minères. Service Géologique National. 175 p.
- Piau, JM. 1998.** *CESAR-LCPC. Manuel théorique des modules de diffusion non linéaires*. Laboratoire Central Des ponts et Chaussées LCPC. 48 p.
- Picard, A. 1910.** *Chemin de Fer Métropolitain De Paris*. Rapprt général de Picard. 87 p.
- Poligot-Pitsch, S. 2002.** *Modélisation des échanges entre nappe et rivière. Application au Val d'Avary*. Thèse de doctorat. Université Technologique de Compiègne UTC. 182 p.
- Poligot-Pitsch, S., Sergent, P et Dhatt, G. 2003.** *Modélisation tridimensionnelle des remontées de nappe et inondations au Val d'Avary*. L'hydraulique numérique. pp 267-295.
- Robitaille, V et Tremblay, D. 1997.** *Mécanique des sols. Théorie et Pratique*. Modulo. 641 p.

Schneebeli, G. 2011. *Expériences sur la limite de validité de la loi de darcy et l'apparition de la turbulence dans un écoulement de filtration.* La houille blanche. pp. 141 - 149.

Soutter, M., Mermoud, A et Musy, A. 2007. *Ingénierie des eaux et du sol. Processus et aménagement.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 294 p.

Thoraval, A., Wojtkowiak, F., Metz, M. 2004. *Effets prévisibles en surface et traitement de galeries minères creusées à faible profondeur dans les grès vosgiens.* Revue française de Géotechnique. pp. 131-143.

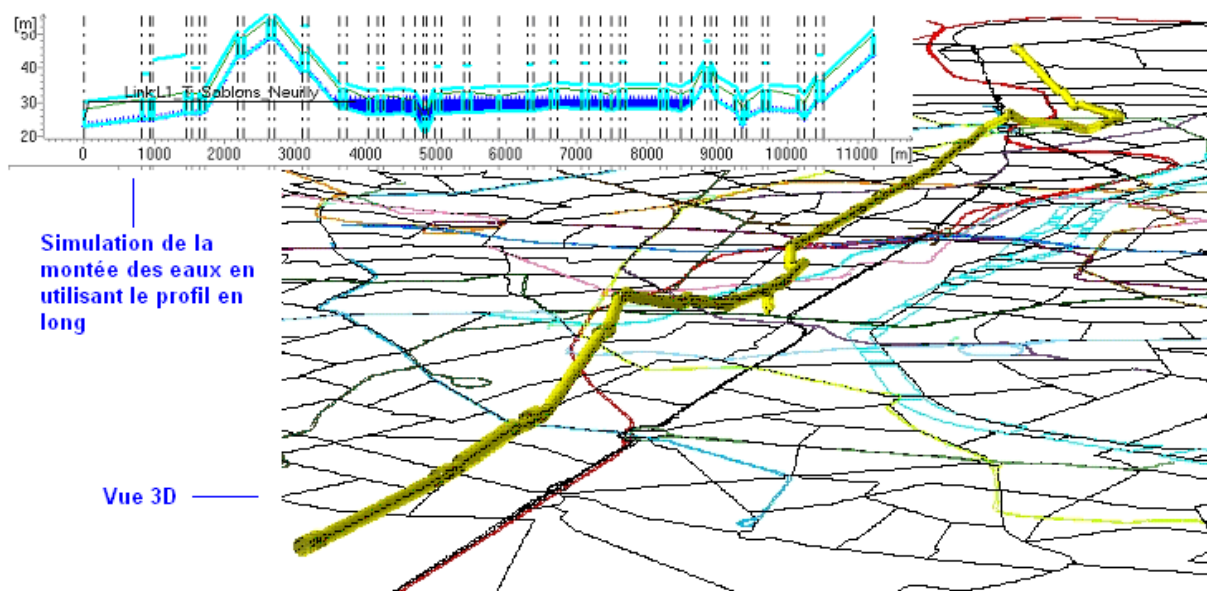
Vaute, I., Frappier, G. 2004. *Surveillance des eaux souterraines du bassin ferrifère lorrain en 2003.* Bureau de Recherches Géologiques et Minières. 108 p.

Wojtkowiak, F., Baudron, J., Attaert, P., Vassiliadis, G. 2002. *Maîtrise de l'impact hydraulique, sur le bâti de surface, de l'ennoyage de mines arrêtées du bassin ferrifère lorrain (France).* Congrès International IAEG, Septembre 2002. Afrique du Sud. pp. 2410-2419.

Zéglil, Z. 2011. *Etude des nappes sous Paris et sa proche banlieue : Evaluation de l'activité humaine.* Master 2 Sciences de l'Univers, Environnement, Ecologie. École des Mines de Paris Université Pierre et Marie Curie. 50 p.

PARTIE IV

MODELISATION DE LA CRUE 1910 SUR LE RESEAU RATP



Modélisation de l'écoulement dans un tronçon de tunnel de la ligne 1 par Mike Urban

Sommaire

MODELISATION DE LA CRUE 1910 SUR LE RESEAU RATP	168
Introduction	171
Chapitre 1 : Evènement de référence et modélisation géométrique du réseau	172
Objectifs	172
1. Lignes envahies par les eaux de la crue 1910	173
2. Réseau actuel et crue centennale.....	175
3. Données nécessaire pour la modélisation	175
Chapitre 2 : Modélisation des écoulements de surface dans une ligne de métro.....	177
Objectifs	177
1. Choix du modèle numérique	177
2. Principes suivis pour la modélisation d'une ligne de métro	178
2.1. Les Tunnels.....	178
2.1.1. Créer un tunnel.....	178
2.1.2. Créer des nouvelles sections de formes particulières CRS	178
2.2. Les stations	180
2.3. Les couloirs et correspondances	180
2.4. Nœuds.....	180
2.5. Les émergences.....	182
3. Modélisation d'une partie de ligne de métro dans Mike Urban.....	182
3.1. Choix de la ligne.....	182
3.1.1. Données.....	183
3.1.2. Niveau d'eau à l'extérieur	183
3.1.3. Rugosités	184
3.2. Construction du modèle.....	184
3.3. Résultat et validation du modèle.....	186
3.3.1. Comparaison des résultats historiques et numériques.....	188
Synthèse du chapitre 2.....	189
Chapitre 3 : Simulation de la crue type 1910 sur le réseau actuel de la RATP.....	190
Objectifs.....	190
1. Partie à modéliser.....	190
2. Modélisation du réseau actuel.....	191
2.1.1. Principe de modélisation.....	191
3. Présentation des résultats	193

Synthèse du chapitre 3.....	205
Bibliographie.....	206

Introduction

Dans la partie II de cette thèse, nous nous sommes attachés à étudier finement la distribution des débits autour d'une bouche de métro et à évaluer plus précisément le débit entrant en fonction de la géométrie de cette entrée. Nous avons pu définir la variation de débit entrant dans l'émergence en fonction de la hauteur de l'écoulement. Ces résultats seront utilisés dans cette partie.

Dans la partie III, nous avons mis en œuvre un modèle d'infiltration capable de prédire avec une certaine précision le débit d'infiltration à travers un tunnel en fonction de la charge dans la nappe et des caractéristiques géologiques du sol au droit du tunnel dans la mesure où les données sur les niveaux piézométriques sont connues pour la crue de 1910.

Dans la continuité, cette partie sera dédiée à la modélisation 1D des écoulements dans les tunnels du métro de Paris et à la mise en évidence les points les plus vulnérables. La crue de référence qui sera utilisée pour étudier la vulnérabilité du métro est celle de 1910 qui est considérée comme une crue centennale.

Le réseau actuel de la RATP a été numérisé et simplifié tout en respectant sa topographie et sa forme. Le logiciel Mike Urban (logiciel de simulation des écoulements en réseau d'assainissement) a été retenu pour la modélisation des écoulements à l'intérieur du réseau. Il est proposé dans cette partie de modéliser l'écoulement de la crue de 1910 dans le réseau et d'analyser la propagation de cette crue dans les différents tunnels en termes de vitesses, de débits et de hauteurs d'eau.

Grâce aux archives, on dispose de données précises sur certaines lignes concernant les relevés de laisses de crue après l'évènement de 1910. Il s'agit de traces laissées par l'eau dans certains tunnels. En l'absence de données de laisses de crue sur l'ensemble des lignes de métro, ces tunnels seront utilisés pour valider les résultats de la simulation.

Cette partie se décompose en trois chapitres. Le chapitre 1 présente une synthèse des données historiques des inondations survenues dans le réseau RATP. Dans le chapitre 2, la modélisation de la propagation de la crue de 1910 sera étudiée sur un tronçon inondable d'une ligne de métro pour lequel nous disposons de laisses de crue. La comparaison des résultats numériques avec les données observées, ainsi que la validation du modèle y seront présentées. Les résultats du travail conduit au chapitre 2 seront utilisés pour généraliser la modélisation de la propagation de la crue de 1910 dans le réseau actuel de la RATP. Ce travail et l'analyse de la vulnérabilité du réseau à la crue de 1910 feront l'objet du chapitre 3.

Chapitre 1 : Evènement de référence et modélisation géométrique du réseau

Objectifs

- Répertorier les crues survenues sur le réseau RATP.
- Définir les données disponibles pour mettre en œuvre le modèle hydrodynamique.

L'objectif de ce chapitre est de dresser un état de connaissance sur l'inondation de 1910 au sein du réseau RATP. Le réseau souterrain de transport actuel de la RATP fait 272 km de tunnels, la plus grande partie de ce réseau est située dans une zone inondable. Les dégâts liés à une inondation du même type que celle de 1910 pour la RATP ne sont pas clairement définis. Brochet et Guillois (Brochet et Guillois, 2010) ont estimé que le coût de remise en état du réseau, si aucune protection n'est mise en œuvre en cas d'inondation, dépasserait les deux milliard d'euros. La réouverture des liges pourrait prendre plusieurs mois et le retour à un niveau normal d'exploitation probablement plusieurs années.

La ville de Paris est exposée à un risque de crue majeure. Les historiens ont dénombré une soixantaine de crues exceptionnelles survenues sur Paris depuis le VI siècle. Ils ont pu affirmer et dégager les traces de ces inondations par plusieurs types de sources tels que les fouilles et les sondages archéologiques (Reghezza-Zitt, 2012).

Dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons uniquement aux informations sur les inondations survenues dans le réseau parisien depuis sa construction. Sachant que la première ligne du métro de Paris a été construite en 1900, la crue centennale de 1910 demeure la crue unique qui a inondé le réseau souterrain de la RATP depuis sa construction. Cette crue reste un évènement riche d'enseignements et est considérée comme la crue de référence.

A titre indicatif, nous comptons 8 crues majeures (de plus de 6 m) qui ont touché l'Ile-de-France après 1910 et 28 crues qui ont atteint des hauteurs de plus de 5 m. Cependant, aucune de ces crues n'a eu d'incidence sur le réseau RATP. Le tableau suivant donne les dates et les hauteurs d'eau des crues les plus importantes enregistrées à plusieurs endroits.

	Monterau Fault - Yonne	Saint - Mammès	Melun	Corbeil Essones	Paris Austerlitz	Mantes - Limay
1910	5,28	7,96	6,40	6,15	8,62	8,13
1924	5,52	7,30	5,45	5,22	7,30	7,71
1955	4,66	7,40	5,43	5,56	7,10	6,85
1982	3,73	6,83	5,18	5,11	6,13	6,61
1988	2,90	5,76	4,13	4,00	5,35	6,60
1995	2,80	5,36	3,82	3,48	4,94	6,35
1999	2,67	5,56	4,04	3,77	5,19	6,71
2001	3,10	5,94	4,38	3,91	5,21	6,71
Cote d'alerte	3,00	5	3,40	3	3,20	5,25

Table 1. Les huit grandes-crues en-Iles de-France (Source Les Dossiers de La Seine en Partage, Edition 2005).

Dans notre cas d'étude, le fait qu'il n'y ait pas eu de crue entrant dans le réseau RATP depuis 1910 pose un grand problème. Même la crue de 1955 qui a atteint le niveau 7,10 m au pont d'Austerlitz n'a pas touché le réseau RATP. On ne dispose donc d'aucun retour d'expérience récent pour étayer les scénarios d'anticipation.

Afin de résoudre ce problème, deux solutions peuvent être proposées. Nous pouvons envisager une solution en s'appuyant sur les divers retours d'expérience des inondations récentes qui ont affecté d'autres réseaux de métros dans les grandes villes du monde, comme par exemple le réseau Newyorkais inondé en octobre 2012 et l'appliquer ensuite sur notre réseau. Mais la difficulté consiste de trouver des réseaux qui ressemblent suffisamment au réseau de la RATP pour que la comparaison soit pertinente et efficace.

En l'absence de données sur les hauteurs d'eau dans le réseau pendant la crue et en l'absence de crues récentes ayant touché le réseau, la solution retenue est de chercher des documents d'archive *très précieux* qui nous permettent de reconstituer ces hauteurs d'eau en utilisant les informations sur les laisses de crue dans certains tunnels. En effet, le travail sur les archives historiques de la crue 1910 dans les réseaux RATP demeure une étape cruciale, voire indispensable afin d'obtenir des informations sur les inondations dans le réseau. Cependant il n'existe quasiment aucun document écrit qui mentionne d'une façon précise les caractéristiques de l'écoulement et le mécanisme de la crue 1910 dans le réseau tels que la hauteur d'eau par exemple.

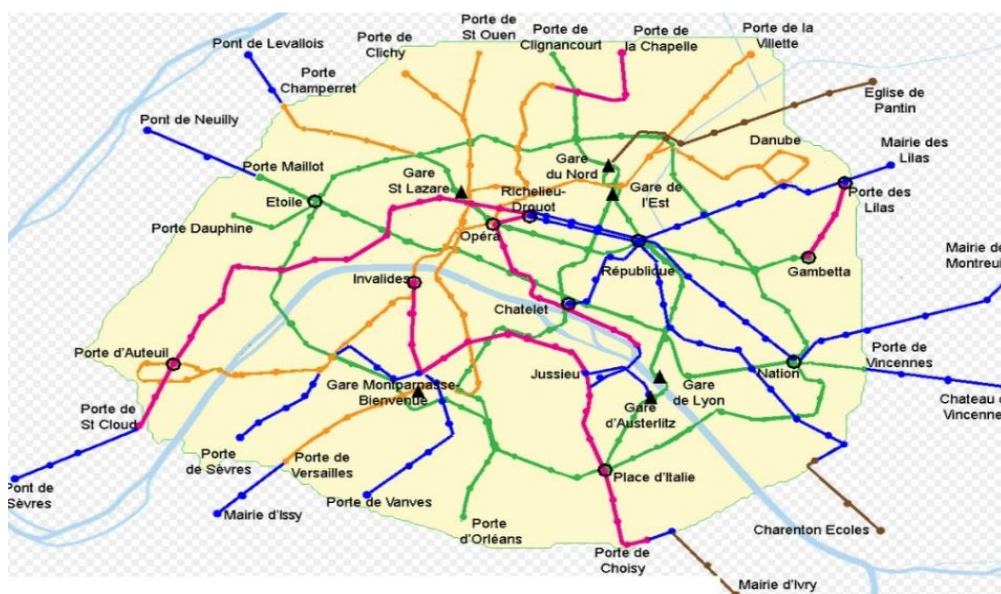
Dans le cas qui nous occupe, grâce aux historiens et photographes, nous avons pu disposer des données relativement fiables sur les laisses de la crue qui s'est produite en 1910 dans certains tunnels. Les hauteurs maximales des eaux dans les tunnels vont permettre de comprendre la progression des eaux de la crue et de valider le modèle.

1. Lignes envahies par les eaux de la crue 1910

En 1910, le réseau exploité par la compagnie Chemin de fer Métropolitain de Paris (CMP), comprend 63 km de lignes qui correspondaient à une partie des actuelles lignes 1 à 6 (Brochet et Guillois, 2010). Les lignes du réseau en 1910 sont les suivantes :

- **Ligne 1** : de la porte de Vincennes à la porte Maillot, passant par la place de la Nation, la gare de Lyon, la Bastille, la rue de Rivoli, la place de la Concorde, les Champs Élysées et la place de l'Étoile.
- **Ligne 2** : la ligne suit un parcours semi-circulaire au nord de Paris, situé en quasi-totalité sur les anciens. Hors d'atteinte de l'inondation.
- **Ligne 3** : du boulevard de Courcelles (Station Villiers) à Ménilmontant (Station Père Lachaise), passant par la gare de Saint Lazare, la place de l'Opéra, la place de la République et la place Gambetta.
- **Ligne 4** : de la porte Clignancourt à la porte d'Orléans avec une traversée sous fluviale de la Seine, passant par les gares du Nord et de l'Est, les Halles, Châtelet, Cité, Place saint Germain des Près, la gare Montparnasse, la place Denfert-Rochereau.
- **Ligne 5** : de la Gare du Nord au Pont d'Austerlitz, passant par la place de la République, la Bastille et la place Mazas (Quai de la Râpée).

- **Ligne 6** : du cours de Vincennes à la place d'Italie, passant par la place Daumesnil et le pont de Bercy.



Développement du métro de Paris 1900-1910, 1910-1914, 1914-1930, 1930-1939, 1939-1949

Figure 1. Développement du réseau de métro parisien entre 1910 à 1949.

Pour les 63 km de lignes en exploitation, la longueur inondée a été de 19.4 km, telle que :

- **Ligne 1** : la Station Gare de Lyon était inondée. Le 26 Janvier, la situation s'était notablement aggravée : des eaux arrivaient en trop grande quantité de la place de la concorde (Boreux et Hétier, 1910). L'inondation occupa 7 km de cette ligne.
- **Ligne 3** : l'inondation couvrait le rail sur la ligne 3 de la station « Saint-Maur » jusqu'à la station « Sentier » sur une étendue de 2,4 km. Cette même ligne a subi un autre envahissement à la station « Gare Saint-Lazare » où l'eau a pénétré dans la station par son radier et ses culées. Le souterrain fut rempli complètement jusque dans l'escalier d'accès. L'inondation se répand sur une étendue de 3,5 km.
- **Ligne 4** : Cette ligne venait d'être ouverte le 8 janvier 1910. Les ouvrages d'accès aux stations « Odéon » sur la rive gauche et Châtelet sur la rive droite faisaient rentrer beaucoup d'eau. L'inondation couvrait le rail de la station « Gare de l'Est » jusqu'à la station « Saint-Placide » sur une entendue de 4,6 km.
- **Ligne 5** : C'est à partir du 24 janvier qu'aux abords du pont d'Austerlitz les effets de la crue ont tourné à l'inondation. L'étendue est de 3,4 km.
- **Ligne 6** : Un déversement superficiel dans l'escalier de la station de Bercy. L'inondation s'est étendue sur 800 mètres de longueur de ligne. Les eaux à l'extérieur ayant atteint une hauteur de 0,95 m au-dessus du sol autour du débouché d'accès (Hétier et Bienvenue, 1910).

Le réseau en 1910 était en pleine expansion. Quatre lignes en construction forment une longueur totale de 31 km correspondant à une partie des lignes, 7, 8, 10, 12 et 13. Les lignes en construction n'ont pas échappé davantage à l'inondation. Pour les 31 km en construction, les eaux ont envahi une étendue de 7,5 km (Boreux et Hétier, 1910).

2. Réseau actuel et crue centennale

Le réseau de métro exploité par la RATP comprend aujourd’hui 272 km de tunnels, soit environ un tiers du patrimoine des infrastructures ferroviaires souterraines en France. Les chiffres actuels de fréquentation sont éloquentes ; 5 millions de voyageurs sont transportés chaque jour (Rapport d’activité RATP, 2011). Ces chiffres montrent l’importance du réseau de métro aux yeux des parisiens et l’impact sur leur vie quotidienne. En cas de crue majeure, l’arrêt de l’exploitation de l’ensemble des réseaux de transport aurait donc un impact direct sur les capacités de déplacement des Franciliens.

En cas d’une crue centennale, certaines stations sont situées hors zone inondables et ne peuvent pas être inondées par la station adjacente puisque leurs altitudes sont élevées par rapport à la station contiguë. La figure suivante illustre la partie du réseau susceptible d’être inondée lors d’une crue centennale (en grisé sur le plan).

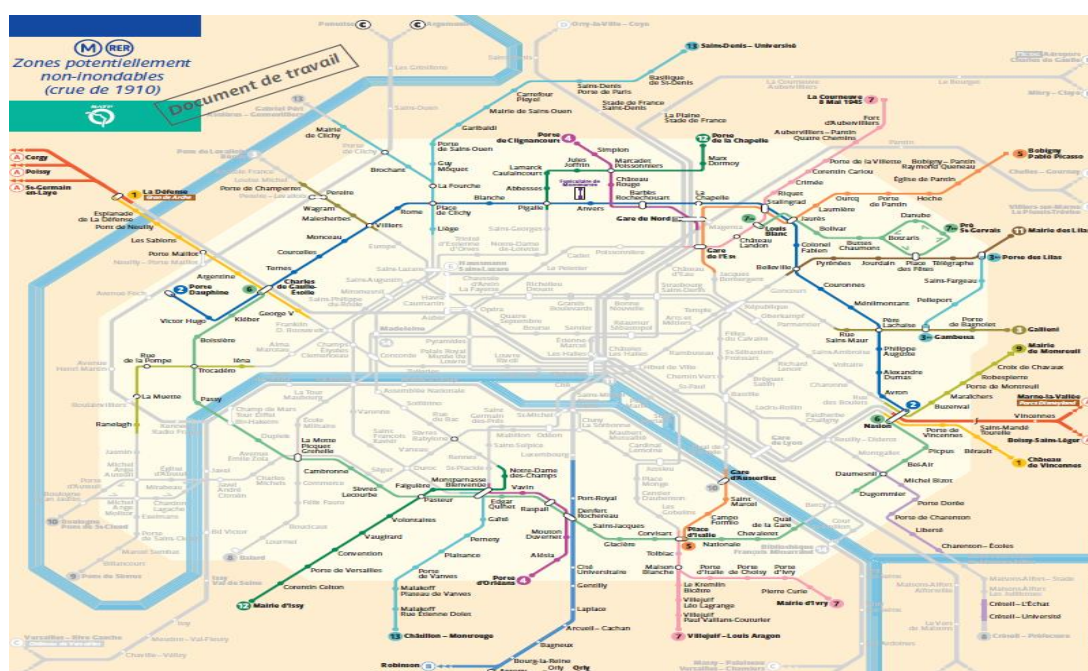


Figure 2. Partie du réseau susceptible d’être inondé en cas d’une crue centennale (Source RATP).

3. Données nécessaire pour la modélisation

L’annexe III. A illustre les différents ouvrages constituant le réseau RATP. On voit que, du fait du nombre et de la diversité des éléments, il s’avère très difficile d’identifier la totalité des ouvrages rattachés au réseau inondable pour modéliser les inondations.

Quel que soit le modèle hydraulique développé, les données requises sont plus ou moins les mêmes. Il s’agit de recueillir des données sur : 1) les sections en travers, les pentes et les longueurs des tronçons considérés 2) les caractéristiques physiques du milieu et enfin 3) les conditions aux limites et initiales. Sachant que, suivant le régime d’écoulement, les hauteurs et les vitesses d’écoulement peuvent être estimées sur la base des équations pour un régime permanent (pas de conditions initiales).

Le réseau de la RATP est constitué de plusieurs éléments tels que les grilles de ventilation, trappes, bouches de métro, tunnels, lignes, etc. 477 émergences sont situées dans

des zones inondables. Le premier problème dans cette étude est la superficie du réseau étudiée. On se retrouve très vite devant une difficulté : comment identifier l'ensemble des éléments du réseau susceptibles d'être inondés ?

Plus largement la modélisation des écoulements dans le réseau de la RATP achoppe sur la complexité qui caractérise l'ensemble du réseau. Non seulement il faut définir toutes les émergences et les lignes inondables, mais aussi posséder toutes les données requises pour la modélisation de chaque élément.

La construction du modèle hydrodynamique de la RATP se base exclusivement sur les données fournies par la RATP. Les données nécessaires à la modélisation sont celles qui permettent de localiser et de caractériser les éléments qui composent le réseau, tels que les émergences et les tunnels. La modélisation d'une émergence nécessite des informations sur son type (regard, grille, bouche d'accès, etc.), sa forme géométrique, sa cote de terrain naturel et sa cote de radier. La modélisation d'un tunnel nécessite les informations sur l'émergence amont et aval qui limite ce tunnel et ses caractéristiques géométriques (longueur, pente, etc.). Par soucis de clarté, les caractéristiques de tous les éléments du réseau sont présentées à l'annexe III. A.

Les documents des archives établis sur la crue 1910 ont permis de fournir des informations de qualité considérées assez cruciales dans notre travail, notamment sur l'étendue des lignes inondées et le niveau d'eau atteint autour des émergences lors de la crue de 1910.

Nous possédons plusieurs types de documents, des plans et des profils le long des tunnels, des stations, et des couloirs de correspondances permettant notamment de définir la rugosité et les caractéristiques des émergences et ouvrages accessoires. Nous possédons aussi des données concernant le niveau d'eau à l'extérieur atteint lors de la crue de 1910 pour pouvoir décrire les conditions aux limites de hauteur et de débit d'écoulement. Toutes ces données de référence vont permettre par la suite de simuler les écoulements dans le métro.

Chapitre 2 : Modélisation des écoulements de surface dans une ligne de métro

Objectifs

- Présenter le modèle de simulation numérique.
 - Valider le modèle numérique à l'aide des données historiques disponibles.
 - Modéliser les écoulements de surface dans une ligne de métro.
-

Les écoulements dans les ouvrages souterrains sont régis par les caractéristiques physiques et géométriques du milieu. Ils sont caractérisés par plusieurs variables tels que les vitesses dans les directions x , y et z et les hauteurs d'eau en tout point du domaine concerné. La description et la modélisation de ces variables fait appel aux équations de l'hydrodynamique.

Dans le cas des écoulements dans les tunnels, ceux-ci peuvent être considérés comme unidimensionnels et décrits en tout point du domaine par la hauteur d'eau, la vitesse moyenne et le débit observé en ce point. Dans notre travail la modélisation des écoulements dans le réseau RATP a pour objectif général d'estimer la propagation des écoulements transitant au sein du réseau qui est une estimation nécessaire dans le cadre de la prédétermination des inondations du réseau. Il n'est pas nécessaire de disposer d'une description très détaillée des écoulements. Une description globale des paramètres hydrauliques tels que la hauteur, la vitesse moyenne et le débit d'écoulement est suffisante.

L'objectif de ce chapitre est de caler un modèle des écoulements dans un tunnel de métro afin de le généraliser pour la simulation des inondations dans tout le réseau actuel de la RATP. En effet, nous possédons des données historiques de la crue de 1910 uniquement dans certains tunnels. Les caractéristiques hydrauliques qui seront utilisées seront décrites de manière détaillée ainsi que la méthode de calage et de correction. L'analyse des résultats de cette validation, nous permettra de comprendre la dynamique de l'inondation.

1. Choix du modèle numérique

Un modèle hydraulique est une représentation mathématique ou physique d'un système ayant pour but la compréhension du fonctionnement des écoulements hydrodynamiques au sein de ce système. Dans le cas qui nous intéresse, le système est constitué par le réseau de la RATP, à savoir, les tunnels, les stations et les correspondances des lignes à modéliser.

Le choix du modèle de simulation s'effectue en fonction de l'objectif de l'étude et des moyens disponibles (données disponibles, moyens financiers). Le modèle numérique doit évidemment permettre de reproduire le plus fidèlement possible la réalité des inondations dans le métro. Il doit aussi permettre de simuler la genèse et le déroulement de la crue avec les conditions aux limites de hauteur. D'autres critères doivent aussi être pris en considération. Un modèle doit satisfaire les critères de robustesse, de parcimonie et de validité. La littérature est riche de discussions sur le choix d'un modèle numérique (Grayson et al 1992a., Grayson et al, 1992b., Hingray et al, 2009., Arnaud, 2012).

Le modèle du réseau RATP sera construit à l'aide du logiciel Mike Urban (MU), un logiciel de modélisation hydraulique largement utilisé, adaptée aux écoulements dans l'espace dans les réseaux d'assainissement, qui a fait ses preuves (Basselot, 2010). Ce modèle offre plusieurs avantages : il est simple à mettre en œuvre, il comporte peu de paramètres, il peut être utilisé pour des conditions d'un écoulement stationnaire et il peut reproduire un comportement qui n'a pas encore été observé. Le MU utilise le moteur de calcul Mouse qui est un outil de simulation des écoulements en charge et à surface libre dans les réseaux d'assainissement. La simulation est basée sur les équations 1D de Barré de Saint Venant.

Ce chapitre n'a pas la prétention de couvrir les principes de fonctionnement du MU. Pour plus des informations sur ce logiciel de modélisation hydraulique le lecteur pourra consulter l'annexe III.B afin de pouvoir comprendre la justification du choix du modèle.

2. Principes suivis pour la modélisation d'une ligne de métro

Une ligne de métro est composée de tunnels, de stations et de couloirs de correspondance. Ces différents éléments permettent de créer la trame de la ligne et vont être modélisés dans MU. Afin de permettre une meilleure compréhension et une meilleure lisibilité du modèle, il est nécessaire d'effectuer certaines simplifications des lignes. Ces simplifications ont été réalisées en cohérence avec le fonctionnement hydraulique supposé du réseau et en concertation avec la RATP.

2.1. Les Tunnels

2.1.1. Créer un tunnel

Un tunnel est modélisé dans MU par une « conduite » entre deux nœuds, définie notamment par ses caractéristiques géométriques, soit sa longueur et sa forme. La forme correspond à une section en travers.

La schématisation d'une ligne de métro consiste principalement à choisir les nœuds modélisés. Les nœuds modélisés dans le réseau RATP sont de type Regard et Exutoire. Les nœuds de type regard sont situés aux extrémités de conduites et représentent les points bas, les points hauts, les changements brusques de pente et les changements significatifs de section. Ce type de nœuds fait également la jonction entre plusieurs tunnels.

Les nœuds types exutoires sont utilisés pour la représentation des entrées d'eau (bouche de métro, grille d'aération, etc.) sur lesquelles sont appliquées des conditions aux limites de hauteur d'eau.

Une première simplification consiste à élaborer des catégories de sections en travers représentant les sections les plus répandues pour les stations, tunnels et couloirs. Ces sections sont représentées dans Mike Urban par des « CRS », c'est-à-dire des sections avec des formes particulières (autres que rectangulaires ou circulaires).

2.1.2. Créer des nouvelles sections de formes particulières CRS

Dans un modèle hydraulique, une « conduite » (donc ici un tronçon de tunnel, de station ou de couloir) est définie notamment par sa longueur et sa forme. La forme correspond à une section en travers. Une première simplification a consisté à définir des catégories de sections en travers représentant les sections les plus répandues pour les stations, tunnels et couloirs. Ces sections sont représentées dans Mike Urban par des « CRS », c'est-à-dire des sections avec des

formes particulières (autres que rectangulaires ou circulaires). La principale section de tunnel présente sur le réseau de la RATP est le tunnel à deux voies. En effet, d'après les analyses de la RATP, près de 60% des tunnels sont de type deux voies en voûte. Selon cette même analyse, près de 73 % des stations à modéliser sont de type « Courant ».

Toutefois, dans un souci de cohérence hydraulique, il a été convenu avec la RATP de créer d'autres catégories de CRS pour permettre une modélisation respectueuse des volumes des autres sections présentes sur le réseau. Ainsi, on différencie les tunnels comportant une voie, deux voies et quatre voies. Les coupes types ont été fournies au format papier et AutoCAD. Un catalogue numérique des sections type sera mis en place dans l'annexe III. C.

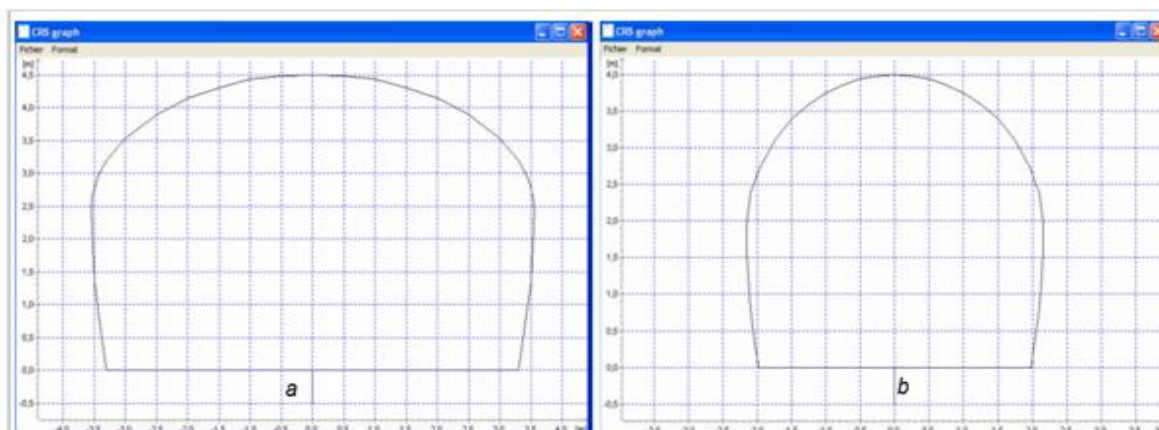


Figure 3. Profils CRS des tunnels avec 2 et 1 voies voûtées.

Le tableau suivant présente l'ensemble des CRS utilisées permettant la simplification du tunnel.

Nom de la CRS	Type	Description
Tunnel_1voieVoute	CRS fermé	Tunnel à une voie voûtée
Tunnel_2V_Ciel_ouvert	CRS fermé	Tunnel à deux voies à ciel ouvert
Tunnel_2voiesVoute	CRS fermé	Tunnel à deux voies voûtées
Tunnel_4voiesVoute	CRS fermé	Tunnel à quatre voies voûtées

Tableau 2. CRS du modèle de la RATP.

2.2. Les stations

Les stations sont des tunnels ayant une section CRS représentant les quais. Elles ont été différenciées par le nombre de voies et par types de plancher. On distingue ainsi les stations avec plancher métallique, les stations avec plancher voûté et les stations à une voie, deux voies et quatre voies. Les CRS des stations utilisées sont représentées dans le tableau suivant :

Nom de la CRS	Type	Description
Station_1voie	CRS fermé	Station à une voie voûtée
Station_4voies	CRS fermé	Station à quatre voies voûtée
Station_Ciel_ouvert_courant	CRS fermé	Station à deux voies à ciel ouvert
Station_courant	CRS fermé	Station à deux voies voûtée
Station_PlancheMétallique	CRS fermé	Station à deux voies à plancher métallique

Tableau 3. Sections de formes particulières CRS d'une station de ligne de métro.

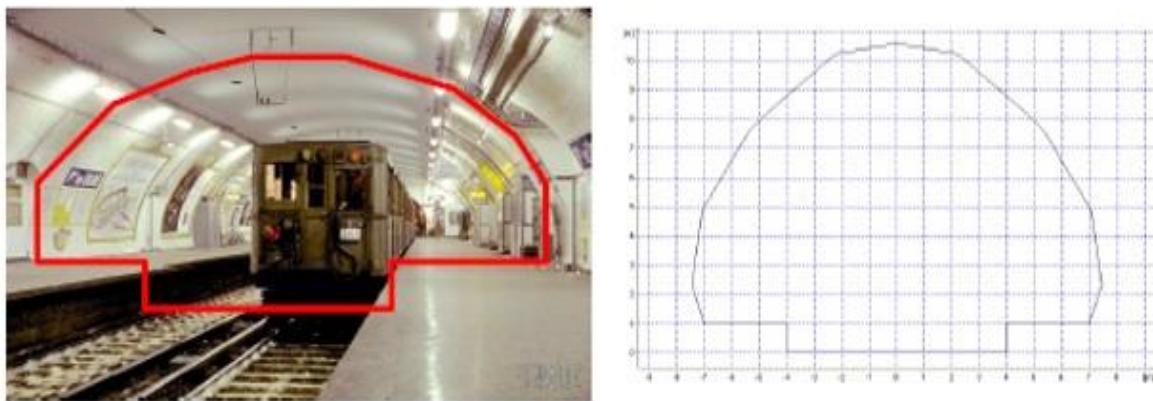


Figure 4. Station du métro parisien et vue graphique de la CRS "Station Courante".

Les CRS sont entrés dans Mike Urban par l'éditeur de CRS. La méthode utilisée pour éditer les CRS consiste à définir la géométrie de la section par les coordonnées X et Y de son contour.

2.3. Les couloirs et correspondances

Des liens seront établis entre les différentes lignes au niveau des stations en respectant la longueur des cheminements et leur cote radier. La topographie exacte des cheminements (premier escalier qui descend, puis couloir droit, virage à gauche, escalier qui monte etc.) n'est pas présentée en détails et a fait l'objet d'une simplification de type tunnel droit d'un point à un autre.

Les couloirs d'échange sont représentés dans le modèle par des CRS rectangulaires de 2,5 m de hauteur. Leurs largeurs sont variables, simplifiées à 2 m, 2,5 m, 3 m et 4 m. Le choix de la largeur du couloir est conditionné par les observations des plans fournis par la RATP. Les couloirs de correspondance apparaissent dans le modèle avec la dénomination « Couloir ».

2.4. Nœuds

Les nœuds modélisés représentent le plus souvent les points bas, les points hauts, les changements brusques de pente et les changements significatifs de section. Dans certains cas,

des nœuds peuvent être placés pour rattacher des ouvrages spécifiques. Les nœuds font également la jonction entre plusieurs tunnels.

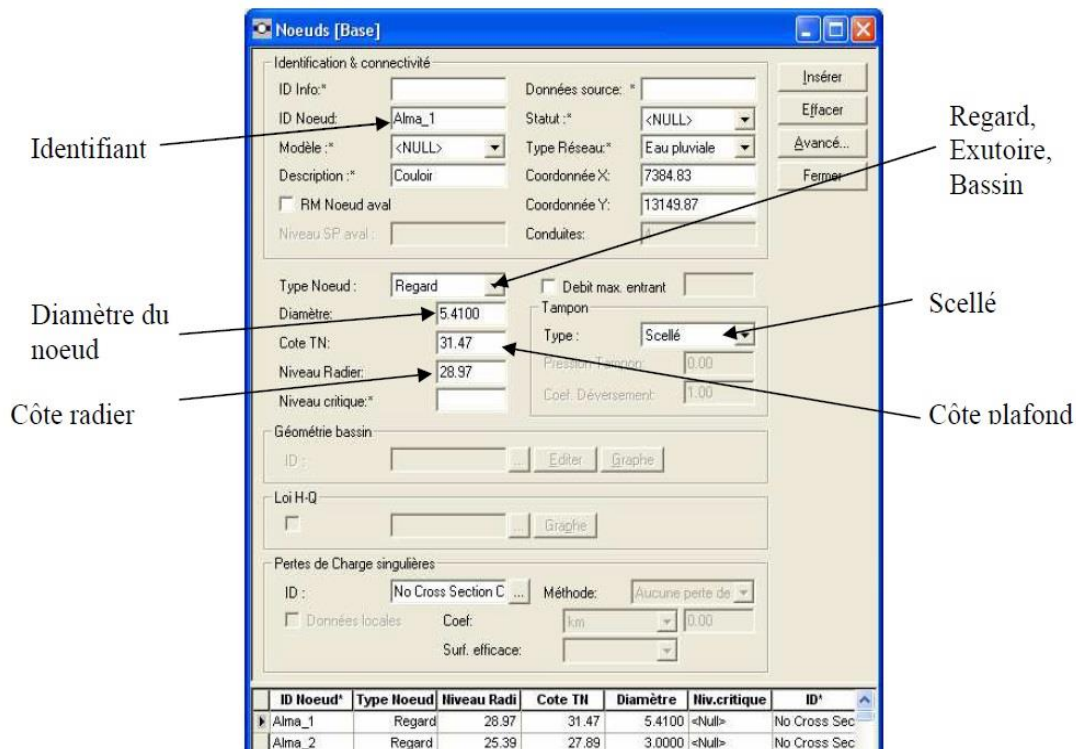


Figure 5. Caractéristique des nœuds du modèle de la RATP.

Les nœuds modélisés dans le réseau de la RATP sont de 2 types ; Regard et Exutoire.

L'ensemble des nœuds « Regard » est spécifié à tampon « Scellé ». Un tampon scellé permet de représenter le plafond au nœud. L'eau ne peut pas déborder du nœud, si elle atteint la cote plafond (côte TN dans MIKE URBAN), la pression peut monter mais pas le niveau réel du fil d'eau : le nœud est alors « en charge ». Les regards sont modélisés comme des cylindres ayant un volume et donc un diamètre.

Les exutoires ne sont pas modélisés comme des cylindres et n'ont donc pas de valeur de diamètre. Dans le modèle RATP, les exutoires sont utilisés pour la représentation des émergences sur lesquelles sont appliquées des conditions aux limites de variation de débit en fonction de hauteur d'eau.

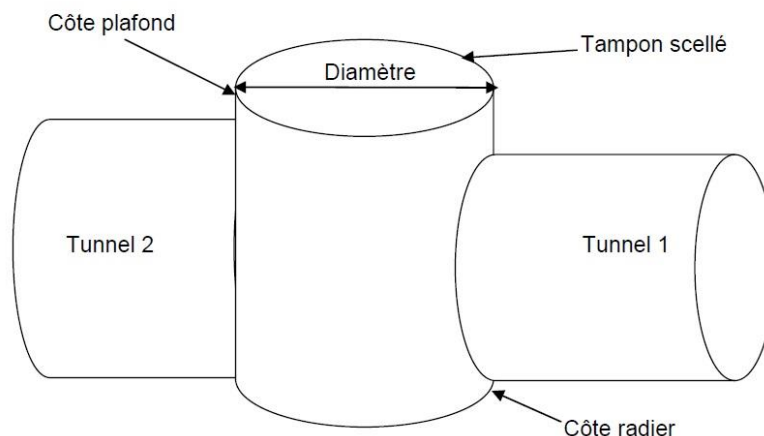


Figure 6. Schéma de la modélisation d'un nœud « regard » sous Mike Urban.

2.5. Les émergences

Comme déjà définie, une émergence est une entrée d'eau potentielle définie par la RATP dans son PPRI (bouche de métro, aération, etc.). Les entrées d'eau ou émergences sont regroupées dans des documents présentant une indication sur l'altitude et la section de chaque émergence ainsi que le niveau d'eau atteint lors de la crue de 1910. Ce niveau permet de définir le débit entrant directement dans le tunnel ou la station correspondante. Toutes les conditions aux limites sont des hauteurs d'eau. Chaque émergence correspond à une variation de hauteur d'eau qui sera définie en fonction du secteur dans lequel se trouve l'émergence. Or dans MU, une condition aux limites de hauteur d'eau ne peut être appliquée qu'à un type d'élément : les exutoires. Les émergences ont donc été modélisées dans MU sous forme d'exutoires avec entrée d'eau (condition aux limites liée).

Par ailleurs, il faut transformer cette hauteur d'eau en débit entrant dans le réseau. Or ce débit est fonction de la hauteur d'eau et de la géométrie de l'émergence. La transformation hauteur d'eau – débit entrant a été modélisée par une équation de seuil (Partie II).

3. Modélisation d'une partie de ligne de métro dans Mike Urban

Dans cette étude nous allons reproduire les conditions d'écoulement de la crue dans un tunnel de métro. En considérant les entrées d'eau dans lesquelles l'eau pénètre dans le tunnel comme les exutoires et les tunnels et en respectant la topographie ainsi que la forme du tunnel, nous présentons les caractéristiques de l'écoulement telles que le niveau et le débit dans le tunnel.

3.1. Choix de la ligne

On s'intéresse dans cette étude à la modélisation d'un tronçon de la ligne 3. Le choix de cette ligne est justifié par la disponibilité de certaines données historiques de la crue 1910. En effet, une partie de cette ligne est directement exposée à une invasion des eaux et a été touchée par l'inondation de 1910. Dans le rapport de Hétier (Hétier et Bienvenue, 1910), il est mentionné que l'eau a commencé à envahir la ligne 3 entre la gare Saint-Lazare et la station Havre Caumartin à partir du 21 janvier 1910. Dès le 25 janvier la hauteur d'eau au-dessus du rail était de 25 cm. Le 27 janvier l'eau arrivait à 4.15 m au-dessus du rail. La hauteur d'eau dans les rues de ce secteur atteignit 175 cm.

La ligne 3 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Saint-Maur et Pont de Levallois, soit 21 stations. Cette ligne est constituée de tunnels, stations et correspondances.

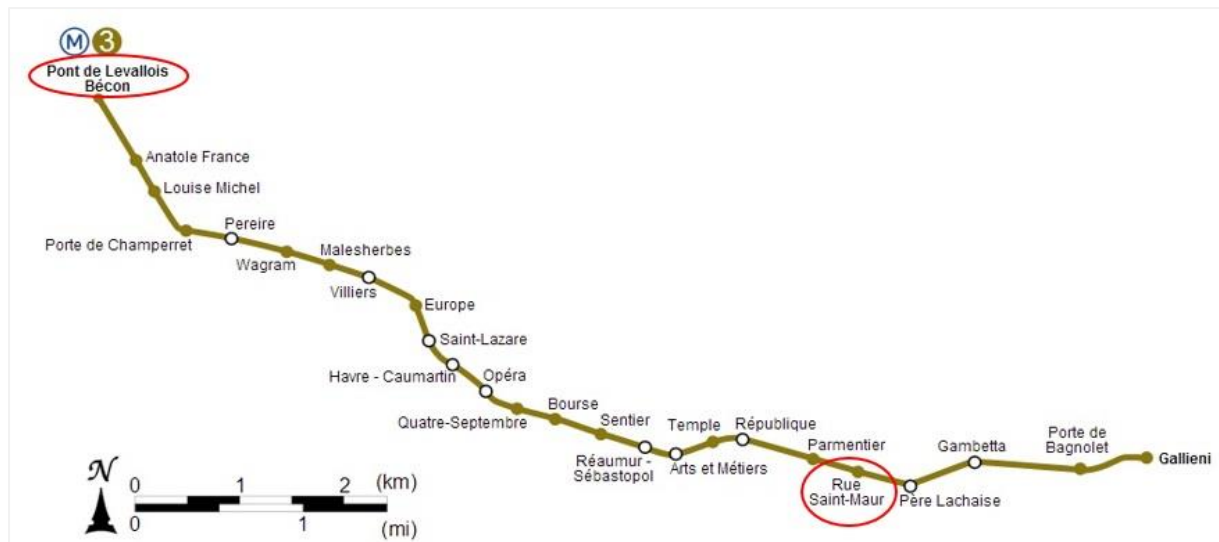


Figure 7. Partie de la ligne 3 modélisée.

La topographie, les formes et les pentes du réseau et de ses émergences sont reproduites. On considère que le tunnel a été conçu pour résister aux infiltrations et qu'aucune protection n'existe. Le scénario de modélisation correspondant à la hauteur maximale est choisi pour la modélisation de cette partie de ligne.

3.1.1. Données

Modéliser le comportement hydraulique d'une ligne de métro dans MU requiert une bonne appréhension des données. Des informations sur le profil en long et les caractéristiques du secteur étudié sont disponibles. Une description détaillée des différents éléments composant ce tunnel et de ses données est présentée dans l'annexe III. D

3.1.2. Niveau d'eau à l'extérieur

La cote d'eau maximale considérée pour toutes les émergences situées dans cette partie de ligne modélisée est présentée dans le tableau suivant :

	Nom de Station	Le niveau d'eau en 1910 – cm
1	Pont de Levallois	Pas d'eau sur place
2	Anatole France	150
3	Louise Michel	150
4	Porte de Champerret	150
5	Pereire	150
6	Wagram	150
7	Malesherbes	150
8	Villiers	150
9	Europe	150
10	Saint Lazare	189
11	Havre Caumartin	175
12	Opéra	150

13	Quatre Septembre	150
14	Bourse	150
15	Sentier	150
16	Réaumur - Sébastopol	150
17	Arts et Métiers	146
18	Temple	50
19	République	50
20	Parmentier	50
21	Rue Saint-Maur	50

Tableau 4. Niveau d'eau pour chaque exutoire.

La hauteur de l'eau autour de chaque émergence est considérée comme condition aux limites du modèle.

3.1.3. Rugosités

Les calculs hydrauliques dans Mike Urban sont basés sur la résolution des équations de Barré Saint Venant¹. Ces équations impliquent la prise en compte des pertes de charges, qui sont approchées par la formule de Manning explicite (Software DHI, 2004) tel que :

$$J = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{4/3}} \quad \text{Éq 1}$$

Avec Q le débit en m³/s, S la section en m², R_h le rayon hydraulique en m, J la perte de charge linéaire et le coefficient K de Manning représente le coefficient de friction intrinsèque au réseau, dépendant de la rugosité des matériaux. Le réseau de la RATP est constitué d'un réseau de tunnels et de stations avec un radier en ballast et des parois en béton et d'un réseau de couloirs en béton et carrelage avec des escaliers.

Après consultation d'experts et comparaison d'études d'écoulement présentant des granulométries similaires (Atwa, 1996, Robitaille et Tremblay, 1997), le coefficient de Manning pris en compte pour les écoulements dans les tunnels de circulations est de 30. Pour les escaliers et les couloirs de correspondance, un coefficient de Manning de 25 est utilisé dans le modèle. Ce coefficient est volontairement plus bas pour prendre en compte les escaliers.

Différents tests de sensibilité de la variation des niveaux d'eaux ont été réalisés, montrant que les niveaux d'eaux dans les tunnels sont peu influencés par les variations des coefficients de rugosité. Ceci est principalement dû aux volumes importants transitant dans le réseau qui réduisent l'influence de la rugosité dans les équations d'écoulement.

3.2. Construction du modèle

La construction du modèle avec MU nécessite de saisir les caractéristiques géométriques de la ligne et d'enregistrer les informations sur le matériau de construction. Les conditions aux limites de débit en lien avec le niveau d'eau extérieur vont être associées pour chaque émergence. Une fois que la ligne est construite et que les conditions aux limites sont introduites, le logiciel peut simuler la dynamique des écoulements.

¹ cf. Manuel MOUSE Pipe Flow Reference Manual.

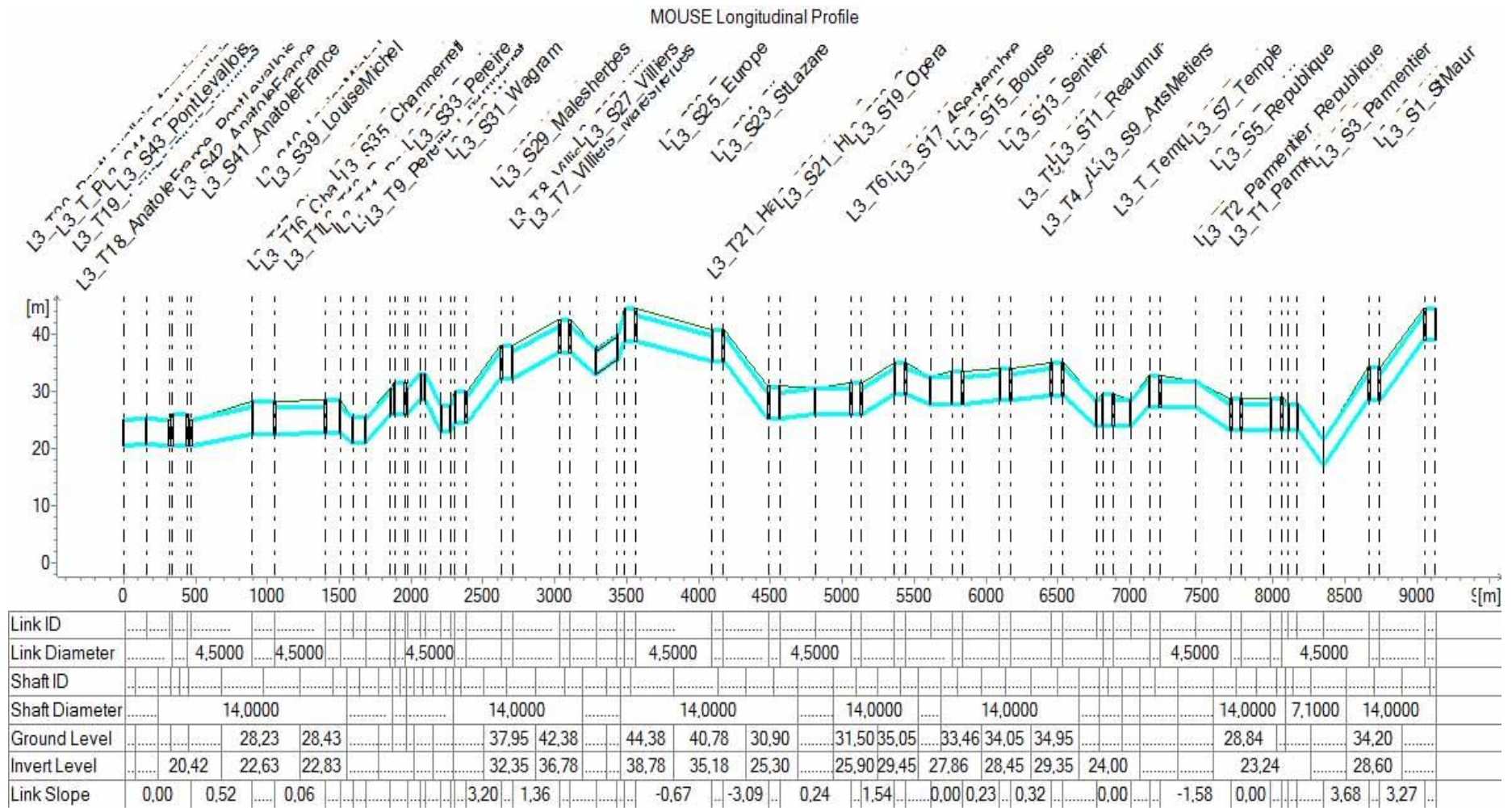


Figure 8. Profil en long de la ligne 3 dans Mike Urban.

3.3. Résultat et validation du modèle

MU permet de présenter les résultats de plusieurs manières. Dans notre travail les résultats sont présentés par la création des profils en long. Nous exposons la simulation de niveau d'eau et le volume d'eau entrant dans la ligne de métro.

L'inondation couvre le rail entre la station de Saint-Lazare jusqu'à 200 mètres après la station Parmentier. Le tunnel entre Parmentier et République est considéré comme l'endroit le plus vulnérable de cette ligne. Il est entièrement inondé sur une étendue de 4,7 km m. Le volume total d'eau dans cette ligne est estimé à $V_{L3} = 143100 \text{ m}^3$.

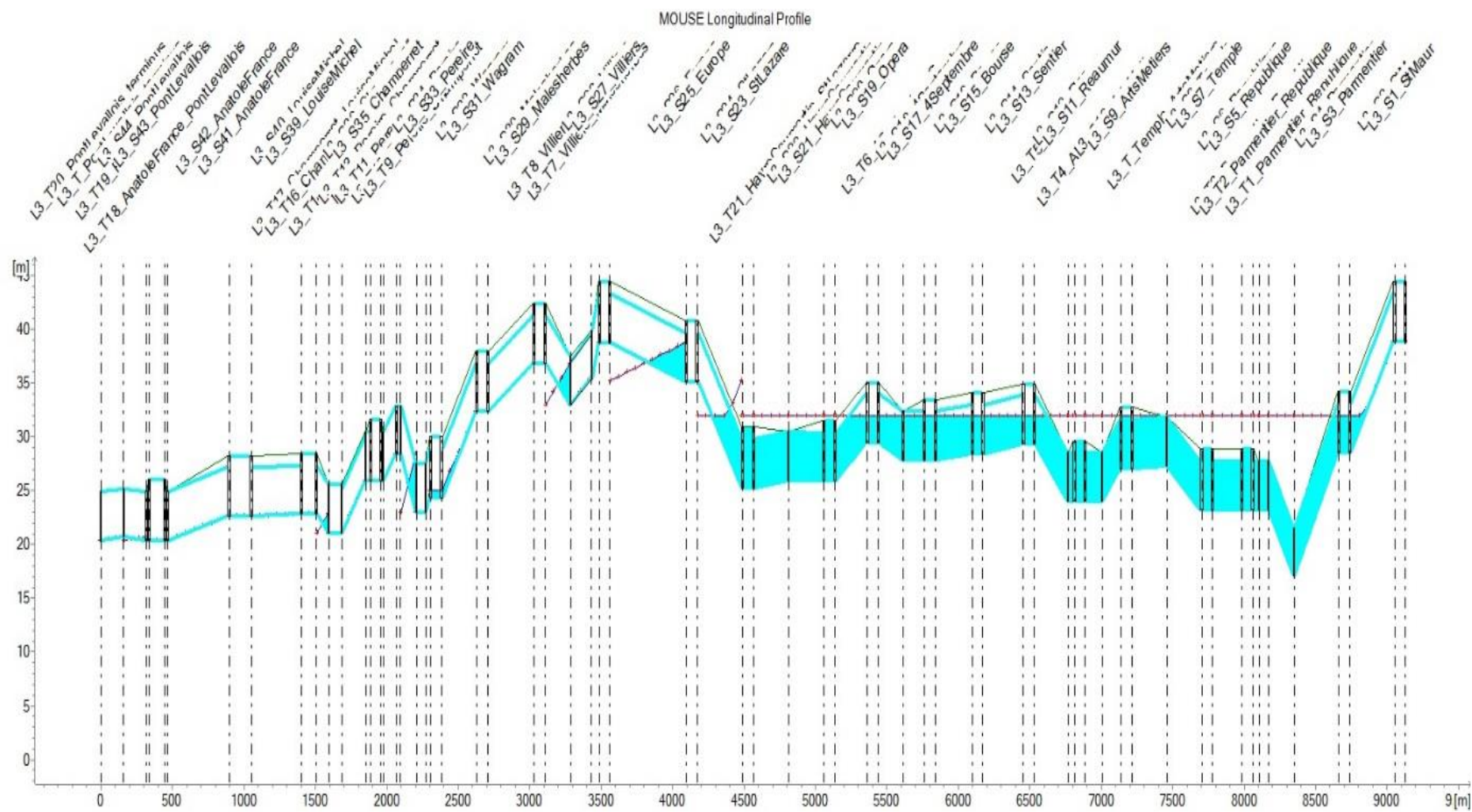


Figure 9. Niveau d'eau simulé sur la ligne 3.

de la modélisation. Nous constatons une inondation entière de la place république. L'eau envahit la ligne sur une étendue de 3 050 m

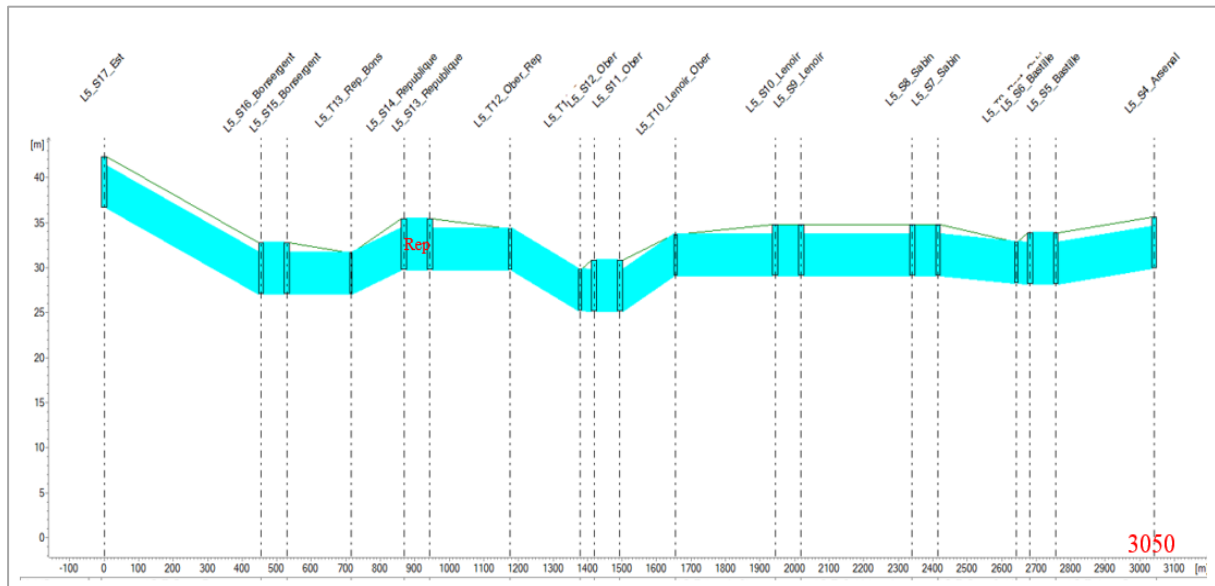


Figure 12. Niveau d'eau modélisé dans la ligne 5 en cas d'une crue centennale.

Il faut aussi mettre en exergue la qualité des données historiques. En effet, le rapport montre les difficultés qu'a eu le service à évaluer avec précision toute l'étendue de l'évènement au sein du réseau. Certaines données historiques peuvent s'avérer sous-estimées. La différence peut être interprétée par la non fiabilité des données historiques. Les données de la crue 1910 citées dans Hétier (Hétier et Bienvenue, 1910) au sein du réseau demeurent peu fiables et difficilement vérifiables. Il convient donc de rester prudent et de souligner l'absence des sources permettant de confirmer les données de Hétier. Aucune crue n'a ensuite envahi le réseau après 1910. Nous ne possédons donc pas des données récentes pour caler le modèle.

Synthèse du chapitre 2

Le logiciel MU s'est montré efficace pour la modélisation des écoulements dans un tunnel de métro. La méthode de modélisation par le MU a été modifiée dans notre travail. Nous avons introduit la loi hauteur – débit de la Partie II comme condition aux limites. Nous n'avons pas pris en compte en revanche les infiltrations à cause de l'absence de données sur cette ligne.

Sur la base de données disponibles à l'époque, issues de l'exploitation d'archives, une simulation d'une propagation hydraulique d'une crue centennale dans la ligne 3 du métro Parisien a été menée. Les résultats du modèle hydraulique ont été évalués. Les résultats sur la propagation hydraulique de la crue de 1910 au sein de la ligne 3 semblent corrects avec une différence acceptable avec les données historiques. Le modèle ainsi validé est ensuite appliqué pour la modélisation de la crue 1910 sur le réseau actuel.

Chapitre 3 : Simulation de la crue type 1910 sur le réseau actuel de la RATP

Objectifs

-
- Calculer les paramètres hydrauliques en tout point du réseau actuel.
 - Définir la partie sensible du réseau actuel.
-

Sachant que nous ne pouvons pas prédire la date à laquelle une crue centennale surviendra, il est cependant possible de définir le mécanisme de cette crue dans le réseau. Notre étude a pour vocation de reproduire par modélisation le mécanisme d'écoulements de la crue 1910 dans le réseau actuel de la RATP.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la façon dont les écoulements se propagent au sein du réseau RATP actuel. Le calcul de la hauteur de l'eau au sein du réseau actuel est exposé afin de caractériser précisément les zones les plus affectées par les inondations dans le réseau RATP actuel.

Cette étude permettra à la RATP de renforcer si nécessaire la protection de son réseau en fonction des résultats de simulation.

1. Partie à modéliser

Nous avons choisi de modéliser les parties sensibles aux inondations du réseau RATP actuel. La partie du réseau situé dans les zones non inondables n'est pas prise en considération. La modélisation porte donc sur les lignes et tronçons de ligne suivants :

Ligne	Tronçons modélisés
Ligne 1	Entre Pont de Neuilly et Nation
Ligne 3	Entre Saint-Maur et pont de Levallois
Ligne 4	Entre Gare du Nord et Saint-Placide
Ligne 5	Entre Gare de l'Est et Gare d'Austerlitz
Ligne 6	Entre Dugommier et Quai de la Gare
Ligne 7	Entre Poissonnière et Gobelins
Ligne 8	Entre Balard et Porte de Charenton
Ligne 9	Entre Pont de Sèvre et Charonne
Ligne 10	Entre Boulogne Saint Cloud et Gare d'Austerlitz
Ligne 11	Entre Châtelet et Belleville
Ligne 12	Entre Mairie d'Issy et Saint-Georges
Ligne 13	Entre Liège et Montparnasse

Tableau 5. Réseau RATP modélisé.

La construction du modèle hydrodynamique de la RATP se base exclusivement sur les données fournies par la RATP. Concernant la construction du modèle et les conditions aux limites, nous suivons le même principe que celui du chapitre précédent.

Nous présentons dans cette étude les résultats de modélisation pour chaque ligne du réseau.

2. Modélisation du réseau actuel

2.1.1. Principe de modélisation

La construction du modèle hydrodynamique de la RATP par le MU se base sur les données fournies par la RATP. Les données nécessaires à la modélisation sont celles qui permettent de localiser et de caractériser les éléments qui composent le réseau, c'est-à-dire les tunnels, les stations et les correspondances des lignes. Le modèle RATP comprend des nœuds de type regard « classique » ou exutoire (pour les émergences, voir le chapitre précédent sur la modélisation des inondations pour la ligne 3) et des tronçons de types tunnels ou stations. Le modèle va, par la suite, être soumis à des entrées d'eaux et à différentes contraintes conditionnant les écoulements dans le modèle.

La modélisation du réseau actuel de la RATP est basée sur les mêmes principes suivis pour la modélisation d'une ligne de métro cités auparavant.

Le logiciel de modélisation MU nécessite une hauteur d'eau minimale, appelée « eau de mouillage », dans les tronçons en début de calcul. En effet, il est impossible de réaliser une simulation hydrodynamique avec un réseau ou partie de réseau à sec. Par défaut, dans Mike Urban, la hauteur de mouillage est de 5 mm, appliquée sur le radier de tous les tronçons. Dans le cas du modèle de la RATP, ce mouillage représente des volumes énormes, du fait de la taille du réseau et de la largeur des tunnels. Ce cas, non prévu dans le cadre d'une utilisation « classique » (type modélisation de réseau d'assainissement), peut entraîner des instabilités lors du calcul.

Une astuce de modélisation a été utilisée pour s'affranchir de ces instabilités : le radier des CRS comprend une fente de 0,5 cm de large pour 10 cm de profondeur. Le mouillage, au lieu de s'appliquer sur toute la largeur de la CRS, ne va être effectif qu'au fond de la fente, réduisant le volume de mouillage et donc les instabilités. La faible taille de la fente la rend imperceptible lors de la simulation des inondations.

Certains tunnels de circulation ont également fait l'objet d'une modélisation spéciale du fait de leur complexité. On retrouve sur le réseau de la RATP de nombreuses voies de garage, des tunnels de liaison entre lignes, des ateliers et des ouvrages spéciaux. Ces tunnels ont été représentés avec les CRS utilisés pour les tunnels classiques en respectant le plus possible les volumes qu'ils représentent.

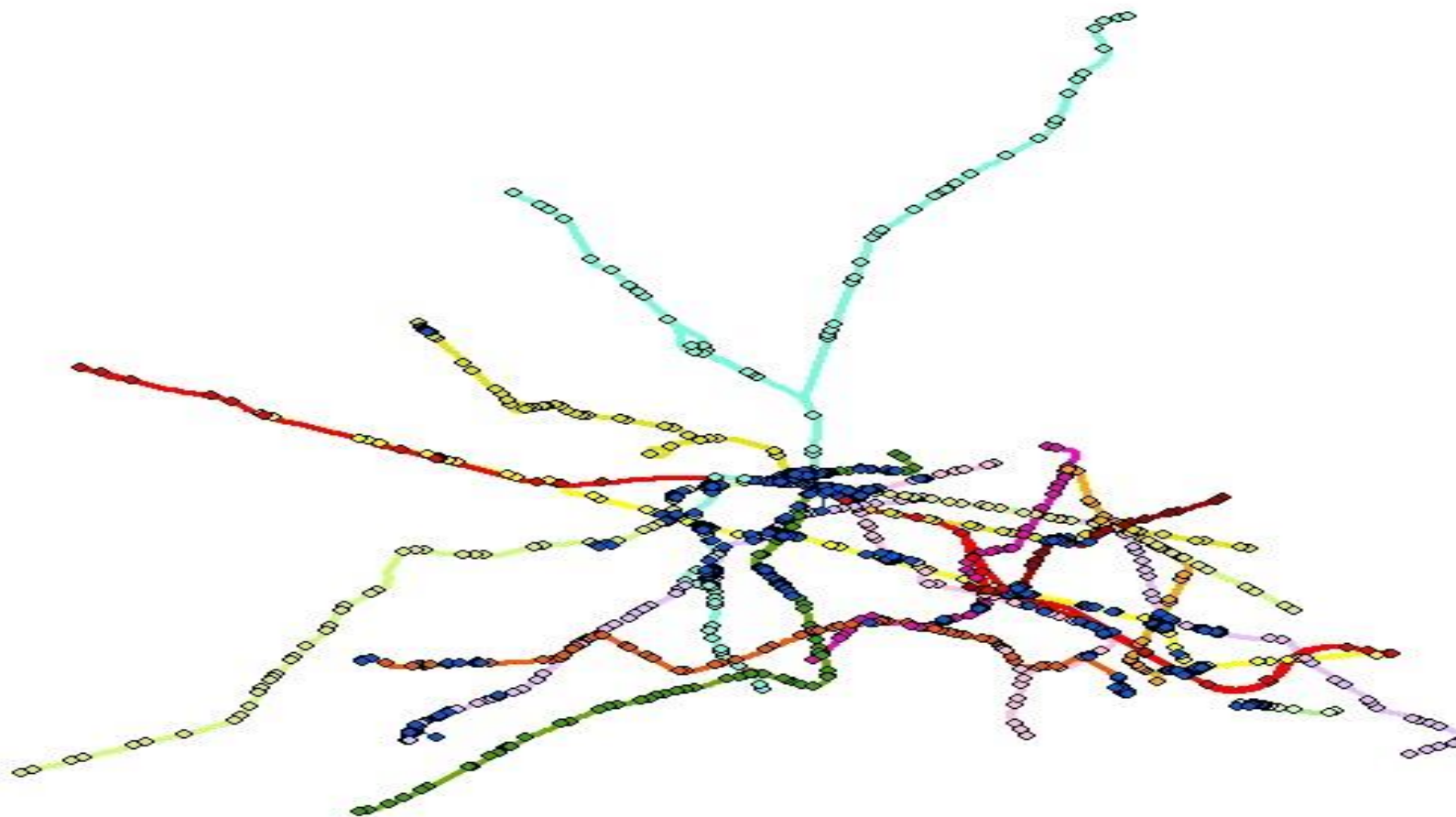


Figure 13. Réseau de la RATP modélisé par MU.

3. Présentation des résultats

Les résultats de modélisations sont présentés dans les profils en long pour chaque ligne de métro. Nous étudions chaque ligne séparément.

➤ *Ligne 1 du metro de Paris*

La ligne 1 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Pont de Neuilly et Nation, soit 19 stations :

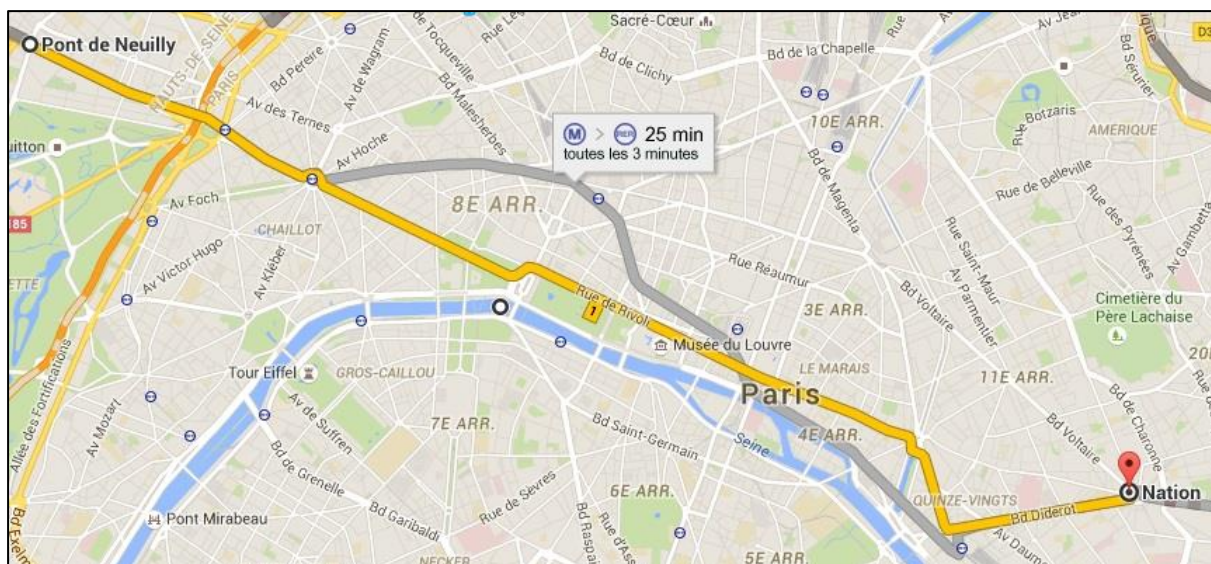


Figure 14. Ligne 1 modélisée.

On notera la modélisation de la boucle terminale de la Porte Maillot. La station Bastille est une station aérienne.

La ligne 1 serait complètement inondée entre la station champs Elysée Clemenceau à la station Reuilly Diderot. C'est la partie névralgique de la ligne 1 et la plus affectée par l'inondation. Nous remarquons une inondation de 2 m à la station Porte Maillot sur une étendue de 400 m et de 1 m entre le tunnel qui lie les stations d'Argentine et Porte Maillot ainsi qu'une inondation de 1 m d'hauteur située sur la longueur du tunnel liant la station de porte Maillot et les Sablons. Une autre inondation sur 300 m de longueur entre la station Franklin D. Roosevelt et Georges V est observée dans le modèle, ce tronçon de tunnel est entièrement inondé. Le réseau entre la station Reuilly Diderot et Nation et entre Les Sablons et Porte de Neuilly est hors d'atteinte de l'inondation. Le volume total entrant dans cette ligne est de $V_{L1} = 195\ 150\ m^3$

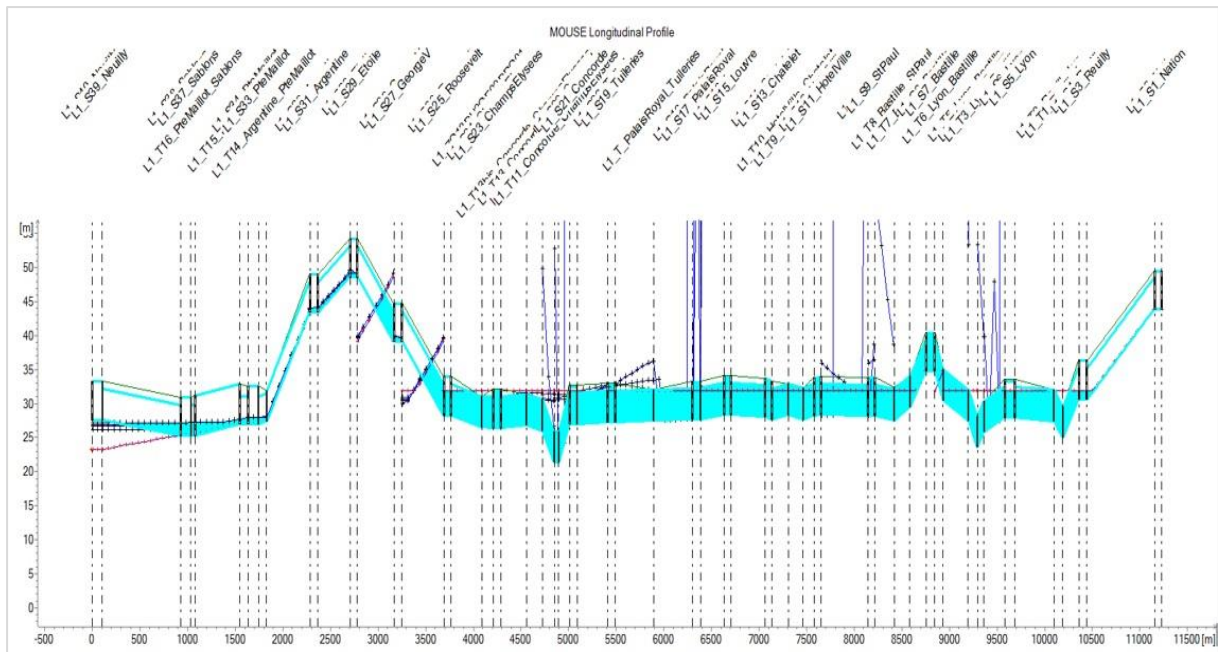


Figure 15. Profil en long et simulation de niveau d'eau sur la ligne 1.

➤ **Ligne 4 du métro de Paris**

La ligne 4 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Gare du Nord et Saint-Placide, soit 14 stations.

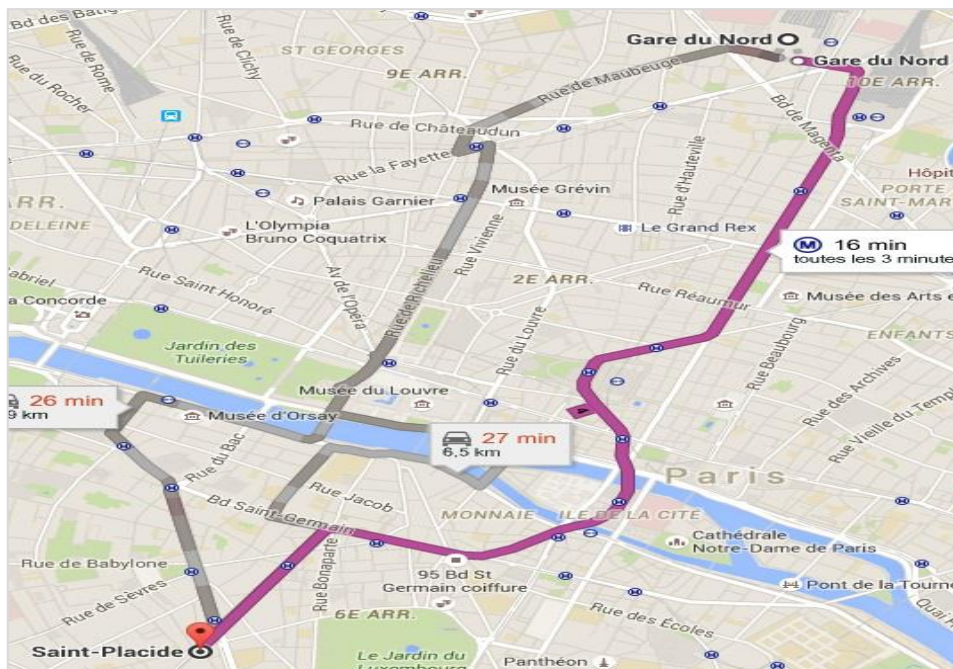


Figure 16. Ligne 4 modélisée.

La ligne 4, ouverte en 1908, est la première ligne à traverser la Seine de manière souterraine à travers l'île de la Cité (Voir figure 18). En cas d'une inondation centennale, la partie du tunnel entre la station Chatelet et Saint Michel (930 mètres) serait complètement submergée. C'est la partie la plus sensible et vulnérable de la ligne 4.

Les résultats de simulation montrent que le niveau d'eau entre la station Châtelet et Château d'Eau en passant par les Halles, Etienne Marcel, Réaumur Sébastopol et Strasbourg Saint Denis, soit une longueur de 1 805m, est estimé à 3,7 m.

Le tunnel entre Saint-Germain des Prés et Saint Sulpice de 422 m est inondé jusqu'à une hauteur de 1.4 m. Les stations Saint-Placide et Gare du Nord se trouvent hors d'inondation. Le volume total d'eau entrant dans cette ligne est de $V_{L4} = 105\ 027\ m^3$.

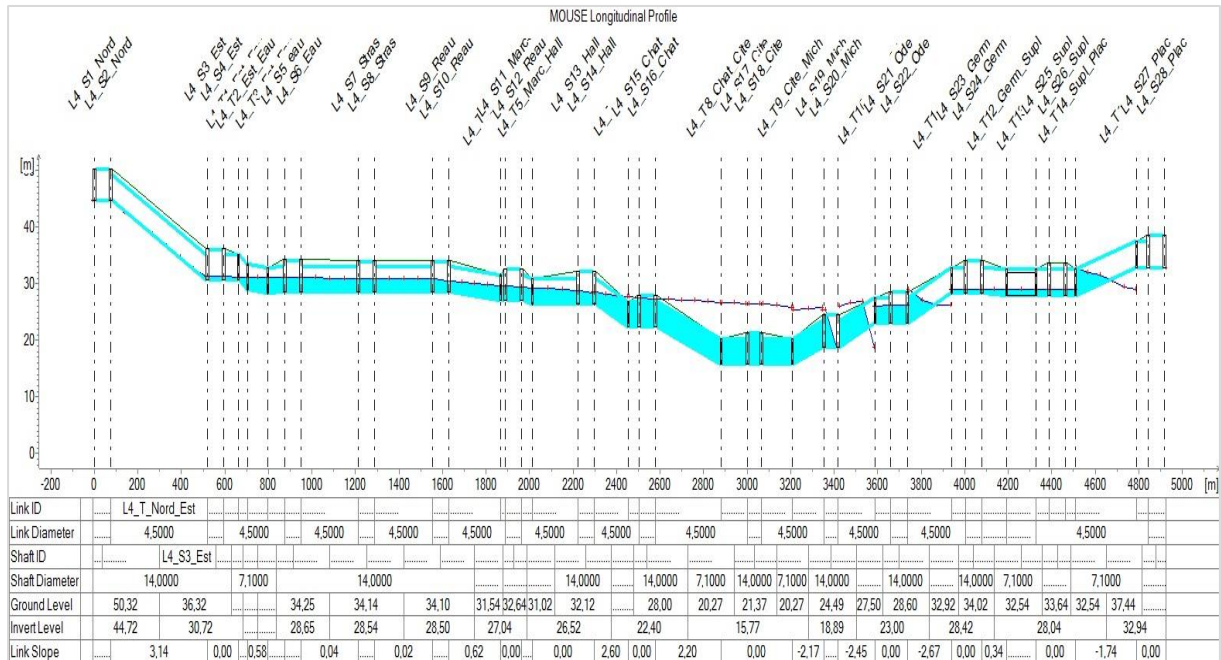


Figure 17. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 4.

➤ **Ligne 5 du métro de Paris**

La ligne 5 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Gare d’Austerlitz et Gare de l’Est, soit 9 stations.

La ligne présente la caractéristique d’avoir une partie aérienne, entre la Gare d’Austerlitz et le Quai de la Rapée. Pour modéliser cette partie, une section ouverte a été modélisée sur la base d’une section à 2 voies. Toutefois, la modélisation de la Gare et du Pont d’Austerlitz en période d’inondations n’est pas pertinente. Il a donc été choisi de commencer la modélisation de la ligne 5 à partir du Pont d’Austerlitz. A noter que la station du Quai de la Rapée fait l’objet d’une modélisation spéciale du fait qu’il s’agit d’une station à ciel ouvert. Ainsi, une CRS station à ciel ouvert a été créé. De plus, la ligne comprend une station hors service entre les stations Quai de la Rapée et Bastille.

La station Oberkampf est entièrement inondée jusqu’une étendue de 193 m vers République et 201 m vers Richard Lenoir.

La station Jacques Bonsergent est inondée jusqu’à une hauteur de 5 m. la hauteur d’eau à la Station de Bastille atteint les 4 mètres.

Les stations Bréguet Sabin et Richard Lenoir sont inondées sur une hauteur de 3 m. A République le niveau d’eau atteint à 2,2 m.

Le volume d’eau entrant est de $V_{L5} = 94\ 890\ m^3$.



Figure 18. Ligne 5 modélisé.

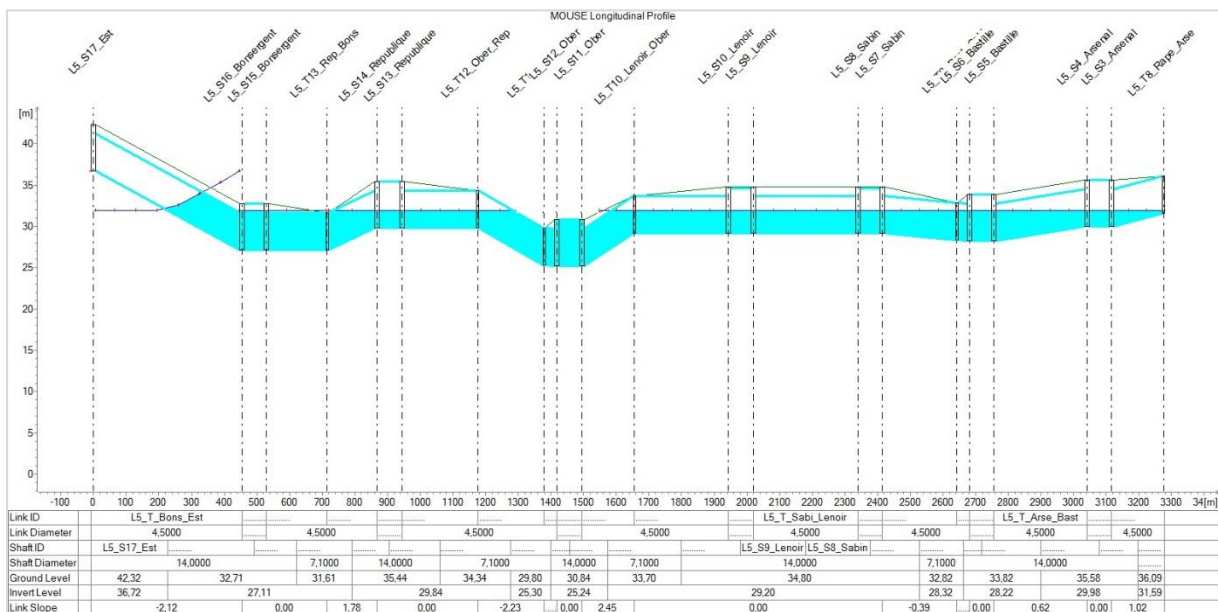


Figure 19. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 5.

➤ **Ligne 6 du métro de Paris**

La ligne 6 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Quai de la Gare et Dugommier, soit 3 stations :

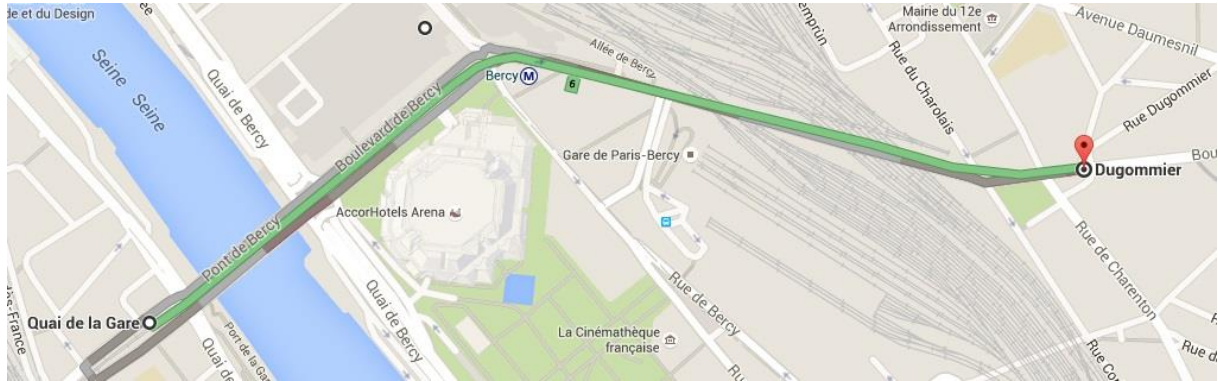


Figure 20. Ligne 6 modélisée.

La ligne présente la caractéristique d'avoir une partie aérienne, entre le quai de la Gare et Dugommier. Cette partie du réseau n'a pas été modélisée car peu pertinente.

Les stations de cette ligne ne sont pas inondées lors d'une crue centennale, excepté la station de Bercy située à peu de distance du fleuve dont l'étendue inondée est de 100 m. La station Dugommier ne subit pas l'inondation.

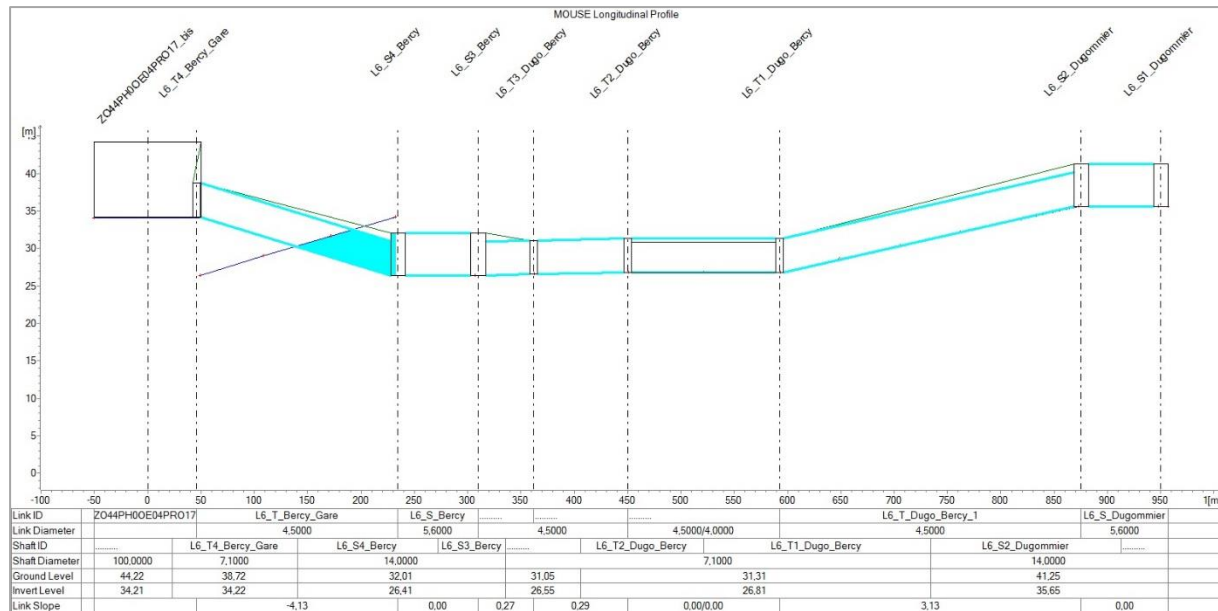


Figure 21. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 6.

➤ **Ligne 7 du métro de Paris.**

La ligne 7 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Poissonnière et Les Gobelins, soit 15 stations. Cette partie de la ligne 7 est beaucoup plus vulnérable puisque l'inondation remplit les 14 stations de Cadet jusqu'à Censier Daubenton. La station Sully Morland proche de la Seine subit un envahissement direct des eaux de la Seine jusqu'à la cote de 35.5 m.

Les tunnels entre la station Jussieu et Sully Morland (917 m), ainsi qu'entre Pont Neuf et Palais Royal (690 m) et Pyramides et Chaussée d'Antin (925 m) sont complètement noyés.

La ligne située après la station Les Gobelins ne subit pas d'inondation

L'inondation occupe 6,4 km de cette ligne et le volume total d'eau entrant est estimé à $V_{L7} = 211\,770\text{ m}^3$.

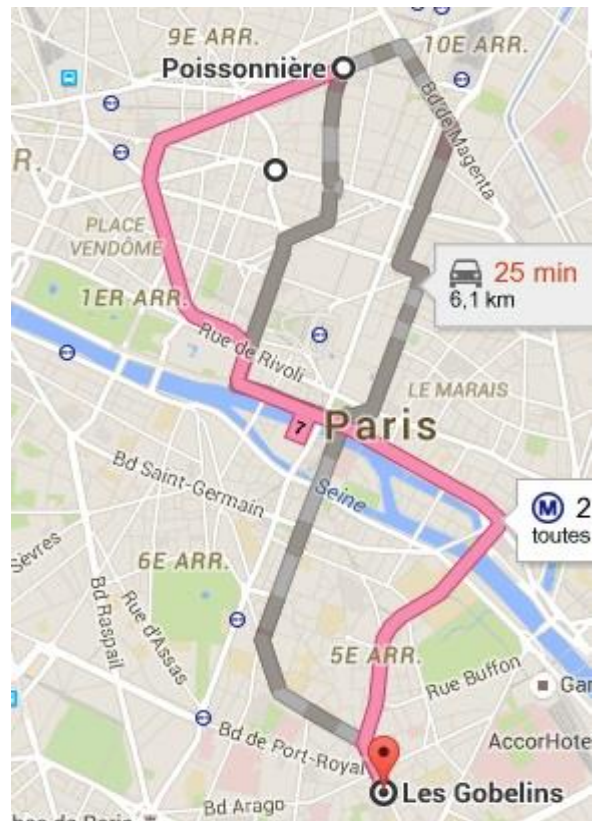


Figure 22. Partie de la ligne 7 modélisée.

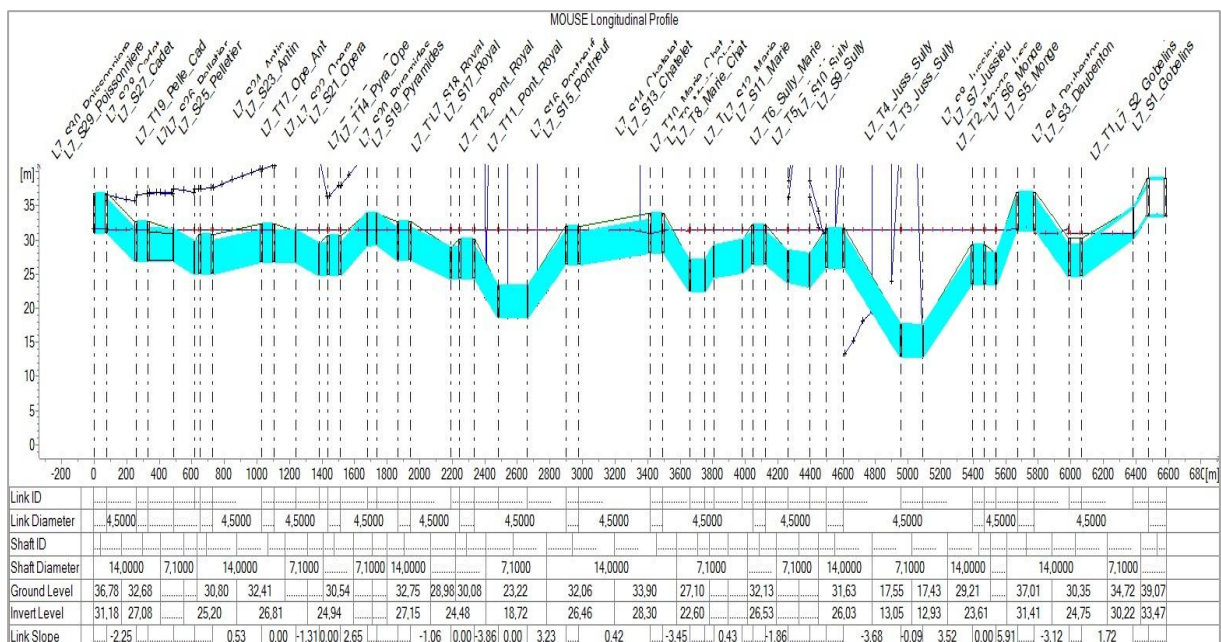


Figure 23. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 7.

➤ **Ligne 8 du métro de Paris**

La ligne 8 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Balard et Porte de Charenton, soit 29 stations. Les stations Balard, Lourmel, La Motte Picquet, Grenelle et Concorde sont des stations spéciales à 3 voies avec un quai central. Ces stations sont modélisées avec une station courante et une station à 1 voie avec un quai latéral.

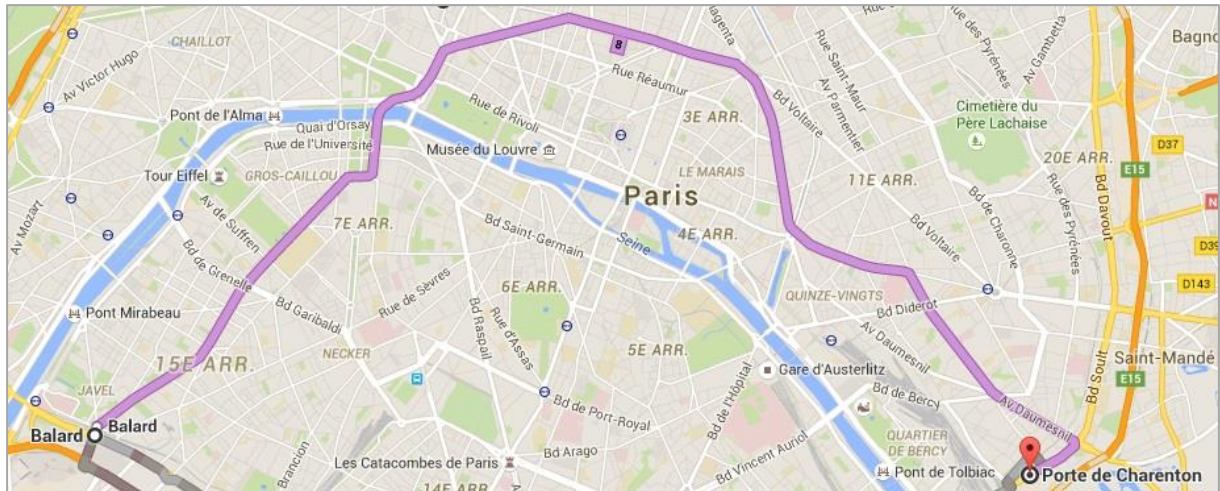


Figure 24. Tronçon de Ligne 8 à modélisée.

Les stations de Montgallet, Daumensil, Michel Bizot, Porte Dorée et Porte de Charenton ne subissent pas l'inondation. Le niveau d'eau est évalué à 2,7 m à la station Ecole Militaire et La Tour- Maubourg. Nous observons 4 m d'hauteur d'eau à la station Bonne Nouvelle. Le reste des stations est entièrement noyé, notamment les stations Invalides et Concorde situées à proximité de la Seine : Concorde à la station Montgallet sur la rive droite et la Station Invalides à la Station Balard sur la rive gauche sur une étendue totale de 12,53 km. Le volume total d'eau entrant est de $V_{L8} = 338\ 130\ m^3$.

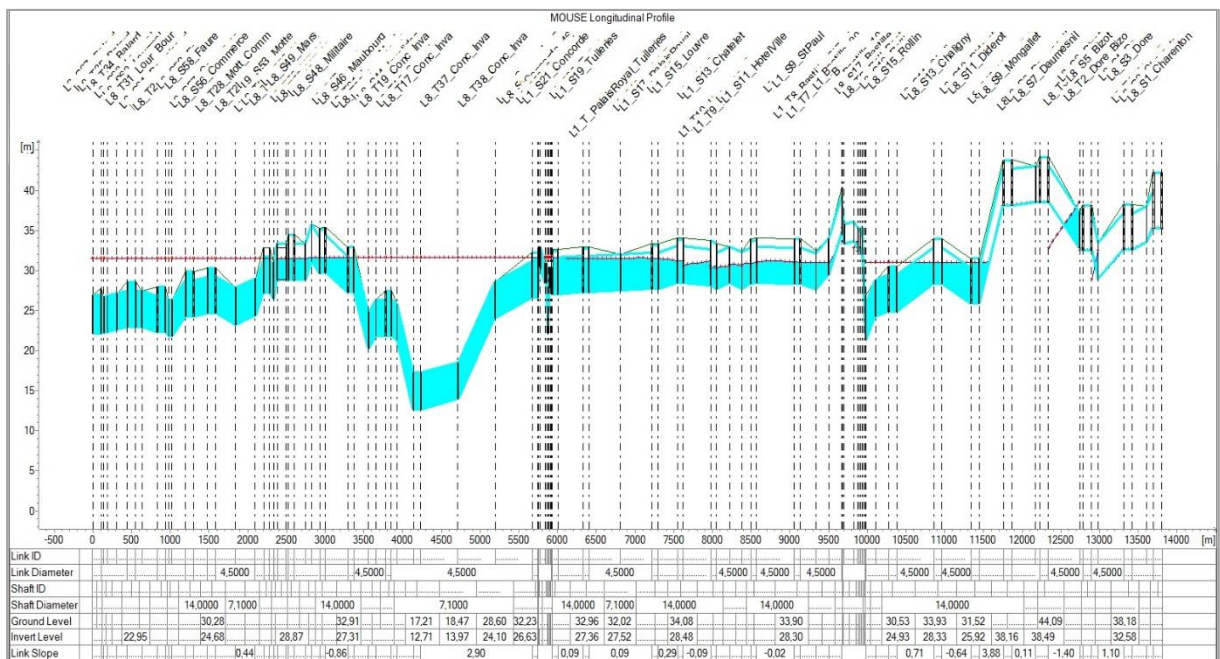


Figure 25. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 8.

➤ **Ligne 9 du métro de Paris**

La ligne 9 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Pont de Sèvres et Charonne, soit 29 stations.

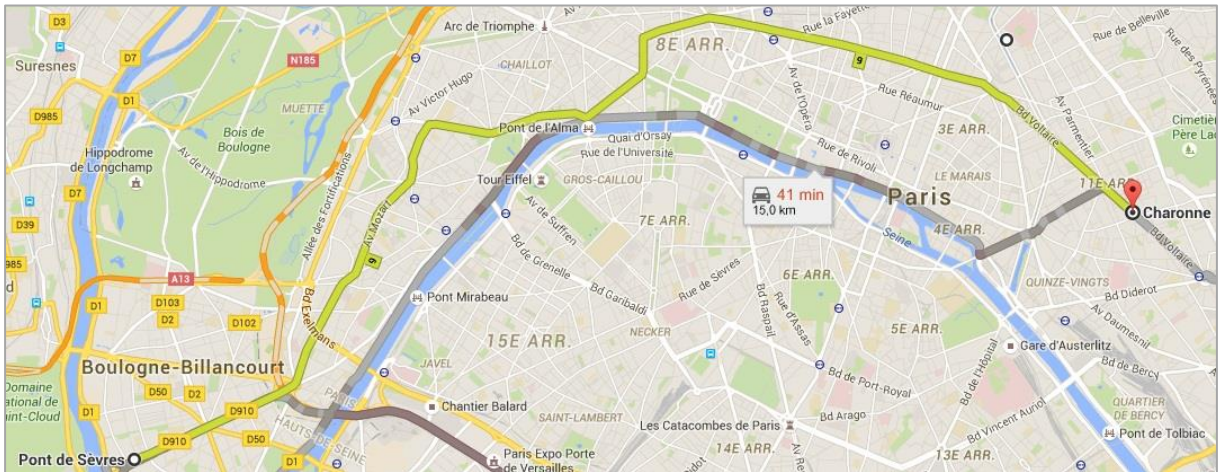


Figure 26. Tronçon de la ligne 9 à modéliser.

Cette ligne est partiellement envahie par les eaux. Les lieux d’attaques principaux sont situés sur la section de rive droite entre la Station de Voltaire à Alma Marceau, longue de 7,11 km. Le volume total d’eau est de $V_{L9} = 210\ 330\ m^3$. La ligne entre la station Iéna à Pont de Sèvres est située hors zone d’inondation, excepté 3 stations : Rue de la pompe, Michel-Ange Auteuil et Pont de Saint-Cloud dont le niveau d’eau est respectivement 0,7 m, 0,9 m et 0,3 m.

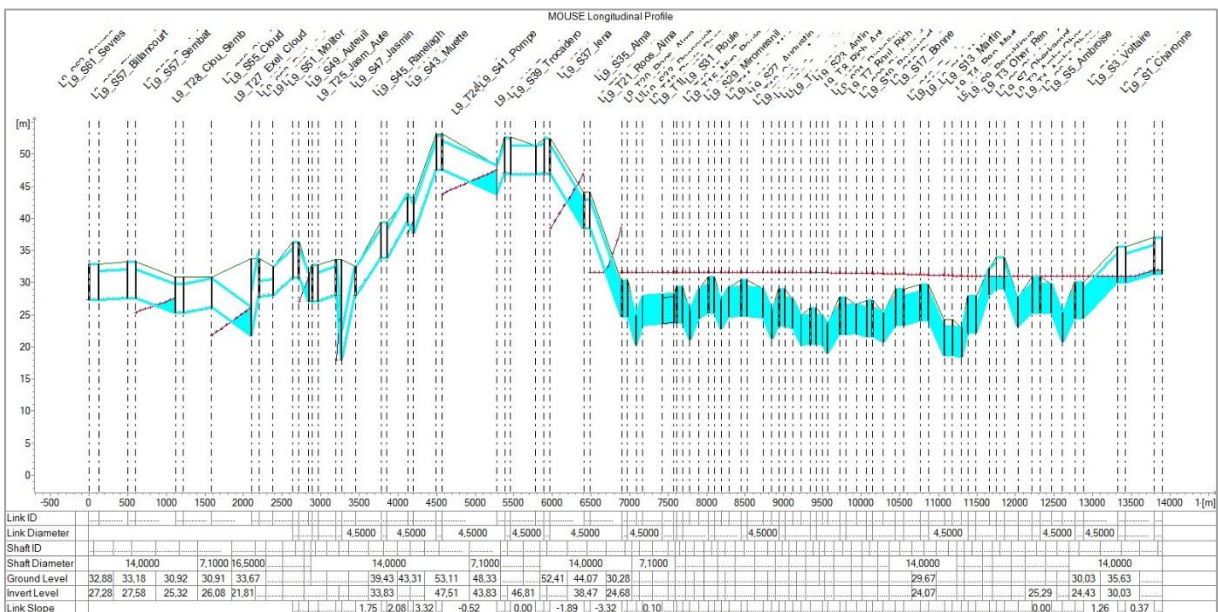


Figure 27. Profil en long et simulation du niveau d’eau sur la ligne 9.

➤ **Ligne 10 du métro de Paris**

Ouverte seulement en 1923, la ligne 10 n'a donc pas été touchée par la crue de 1910. La ligne 10 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Pont de Saint-Cloud et la Gare d'Austerlitz, soit 20 stations.

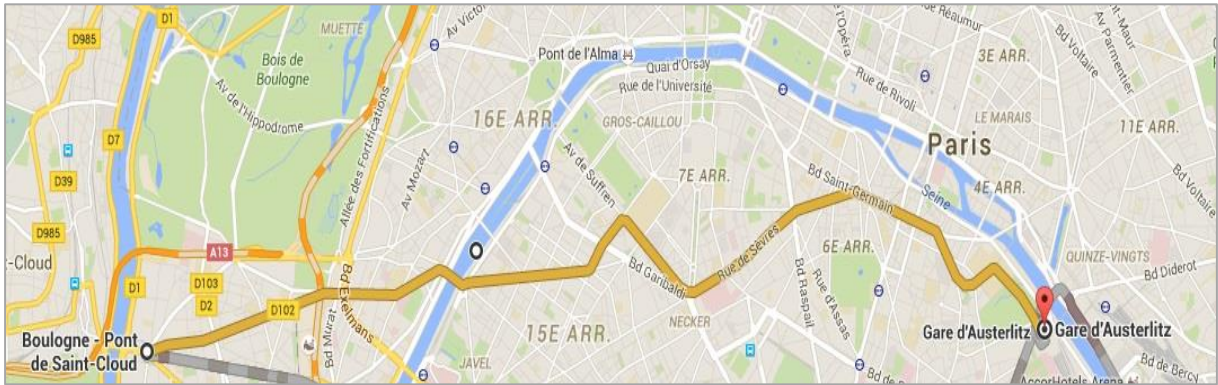


Figure 28. Ligne 10 modélisée.

Une partie de ligne est située sous le fleuve entre Mirabeau et Javel André Citron. Cette dernière station, proche de la Seine, est entièrement inondée. L'inondation de cette région devient complète jusqu'à 400 m après la station Charles Michel. La station Cardinal Lemoine se trouve hors d'inondation. L'étendue inondée de la ligne 10 fait 8,5 km et le volume total d'eau est de $V_{110} = 210\ 000\text{m}^3$

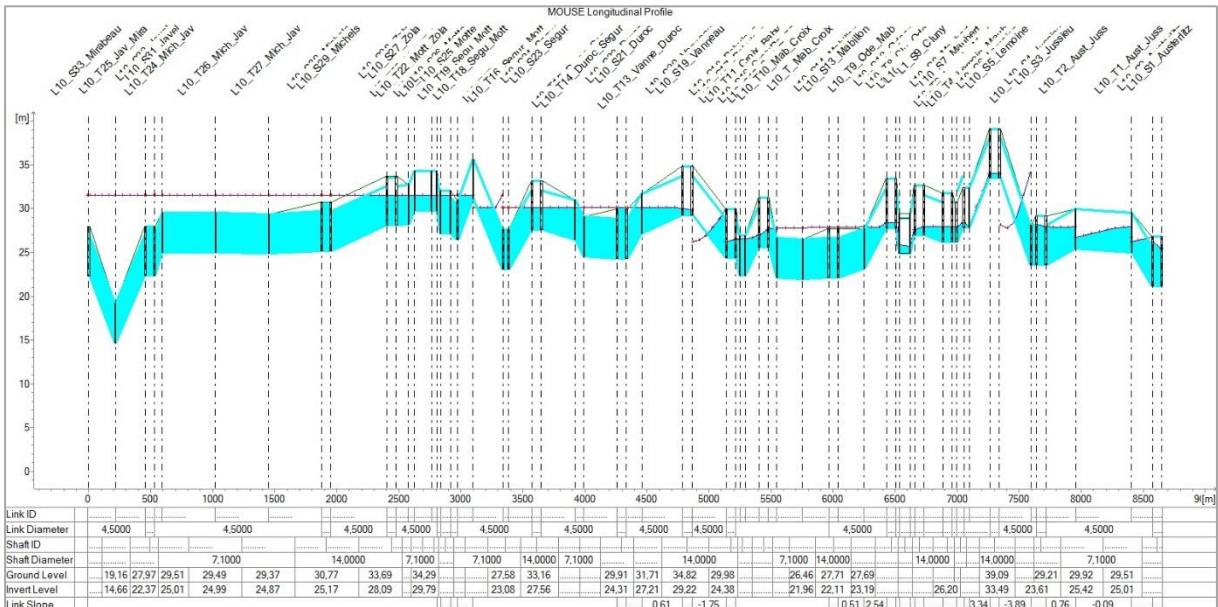


Figure 29. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 10.

➤ **Ligne 11 du métro de Paris**

La ligne 11 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Châtelet et Belleville, soit 7 stations. La station Châtelet est une station à 3 voies.

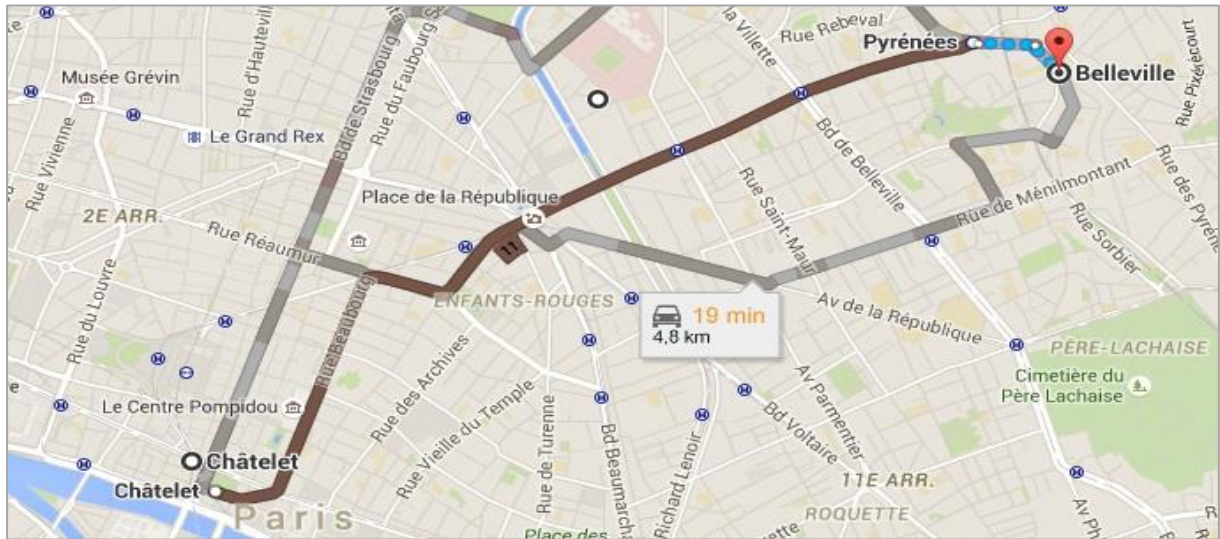


Figure 30. Ligne 11 modélisée.

Les voies de la ligne 11 sont inondées entre Châtelet et République. La hauteur atteint 2 m aux stations Rambuteau et Arts et Métiers. Les stations Hôtel de Ville et Châtelet sont submergées et le tunnel entre ces deux stations est entièrement envahi par les inondations. Les eaux remplissent aussi les stations Arts et Métiers et République. La longueur totale de la ligne inondée est de $L = 3,2$ km et le volume d'eau entrant est estimé à $V_{L11} = 90\ 000\ m^3$

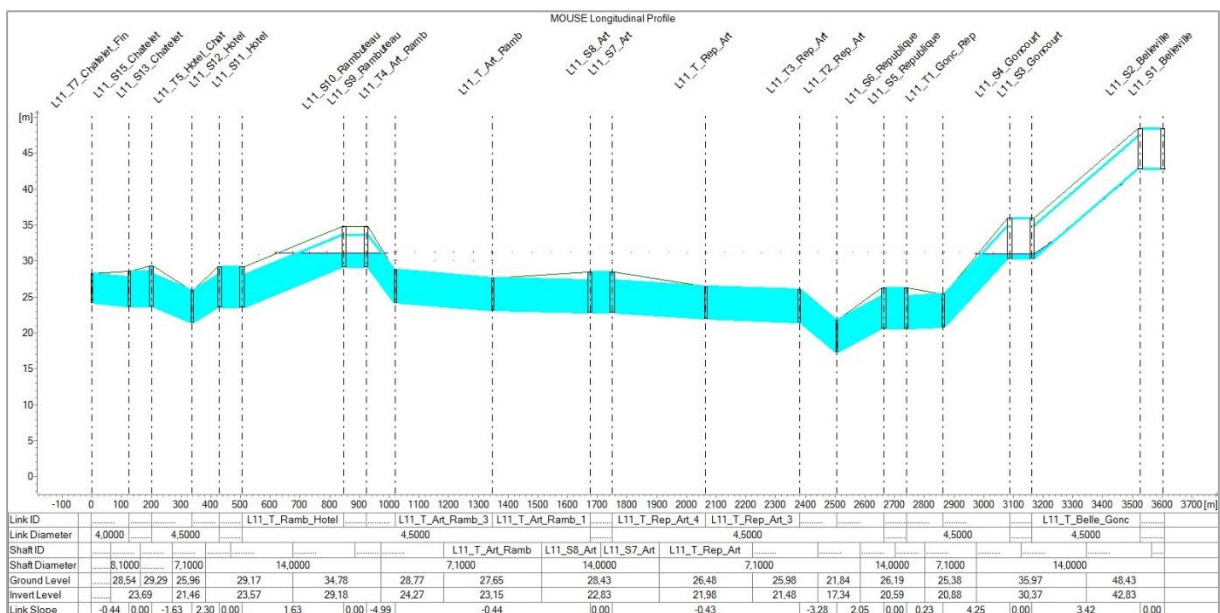


Figure 31. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 11.

➤ **Ligne 12 de métro de Paris**

La ligne 12 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Mairie d'Issy et Saint-Georges, soit 21 stations. La station Porte de Versailles est une station à 3 voies.

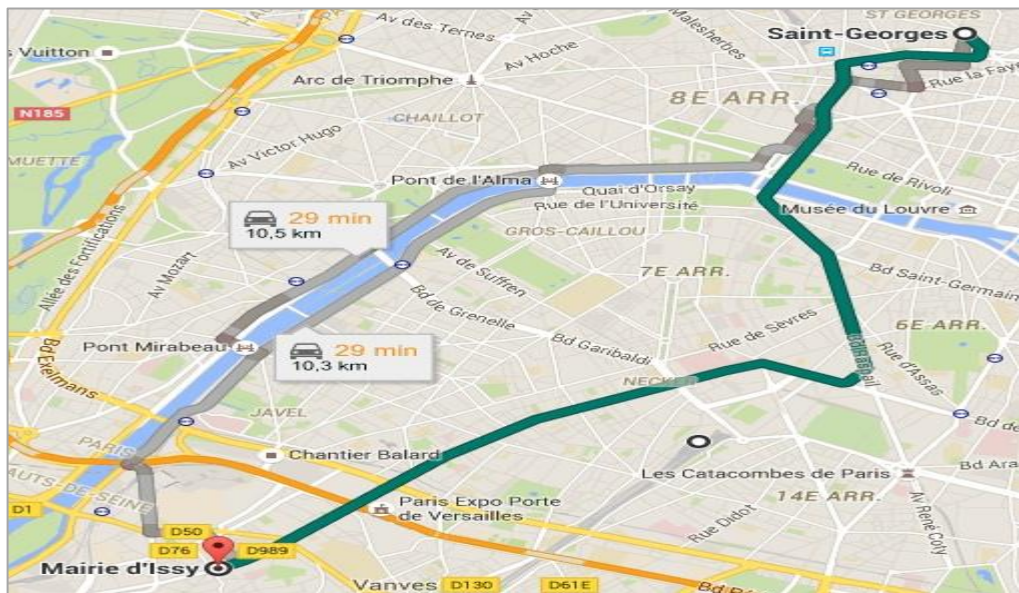


Figure 32. Ligne 12 modélisée.

Les eaux se répandent dans cette ligne sur une étendue de 4 209 km entre Trinité d'Estienne d'Orves jusqu'à 100 m après la station Notre Dames des Champs. Une inondation complète est constatée dans les stations de Saint-Lazare, Madeleine, Concorde, Assemblée Nationale, Solferino, Rue du Bac, Sèvres Babylone et Rennes. La rive gauche de la ligne 12 entre Notre Dames des champs et Mairie d'Issy se trouve hors d'inondation, excepté les stations Convention (0,4 m), Volontaire (0,6 m) et Corentin (0,4 m). Le volume total entrant dans cette ligne est égal à $V_{L12} = 126\ 270\ m^3$.

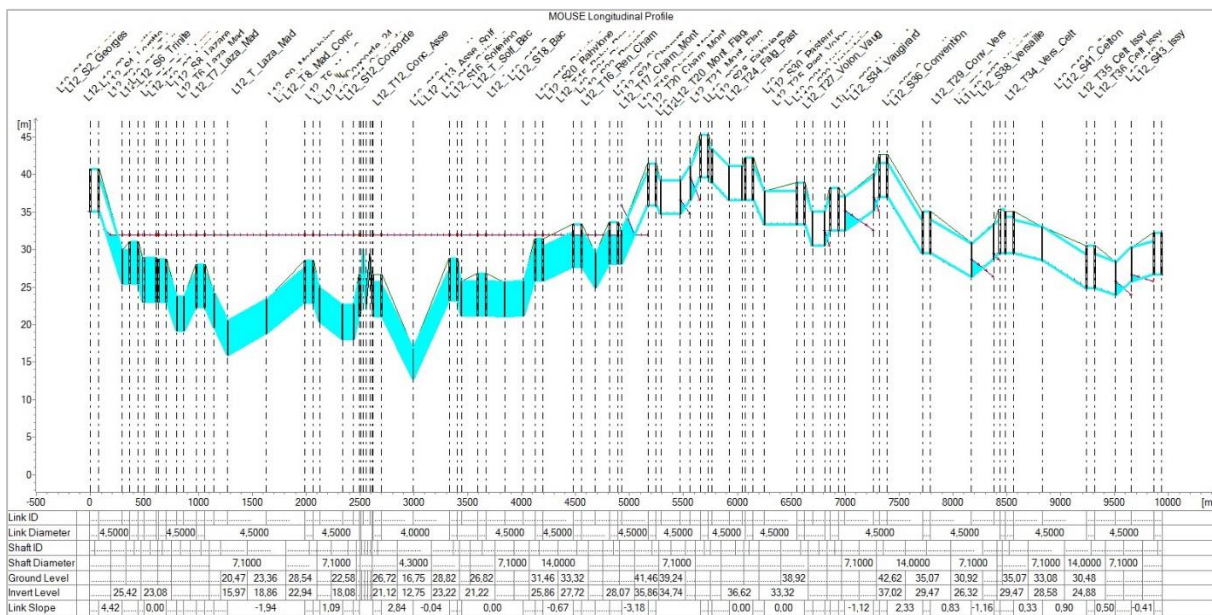


Figure 33. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 12.

➤ **Ligne 13 de métro de Paris**

La ligne 13 du métro de la RATP est modélisée entre les stations Liège et Montparnasse, soit 20 stations. Les stations Invalides et Varennes sont des stations à trois voies. Cette ligne traverse la Seine sous fluviale entre les stations Champs Elysées Clémenceau et Invalides qui sont directement exposées à une invasion des eaux en cas d'une crue exceptionnelle. En 1910, le niveau d'eau autour de ces émergences est devenu sensiblement égal à celui de la Seine. Les stations entre Saint-Lazare et Invalides (quatre stations) sont submergées.

Le niveau d'eau à l'intérieur de la station Saint-François Xavier s'élève à 4 m au-dessus des rails. L'eau envahit le tunnel de Saint-François Xavier à Duroc sur une étendue de 800 m. Les eaux d'inondation atteignent la partie inférieure de la ligne telle que Miromesnil. Les stations Liège et Montparnasse demeurent hors d'atteinte des eaux. Le volume totale entrant est de $V_{L13} = 130\ 620\ m^3$

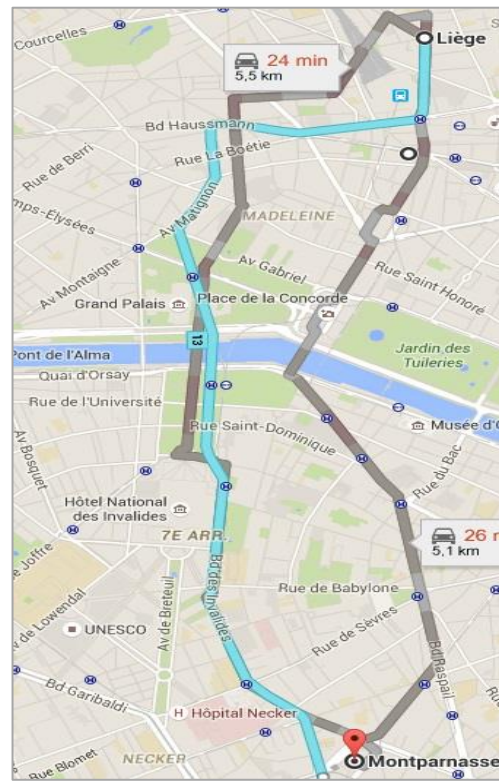


Figure 34. Ligne 13 modélisée.

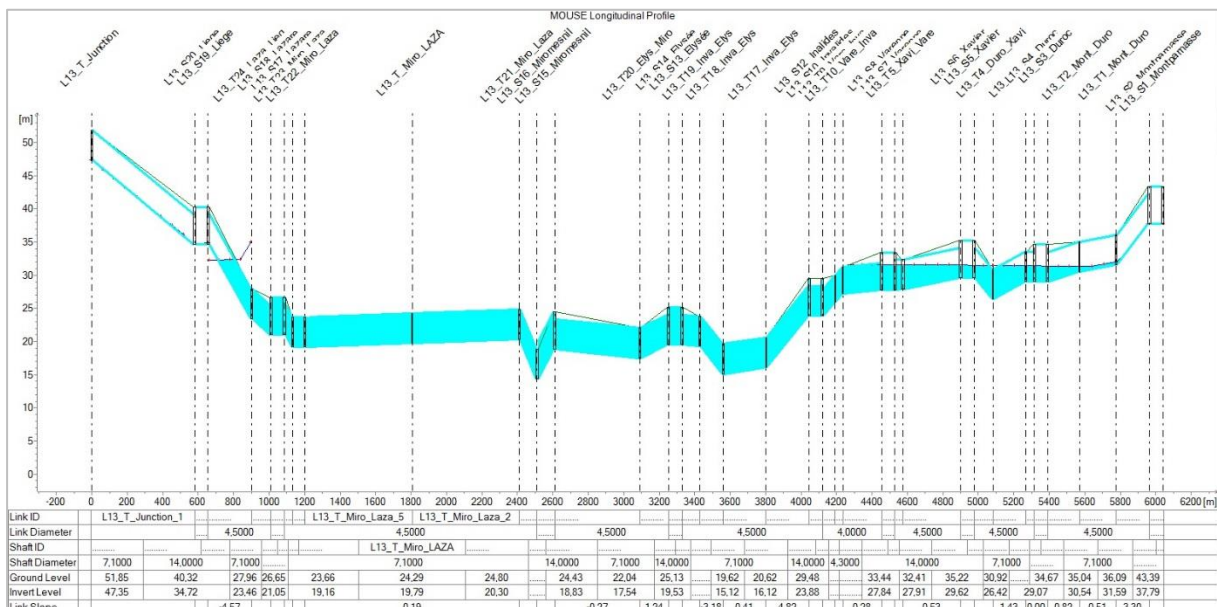


Figure 35. Profil en long et simulation du niveau d'eau sur la ligne 13.

En résumé, afin de donner une idée des perturbations attendues, les lignes du réseau RATP inondées au moment du maximum de l'inondation sont :

N°	Tronçon inondé	Etendue
1	Aux tronçons 1) Champs Elysée Clemenceau - Reuilly Diderot. 2) Franklin D. Roosevelt et George Cinq et 3) Maillot et les Sablons	7.2 km
3	Aux tronçons de Saint Lazare - Parmentier	4.7 km
4	Aux tronçons château d'eaux – Saint supplice	4.2 km
5	Aux tronçons Jacques Bonsergent – Quai de la Rapée	3.16 km
6	Avant la station de Bercy	0.27 km
7	Au tronçon Poissonnière – les Gobelins	7.06 km
8	Au tronçon Montgallet - Balard	12.5 km
9	Au tronçon Alma Marceau - Voltaire	7.1 km
10	Aux Tronçon Mirabeau – Austerlitz	8.5 km
11	Au tronçon République à Chatelet	3.1 km
12	Au tronçon notre Dame des Champs – Saint Georges	4.2 km
13	Au tronçon Saint Lazare à Duroc	4.3 km

Tableau 7. Lignes de métro de Paris inondées en cas d'une crue centennale.

Synthèse du chapitre 3

Nous avons modélisé les inondations dans le réseau RATP envahi par des déversements venus de l'extérieur. Ce réseau ne fait qu'emmagasiner le volume d'eau qu'il reçoit. Le volume total d'eau entrant dans le réseau est d'environ deux millions de mètres cubes.

Il est à noter la bonne robustesse générale de fonctionnement du MU par rapport à la grande taille du réseau modélisé de la RATP.

La simulation de la crue de 1910 à l'aide du MU permet de tirer des enseignements profitables pour la Cellule PPRI de RATP concernant la vulnérabilité du réseau RATP. Les simulations des niveaux d'eau permettent de constater ce à quoi l'on peut s'attendre au moment du maximum de l'inondation si aucune protection n'est prise en considération. On a vu dans la simulation d'inondation que certaines stations sont complètement inondées, tandis que d'autres se retrouvent hors d'eau.

Certes, la situation actuelle du réseau diffère considérablement de celle de 1910. Mais notre principe de modélisation est correct.

Notre étude a permis d'établir un scénario des inondations du réseau actuel de la RATP par une crue centennale. Les résultats de modélisation permettront de donner une idée de ce qui pourrait arriver au réseau en cas de retour d'un événement similaire si aucune protection n'est envisagée.

Pour mettre le réseau à l'abri des inondations, le service RATP estime que le procédé le plus simple et le plus sûr consiste à fermer l'ensemble de son réseau par des barrages et dispositifs adéquats : batardeaux et appareils de fermetures des baies d'aération, des murs de protection pour les bouche de métro, etc. La régie a effectué une étude détaillée de dispositifs adaptés pour la protection de son réseau. Nous présentons dans l'annexe III.E les différents types de protection qui peuvent être envisagées pour protéger le réseau contre le débordement des eaux en surface et ainsi contre l'augmentation des débits d'infiltrations.

Bibliographie

- Arnaud, Q. 2012.** *Simulations des écoulements en milieu urbain lors d'un évènement pluvieux extrême.* Thèse de doctorat. Université de Strasbourg. 245 p.
- Atwa, M. 1996.** *Analyse numériques des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile.* Thèse de doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 475 p.
- Basselot, F. 2010.** *Modélisation du réseau d'assainissement de la ville de Paris.* Editions Universitaires Européennes. 101 p.
- Boreux, M., Hétier, M., Tur, M. 1910.** *Le Chemin de Fer Nord - Sud de Paris.* Commission des inondations, 1910. pp. 255-270.
- Brochet, J et Guillois, R. 2010.** *Crue centennale, la position d'un maître d'ouvrage particulièrement exposé : La RATP.* Paris : Colloque SHF : "Risques inondations en ile de France", pp. 177-185.
- Grayson, R., Moore, D., McMahon, T. 1992a.** *Physically based hydrologic modeling 1. A terrain based model for investigative purposes.* Water Resources Research. Vol. 28, pp. 2639- 2658..
- Grayson, R., Moore, D., McMahon, T. 1992b.** *Physically based hydrologic modeling, 2. is the concept realistic ?* Water Resources Research. Vol. 28, pp. 2659 - 2666.
- Hétier, M., Bienvenue, M. 1910.** *Le Chemin de fer Métropolitain de Paris.* Commission des inondations. pp. 236-252.
- Hingray, B., Picouet, C., Musy, A. 2009.** *Hydrologie 2 . Une science pour l'ingénieur.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 600 p.
- Reghezza Zitt, M. 2012.** *Paris Coule t -il ?* Paris : Librairie Arthème Fayard. 319 p.
- Robitaille, V et Tremblay, D. 1997.** *Mécanique des sols. Théorie et Pratique.* Modulo. 641 p.
- Software, DHI. 2004.** *Mike Flood 1D-2D Modelling user guide.* DHI Sftware Copenhagen. 84 p.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Conclusion

La Seine coule à Paris, capitale d'une des plus grandes puissances économiques mondiales. La hauteur d'eau moyenne de la Seine est de 2,5 mètres. Les dysfonctionnements de circulation sur les voies sur berges commencent à partir de 5 mètres. La Seine est montée à 8,62 m en 1910 et à 6,18 m en 1982. En 1955 elle a atteint 7,14 m. Une crue de 8,62 m est particulièrement importante. La Seine a une chance sur cent par an de dépasser cette cote. Cette probabilité est faible mais il est certain que Paris sera à nouveau inondé avec une hauteur d'eau égale ou supérieure à celle de 1910.

La dernière crue de la Seine est celle du vendredi 10 juin 2016. Après plusieurs jours de pluies exceptionnelles, les inondations se sont déplacées vers Paris, où la Seine a atteint à Paris-Austerlitz un niveau maximum de 5,62 m. Peu de débordements ont été observés mais le seuil de vigilance a été déclenché par la cellule PPRI de la RATP. Plusieurs sites ont été fermés : musée du Louvre fermé pour évacuer des œuvres stockées dans ses réserves, le musée d'Orsay, la Bibliothèque nationale de France et le RER C. Le zouave du pont de l'Alma a par ailleurs eu de l'eau jusqu'en haut des jambes. Cependant, cette crue reste très inférieure à la crue historique. En 1910, lors de la grande crue centennale, ses épaules baignaient dans le fleuve.



Figure 1. Le niveau de la Seine à Paris-Austerlitz a atteint 5,62m lors de la crue du 3/06/2016.

Le risque de la survenue d'une crue de même ampleur que celle de 1910 ou la dépassant est aggravé par le réchauffement climatique qui aujourd'hui est avéré. On sait aujourd'hui que l'un des impacts importants du changement climatique est l'augmentation de la fréquence des phénomènes qu'on considérait jusque-là extrêmes.

L'inondation du réseau en 1910 a provoqué des dégâts considérables alors qu'à l'époque le réseau n'était pas aussi développé qu'aujourd'hui. La longueur totale inondée a été de 19,4 km. Néanmoins, cette étude a montré que 66,3 km du réseau actuel seraient touchés directement par l'inondation. Les tronçons des tunnels inondés définis par la modélisation dans cette étude montrent les énormes dégâts qui peuvent être générés dans le réseau en cas d'une crue centennale. Le coût de la catastrophe sera colossal, les équipements techniques présents

aujourd'hui dans le réseau sont plus vulnérables du fait de leur sophistication et de leur sensibilité à l'eau. Le coût des dommages pour la RATP dépasserait 2 milliards d'euros.

Des études ont été réalisées dans le passé (par DHI) sur la modélisation du réseau. Le modèle développé dans le cadre de ces études n'a pas réellement permis de prendre en compte les spécificités du réseau, notamment la forme complexe des émergences et des débouchés d'accès de métro. Aucun modèle complet du réseau RATP, reliant la répartition de l'écoulement aux formes géométriques des émergences et aux conditions hydrodynamiques n'a pu être élaboré. Les données et la connaissance des écoulements autour des bouches de métros sont restées donc insuffisantes.

A l'heure actuelle, le moyen le plus simple pour simuler les écoulements autour d'une bouche de métro, est la simulation numérique, avec des codes qui résolvent principalement les équations de Barré de Saint Venant. Le développement de différents codes hydrauliques avec l'augmentation des puissances de calcul des ordinateurs durant cette dernière décennie ont permis leur utilisation pratique sur des ouvrages réels et complexes. Cependant leur capacité à modéliser correctement les écoulements autour d'une bouche de métro n'est pas validée à cause du manque de données expérimentales.

Cette thèse avait donc pour vocation d'améliorer la compréhension de l'inondation du métro de Paris par une crue de la Seine, en considérant le problème sous l'aspect numérique et expérimental. Différentes études ont ainsi été menées pour le remplir :

- élaboration des données expérimentales de variation de débit d'écoulement en fonction de la hauteur d'eau en mettant en place un modèle réduit d'un débouché d'accès à une station de métro en laboratoire ;
- mise en œuvre d'une modélisation des infiltrations à travers les tunnels de métro ;
- simplification de la modélisation d'inondation du réseau RATP par la crue de 1910 sur Mike Urban.

Dans un premier temps, la campagne expérimentale utilisant un modèle réduit d'un débouché d'accès d'une station de métro avec des écoulements amont permanents et fluviaux a permis de constituer un important jeu de données de hauteurs et de débits d'écoulement dans une bouche de métro. Ces données ont servi de jalons et ont été utilisées pour valider une approche théorique utilisée par la suite dans le modèle Mike Urban. Elles ont permis également de valider le modèle numérique Fudaa Reflux qui fournit des résultats sur les débits entrant dans la station dans un temps de calcul court.

Les résultats expérimentaux ont permis de confirmer l'approche théorique et numérique pour définir la répartition des écoulements sur les quatre côtés de la bouche de métro et de valider l'hypothèse de l'addition des débits de chaque côté afin d'obtenir le débit total pour chaque configuration étudiée précédemment. L'approche théorique s'appuie sur l'application des lois de seuil. Dans le modèle numérique nous avons modifié les formats des fichiers d'entrées pour pouvoir calculer la répartition des vitesses autour de la bouche de métro. En effet, un nombre de Froude égal à 1 sur les murets de la bouche de métro a été implémenté dans le code Fudaa Reflux. Les mécanismes de répartition des débits sont semblables pour les configurations *SB* et *CA1*. La répartition des débits peut être calculée par l'application des lois de seuil. L'addition des quatre débits afin de définir le débit total est confirmée. Nous avons constaté qu'il n'y a pas de différences significatives entre les mesures expérimentales et les débits d'écoulement calculés théoriquement et numériquement pour toutes les configurations

avant débordement (*SB, CBI, CBO*). Ce constat est aussi vérifié pour les configurations après débordement (*SA, CAI, CAO*) à condition que la hauteur d'eau soit inférieure à 165 mm (début d'écoulement en charge au sein de la station de métro).

A partir des observations expérimentales, une typologie des formes d'écoulement qui se développe autour de la bouche de métro avant et après débordement a pu être définie. En effet, l'observation expérimentale a montré que l'écoulement après débordement pour la configuration sans confinement apparaît selon deux formes en fonctions de hauteurs d'eau. La première forme correspond à un écoulement dénoyé avec un jet plongeant. La deuxième correspond un écoulement noyé avec un jet de surface ondulé et caractérisé par une limite de passage d'écoulement à cause de la saturation de la bouche de métro.

L'écoulement dans la première configuration sans confinement sans débordement se comporte comme un déversoir. La valeur moyenne des profondeurs mesurées sur le seuil représente 75% de la hauteur initiale. L'approche citée dans l'état de l'art est satisfaisante, elle donne des résultats de hauteurs proches de celles donnés par les mesures. Ainsi, les valeurs expérimentales de débit d'écoulements pour cette configuration ont été confrontées à l'approche théorique qui correspond à un écoulement en chute libre dans un canal rectangulaire sans contraction latérale.

Les écoulements de la configuration sans confinement après débordement ont montré que le débit total est égal à la somme des quatre débits sur les quatre côtés de la bouche de métro. Nous avons constaté que les valeurs mesurées du débit d'écoulement pour les profondeurs inférieures à 165 mm sont semblables à celle de l'approche théorique. Nous avons observé toutefois des écarts important entre le débit calculé et mesuré à partir de la hauteur de 165 mm. Ce décalage a été expliqué par la contrainte de débitance.

La présence de confinement influence les phénomènes qui se mettent en place au niveau de la bouche de métro (zone morte, ondulation). Le confinement complet réduit sensiblement les débits, ce qui n'est pas clairement observé avec un confinement latéral de 1 m. Ces expériences ont montré aussi que le débit total est égal à la somme des quatre débits sur les quatre côtés de la bouche de métro pour la configuration sans confinement et avec confinement de 1 m. Les écarts entre le débit mesurés et le débit total calculé par l'approche théorique sont inférieurs à 4% lorsque la hauteur d'eau est inférieure à 165 mm.

Pour le confinement complet de 0 m avec le mur collé avec la bouche de métro, le débit total est la somme des trois débits sur les trois côtés de la bouche de métro. La courbe de débit mesuré présente aussi une bonne ressemblance avec la courbe de débit théorique.

L'approche numérique a été considérée comme un début de réponse à notre problématique. Cette étude a permis de donner quelques informations hydrauliques sur l'écoulement autour d'un débouché d'accès à une station de métro. Les débits obtenus pour chaque configuration en fonction de la hauteur d'eau sont globalement correctement prédits par le code Fudaa reflux. En effet, les résultats du code sont satisfaisants ; ils confirment les résultats de l'approche théorique et l'hypothèse d'effectuer la somme des quatre débits pour avoir un débit total transitant dans le réseau par le biais de cette émergence.

Dans un second temps, nous avons étudié une modélisation numérique des infiltrations à travers un tunnel en fonction d'une charge imposée. En présence de données piézométriques et connaissant les caractéristiques géologiques du sol, nous pouvons maintenant estimer les infiltrations dans n'importe quel tunnel proche de la nappe.

En outre, nous avons montré la nécessité d'une connaissance approfondie des conditions d'écoulements souterraines afin de lutter contre les infiltrations pour protéger le réseau. Ainsi, nous avons souligné l'exigence d'une connaissance indispensable des propriétés hydrodynamiques pour prédire le transfert d'eau dans la zone non saturée. Cette partie a permis de décrire le mouvement de l'eau à travers une zone non saturée d'un domaine possédant des propriétés hydrodynamiques, déterminées par la texture et la structure du sol. L'étude de la physique du sol nous a permis de mettre en évidence le processus d'écoulement en milieu poreux non saturé et de montrer l'importance de l'approche numérique pour résoudre l'équation de Richards.

Nous avons traité mathématiquement un problème d'écoulement en milieu poreux non saturés qui jusqu'à présent n'était pas encore bien cerné dans le domaine des écoulements souterrains dans les tunnels de métro. L'application a été effectuée sur un tronçon du tunnel de la station d'Austerlitz dont nous possédons des mesures *in situ*. La disposition de données sur le niveau de la nappe dans certaines stations proches de la Seine ainsi que le débit d'infiltration à l'intérieur du réseau RATP ont permis de valider le modèle numérique.

Nous avons présenté dans l'étude des infiltrations l'outil numérique utilisé pour mener la modélisation. Le module NSAT Cesar LCPC s'est montré simple et facile à mettre en œuvre, adapté à l'utilisation réelle de notre cas d'étude. Les différents exemples étudiés ont un rapport direct avec l'application réelle effectuée : écoulement stationnaire dans un sol non saturé ; les différentes conditions aux limites sont aussi testées. Nous n'avons jamais constaté des problèmes liés aux conditions limites imposées dans notre travail. Ce module donne des résultats reconnus comme justes.

La première conjecture que nous avons vérifiée, c'est de connaître l'influence de l'écoulement de la nappe sur l'inondation du tunnel. Nous avons constaté selon notre étude de modélisation et par rapport aux données fournies par les PEP que le volume d'eau infiltré est non négligeable même en période sèche où la charge varie entre 25 à 26,5 m. A titre informatif, le volume d'eau prélevé et déclaré à la Section de l'Assainissement de Paris SAP par la RATP en 2012 était de 6 346 136 m³/an. Cette importance est étudiée à l'échelle de l'année, la question reste posée à l'échelle d'un événement de la crue de 1910.

Notre travail nous a permis d'estimer les infiltrations quel que soit le niveau de la nappe. Néanmoins, l'estimation des infiltrations est difficile à quantifier pour une crue centennale, car il n'existe pas une carte de données sur le niveau piézométrique de la crue 1910.

Dans un dernier temps, la modélisation des écoulements dans les tunnels par Mike Urban a permis de comprendre le fonctionnement hydraulique de la plupart des éléments structurels du réseau. Cette étude a permis de connaître à l'avance le cheminement de l'eau et les délais d'ennoiement en cas de rupture d'une protection PPRI pour prévoir éventuellement des scénarios de repli ou une organisation permettant de répondre à des venues d'eau

Cette modélisation a permis de définir les points vulnérables du réseau grâce à la modélisation de la crue centennale dans les tunnels du métro de Paris. Le réseau actuel de la RATP a été numérisé et simplifié tout en respectant sa topographie et sa forme. Nous avons modélisé l'écoulement de la crue de 1910 dans le réseau et analysé la propagation de cette crue dans les différents tunnels en termes de vitesses, de débits et de hauteurs d'eau.

Les documents des archives établis sur la crue 1910 ont permis de fournir des informations de qualité considérées assez cruciales dans notre travail, notamment sur l'étendue des lignes inondées et le niveau d'eau atteint autour des émergences lors de la crue de 1910 afin

de pouvoir décrire les conditions aux limites de hauteur et de débit d'écoulement. Toutes ces données de référence ont permis par la suite de simuler les écoulements dans le métro. Ainsi, grâce aux archives, on dispose de données précises sur certaines lignes concernant les relevés de laisses de crue après l'évènement de 1910. Ces tunnels ont été utilisés pour valider les résultats de la simulation.

Afin de mieux rendre compte des débits entrants par les émergences, les conditions aux limites introduites dans MU sont issues d'une loi hauteur-débit mise en œuvre sur la base d'une campagne expérimentale.

Toujours concernant la modélisation de la crue 1910 sur le réseau RATP, les tunnels et stations sont assimilés à des conduites de sections particulières. Sur la base de données disponibles de l'époque, issue de l'exploitation d'archives, une simulation d'une propagation hydraulique d'une crue centennale dans la ligne 3 du métro Parisien a été menée. Les résultats du modèle hydraulique ont été évalués. Les résultats de propagation hydraulique de la crue de 1910 au sein de la ligne 3 semblent corrects avec une différence acceptable avec les données historiques. Le modèle ainsi validé est ensuite appliqué pour la modélisation de la crue 1910 sur le réseau actuel.

La simulation de la crue de 1910 à l'aide de Mike Urban permet de tirer des enseignements profitables pour la cellule PPRI de RATP concernant la vulnérabilité du réseau RATP. Les simulations des niveaux d'eau permettent de constater ce à quoi l'on peut s'attendre au moment du maximum de l'inondation si aucune protection n'est en place

Notre étude a permis d'établir un scénario des inondations du réseau actuel de la RATP par une crue centennale. Les résultats de modélisation permettront de donner une idée de ce qui pourrait arriver au réseau en cas de retour d'un évènement similaire si aucune protection n'est envisagée. Nous avons pu définir les lignes et les stations de métro les plus vulnérables qui peuvent être complètement noyées en cas de crue et ainsi les zones potentiellement touchées par cet ennoïement. Maintenant la RATP peut savoir comment faire face à une faille du système de protection ou de pompage.

Perspectives

Une des limites majeures du code de calcul Fudaa reflux 2D pour la simulation en mode stationnaire de ce type d'évènement dans le cas réel est qu'il ne permet pas de prédire les caractéristiques de l'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans le débouché d'escalier.

Le code de calcul Fudaa reflux est opérationnel, mais certains points demandent des investigations supplémentaires, nous citons certaines perspectives qui permettront d'améliorer les résultats :

- Le développement d'une nouvelle version du logiciel qui permet d'introduire les lois de seuil pour calculer les écoulements de surface pour tous les types de lieux inondables en régime stationnaire avec présence des ouvrages spéciaux.
- Une utilisation du code en régime transitoire afin de prendre en compte les écoulements dans l'escalier.

L'étude des infiltrations a permis de mettre en œuvre un modèle d'infiltration capable de prédire avec une certaine précision le débit d'infiltration à travers un tunnel en fonction de la charge dans la nappe et des caractéristiques géologiques du sol au droit du tunnel. Par contre,

l'estimation des infiltrations reste actuellement difficile à valider pour une crue centennale, cela est expliqué par de l'absence d'une carte de données sur le niveau piézométrique de la crue 1910.

Définir une relation entre la hauteur d'eau superficielle en fonction du niveau de la nappe phréatique s'avère une perspective à envisager. Cela permet par la suite d'étudier le couplage et l'interaction entre l'écoulement superficiel et souterrain.

En effet, le couplage le plus simple des codes NSAT et MU, peut être effectué par échange de fichiers. Les données échangées seront le flux d'infiltration rentrant dans les tunnels, ce dernier est récupéré après le calcul d'écoulement souterrain, puis écrit dans un fichier que lit MU pour attribuer à chacun de ses nœuds un terme source. Le problème de calcul traité correspond à un régime stationnaire.

Ce principe nécessite par contre d'avoir une relation entre le niveau de l'écoulement de surface et le niveau de la charge. La construction d'une cartographie de variation de niveau de la nappe en fonction de la hauteur de l'écoulement superficiel s'avère cruciale.

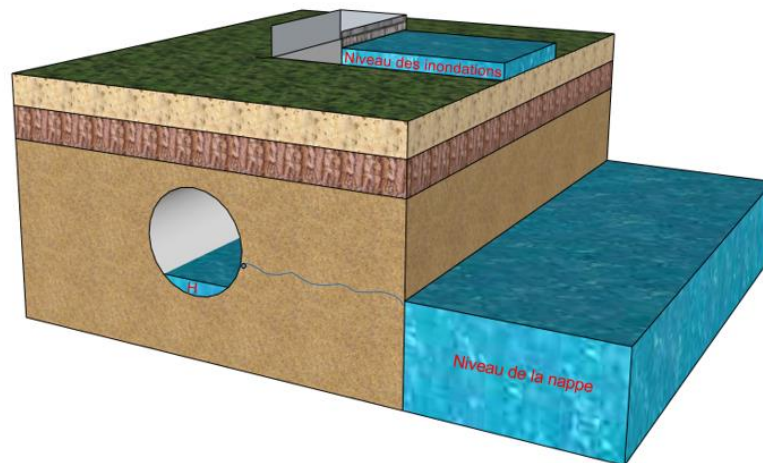


Figure 2. Schéma de différentes hauteurs d'écoulement.

ANNEXE I.A

ANALYSE DE SIMILITUDE

Les modèles réduits sont historiquement les plus anciens et les premiers à avoir été utilisés il y'a maintenant plus d'un demi-siècle. Une excellente modélisation physique dépend d'un bon choix d'échelle de réduction, de la qualité de dispositif de reproduction et mesure de l'écoulement. Une fois le modèle construit et réglé, il simule de lui-même les phénomènes hydrauliques étudiés sans exiger une connaissance théorique approfondie des phénomènes hydrauliques.

1. Lois de similitudes

Deux écoulements se comportent de manière semblable si les caractéristiques géométriques et physiques sont liées par des relations bien définies à des temps correspondants. Un modèle physique hydraulique doit donc satisfaire à une similitude géométrique et à une similitude cinématique et dynamique. Le but du modèle est de reproduire des mouvements de l'eau et son interaction avec l'ouvrage.

Soient deux systèmes, l'un appelé **prototype** indicé p, l'autre appelé **modèle** indicé m qui sont en **similitude géométrique**, le facteur d'échelle étant L.

Ces systèmes seront en **similitude dynamique** s'il existe un facteur d'échelle défini et constant F permettant de passer des forces d'un système à celles de l'autre système.

Si les deux systèmes sont en similitudes dynamique et géométrique, ils sont en similitude cinématique ipso facto, c'est-à-dire que toutes les vitesses et accélérations en des points homologues sont dans un rapport donné constant.

La similitude géométrique concerne, les longueurs, les surfaces et les volumes. Cependant, les propriétés typiques d'un écoulement comme la vitesse, l'accélération et la force peuvent être liée par une similitude dynamique. Il n'est pas possible de réaliser la similitude dynamique de deux processus d'écoulement qui sont géométriquement semblables. Il est dès lors seulement possible de comparer les caractéristiques physiques essentielles des deux écoulements. Cette comparaison se fait au moyen des *nombres de similitudes*. Ces nombres revêtent un intérêt particulier dans le contexte d'essais sur modèles réduits. Les processus d'écoulements sont modélisés par un modèle à échelle réduite qui satisfait la similitude géométrique avec le prototype. En tenant compte des lois de similitude, les observations sur le modèle réduit peuvent être interprétées pour le prototype.

L'établissement des lois de similitude dans notre modèle s'est fait à partir des relations des définitions des forces. En effet les forces dans la loi de similitude représentent la pesanteur, la viscosité, l'inertie et la turbulence. Si l'on considère par exemple la force de pesanteur :

$$F_{pp} = M_p g_p \text{ sur le prototype. Et : } F_{pm} = M_m g_m \text{ sur le modèle.}$$

Sachant que la masse M a la même dimension que ρL^3 ($\text{Kgm}^{-3} \cdot \text{m}^3$), l'échelle des forces des pesanteurs sera :

$$\frac{F_{Pp}}{F_{Pm}} = \frac{\rho_p}{\rho_m} \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^3 \frac{g_p}{g_m} \quad \text{II.A.1}$$

Soit :

$$\hat{F}_p = \hat{\rho} \hat{L}^3 \hat{g} \quad \text{II.A.2}$$

Pour les diverses forces, les expressions sont rassemblées dans le tableau suivant :

Forces	Définition	Echelle
Pesanteur	$F_p = Mg$	$\hat{F}_p = \hat{\rho} \hat{L}^3 \hat{g}$
Inertie	$F_I = M\gamma$	$\hat{F}_I = \hat{\rho} \hat{L}^4 \hat{T}^{-2}$
Viscosité	$F_V = \mu S dv/dn$	$\hat{F}_V = \hat{\mu} \hat{L}^2 \hat{T}^{-1}$
Turbulence	$F_T = \rho S u' v'$	$\hat{F}_T = \hat{\rho} \hat{L}^4 \hat{T}^{-2} = \hat{F}_I$

La similitude dynamique sera réalisée si l'on peut définir un rapport de similitude \hat{F} tel que : $\hat{F} = \hat{F}_p = \hat{F}_I = \hat{F}_V$

Etant donné qu'on utilise le même liquide (l'eau) sur le modèle et dans le prototype (l'eau) dans le même champ de pesanteur $\hat{\mu} = \hat{\rho} = \hat{g} = 1$, les relations deviennent :

$$\hat{L}^3 = \hat{L}^4 \hat{T}^{-2} = \hat{L}^2 \hat{T}^{-1} \quad \text{II.A.3}$$

Ce système n'admet que la simple solution évidente : $\hat{L} = \hat{T} = 1$, ce qui signifie pour une échelle géométrique $\hat{L} \neq 1$ il est impossible de réaliser avec exactitude la similitude dynamique. Sachant que dans le cas d'écoulement dans un débouché d'accès à une station de métro, les forces de pesanteur sont prépondérantes, il est possible de négliger les forces de viscosité devant les forces d'inertie. En outre, la similitude de Reynolds n'intervenant que pour fixer des limites inférieures aux échelles de réduction. c'est la similitude de Froude dans laquelle on exprime que : $\hat{F}_I = \hat{F}_p$, soit :

$$\hat{L}^2 \hat{T}^{-2} = \hat{L} \hat{g} \quad \text{II.A.4}$$

Cette équation peut s'écrire :

$$\hat{V}^2 = \hat{L} \hat{g} \quad \text{II.A.5}$$

Sachant que : $\hat{V} = \hat{L} \hat{T}^{-1}$ ou encore :

$$\frac{\hat{V}}{\sqrt{\hat{L} \hat{g}}} = 1 \quad \text{II.A.6}$$

Ce rapport $F_r = V/\sqrt{Lg}$ est un invariant de la similitude, c'est le nombre de Froude et le critère de similitude des écoulements à surface libre, où L s'identifie à la hauteur d'eau h. dans la pratique, la loi de similitude de Froude se traduit par $\hat{V} = \hat{L}^{1/2}$ et l'on en déduit également $\hat{V} = \hat{L}^{1/2}$.

Pour des écoulements influencés par la pesanteur et la viscosité, il n'existe pas d'échelle identique. A partir du nombre de Reynolds, les vitesses sont proportionnelles à l'échelle ; par contre, les vitesses respectives par rapport au nombre de Froude se rapportent à la racine de l'échelle \hat{L} . On ne peut donc pas réaliser une similitude parfaite. Si les effets de pesanteur sont plus importants, **Fr** doit être préféré à **R**.

2. Détermination des nombres de similitude

Chaque grandeur physique peut être représentée par un produit de puissance des *unités de base*. En mécanique, elles correspondent à la longueur l [m], au temps t [s] et la masse m [kg]. Il s'ensuit que chaque nombre de similitude se présente comme le produit de puissances des unités de base. Les nombres de similitude sont donc indépendants des systèmes d'unités utilisés.

Le théorème de *Buckingham* (théorème de π) stipule qu'une fonction entre n quantités à dimension, mesurées par m unités de base indépendantes, ont $(n - m)$ nombre de similitude différents.

Concernant les quantités de bases indépendantes d'un écoulement, la longueur l (m) est une quantité géométrique de référence. Les quantités cinématiques et dynamiques à dimension englobent le temps (s), la vitesse (ms^{-1}), l'accélération (ms^{-2}) et la pression ($\text{kgm}^{-1}\text{s}^{-2}$). Les propriétés du fluide sont caractérisées par la masse volumique (kgm^{-3}), la viscosité cinématique (m^2s^{-1}), la vitesse du son (ms^{-1}), la constante de capillarité (kgs^{-2}).

Trois quantités indépendantes, qui forment un nombre de similitude, sont fixées par la longueur l , la vitesse v et la masse volumique ρ . La quantité variable, caractérisée par ε , est une des six autres quantités. Le nombre de similitude mécanique N devient donc :

$$N = v^\alpha l^\beta \rho^\gamma \varepsilon^\delta \quad (\text{II.A.7})$$

Où $\delta, \beta, \delta, \delta$ peuvent être déterminés par l'analyse dimensionnelle. Un des exposants, soit α peut être choisi égale à l'unité, $\alpha = 1$. En tenant compte des dimensions de v, l, ρ et en posant ε ($\text{m}^a \text{s}^b \text{kg}^c$), il s'ensuit :

$$(\text{ms}^{-1}) (m^\beta) (\text{kg}^\gamma \text{m}^{-\gamma}) (\text{m}^a \text{s}^b \text{kg}^c) = \text{m}^0 \text{s}^0 \text{kg}^0 \quad (\text{II.A.8})$$

Cette équation conduit donc à un système de trois équations :

$$\begin{aligned} (\text{m}) \quad 1 + \beta - 3\gamma + a\delta &= 0 \\ (\text{s}) \quad -1 + b\delta &= 0 \\ (\text{kg}) \quad \gamma + c\gamma &= 0 \end{aligned} \quad (\text{II.A.9})$$

Les valeurs des exposants sont alors :

$$\alpha = 1, \beta = \frac{a + b + 3c}{b}, \gamma = -\frac{c}{b}, \delta = \frac{1}{b} \quad (\text{II.A.10})$$

Si l'on identifie ε successivement avec le temps t , la pression p , la viscosité cinématique ν , l'accélération de la pesanteur g , la vitesse du son a et la constante de capillarité σ , les équations (II.A.4) conduisent au tableau suivant :

ε	t	p	ν	g	A	σ
N	$Vl^{-1}t$	$V\rho^{1/2}p^{-1/2}$	$Vl\nu^{-1}$	$Vl^{-1/2}g^{-1/2}$	Va^{-1}	$Vl^{1/2}\rho^{1/2}\sigma^{-1/2}$

Tableau II.A.1 Nombre de similitudes à partir de diverses quantités de base dimensionnelles.

Les nombres N du tableau ci-dessus portent les noms des chercheurs renommés qui ont travaillé dans le domaine correspondant :

- **Nombre de Strouhal** : $S = \frac{l}{vt}$

Ce nombre caractérise les écoulements non stationnaires. Le rapport l/v correspond au temps nécessaire pour qu'une particule du fluide parcoure la distance l à la vitesse v . Si $\gg l/v$, donc S tend vers 0. Le processus est quasi stationnaire. Si S devient grand, ce nombre doit être utilisé comme critère de similitude.

- **Nombre d'Euler** : $S = \frac{p}{\rho v^2}$

Ce nombre caractérise le rapport des forces de pression et d'inertie.

- **Nombre de Reynolds** : $R = \frac{vl}{\nu}$

Le nombre de Reynolds R donne le rapport des forces d'inertie et de forces de viscosité. Il permet de distinguer les écoulements laminaires ($R < 2300$) et les écoulements turbulents ($R > 2300$) dans des conduites circulaires. La longueur caractéristique devient alors le diamètre de la conduite, $l=D$. Les écoulements dans les constructions hydrauliques, pour lesquels $R > 10^4$, sont toujours turbulents. Si deux écoulements semblables présentent des effets de frottement identiques, on a $V_M L_M / \nu_M = V_P L_P / \nu_P$, où les indices M et P indiquent respectivement le modèle réduit et le prototype. Si le fluide des deux configurations est de l'eau à même température, et si $E = L_M / L_P$ est l'échelle géométrique du modèle, on obtient $V_P = V_M / E$.

- **Nombre de Froude** : $F = \frac{v}{\sqrt{gl}}$

Le nombre de Froude F est le critère de la similitude des écoulements à surface libre, où l s'identifie à la hauteur d'eau h . Soit $E = l_M / l_P$, d'où $V_P = V_M / E^{1/2}$.

- **Nombre de Mach** : $M = \frac{v}{a}$

Le nombre de Mach M donne la similitude des écoulements compressibles. Elle peut être appliquée pour la modélisation des coups de bélier. Si $M < 0,4$, donc $V < 500$ m/s pour l'eau, l'écoulement est considéré incompressible.

- **Nombre de Weber** : $W = \frac{\rho v^2 l}{\sigma}$

Le nombre de Weber W tient compte de l'effet de la tension superficielle. Pour des modèles où la hauteur de l'eau est inférieure à 5 cm, ces effets peuvent se manifester. Souvent, on exige un nombre de minimum de Weber de $W = 10^2$ pour que les effets de tension superficielle gardent un effet négligeable dans le processus hydraulique.

A partir de neuf paramètres essentiels d'un écoulement ($V, l, \rho, t, p, \nu, g, a, \sigma$), six nombres de similitude type sont déduits. Le comportement d'une quantité physique se représente alors par la fonction

$$f_1(S, E, R, F, M, W) = 0.$$

3. Inconvénient

On peut reprocher à notre modèle physique :

- Son encombrement qui nécessite des halls d'essais de grande superficie et un dispositif expérimental spécifique. D'où sa mise en place à EDF Ile de Chatou.
- Sa durée de vie limitée. Après son exploitation, la maquette sera par la suite détruite.

4. Notations et Symboles

Symbole	Définition
\sim	Caractérise le rapport de similitude (ou facteur d'échelle) qui est défini par le rapport d'une grandeur sur le prototype X_p , à cette même grandeur sur le modèle X_m ; il est noté : $\hat{X} = X_p/X_m$.
g	Accélération de la pesanteur
h	Hauteur d'eau
m	Indice caractérisant une grandeur modèle (par opposition au prototype)
F_I	Force d'inertie
F_P	Force de pesanteur
F_T	Force de turbulence
F_V	Force de viscosité
Fr	Nombre de Froude, défini le rapport d'inertie sur le rapport de gravité
Rh	Rayon hydraulique, défini par le rapport de la surface mouillée au périmètre mouillé qui, dans notre cas, est égal à h
T	Temps caractéristique des phénomènes
V	Vitesse caractéristique de l'écoulement
μ	Coefficient de viscosité dynamique
ν	Coefficient de viscosité cinématique $\nu = \mu/\rho$
ρ	Masse volumique du fluide

5. Références

Bouchenafa, W., Mouhous-Voyneau, N., Sergent, P., Brochet, J. 2014. *Study of Flow in a Staircase at Subway Station.* Advances in Hydroinformatics : SIMHYDRO – New Frontiers of simulation DOI 10.1007/978-981-4451-42-0”, pp.171-183.

Comolet, R. 1985. *Mécanique expérimentale des fluides.* 2 tomes. 452 p.

Hager, W et Schleiss, A. 2009. *Constructions hydrauliques.* EPFL. 597 p.

Nicollet, G., Labadie, G. 1991. *Modèles hydrauliques fluviaux.* Technique de l'ingénieur C184 V2. 22 p.

Viguier, J. 1992. *Modèles en hydraulique maritime.* Technique de l'ingénieur. C 182 V2. 12 p.

ANNEXE I.B

SONDE TDH CHARACTERISTICS

SEREPS S.A.

SOCIÉTÉ D'ÉTUDES, DE RÉALISATIONS ÉLECTRONIQUES ET DE PRESTATION DE SERVICE

32, RUE DE CHATEAUFORT
91400 ORSAY

TELEPHONE : (1) 60.10.28.96
S.A. AU CAPITAL DE 250 000 F.
R.C. VERSAILLES N 906 269 325
SIRET 3106 269 325 000 19
APE 29 14

TELECOPIE : 69.31.02.52

Janvier 1993

Transmetteurs de Houle TDH XXXX



DOMAINE D'APPLICATION :

Mesure de Houle sur modèle hydraulique, dans l'eau de ville homogène.

PRINCIPE :

La conductance entre deux barres cylindriques parallèles est parfaitement linéaire avec la hauteur d'immersion dans le liquide résistif.

Le dispositif comporte une électrode de compensation, toujours immergée, qui le rend largement insensible aux variations de conductivité liées à la température et à la salinité de l'eau.

CARACTERISTIQUES :

Capteur de houle :

Etendue de mesure : de 100 à 1000 mm, fixée par le suffixe de TDH

Hauteur totale : $H = XXXX + 90$ mm y compris le boîtier électronique en ABS de dimensions $h=38$ $L=85$ $I=56$.

Tirant d'eau : 25 mm, distance maximum entre le bas du capteur et le début de l'étendue de mesure.

Partie électronique :

Alimentation-sortie : sur câble bifilaire unique, boucle de courant.

Tension aux bornes : 12 à 30 volts continu.

Sensibilité : Livrée à la demande soit en 4/20 mA, soit en 5/15 mA, réglable par deux potentiomètres à fente tournevis.

Linéarité : Meilleure que +1% entre 0 et 40 mm, meilleure que $\pm 0,1\%$ pour le reste de l'étendue de mesure, obtenue par un potentiomètre à fente tournevis dont le réglage est à reprendre si l'on modifie profondément la sensibilité.

Dérive maximum en fonction de la température : $0,1\%/^{\circ}\text{C}$ entre 5 et 40.

Bande passante en limnimètre : de 0 à 60 Hz à -3 dB

ANNEXE I.C

FUDAA LSPIV

Cette annexe décrit le guide d'utilisation et d'installation du logiciel Fudaa-LSPIV. Le Fudaa-LSPIV est une interface graphique qui permet d'appliquer la méthode de calcul de champ de vitesses de surface LSPIV. Le logiciel libre est gratuit pour les applications hydrauliques et a été développé par Irstea et EDF (DTG et R&D).

1. Utilisation du logiciel Fudaa-LSPIV

Le logiciel Fudaa-LSPIV est une interface Java qui appelle des exécutables Fortran qui permettent :

- L'orthorectification des images ;
- Le calcul des vitesses de surface à partir de l'analyse statistique du déplacement de traceurs ;
- les calculs de moyennes et de filtres sur les vitesses ;
- Le calcul du débit.

2. Installation du logiciel Fudaa-LSPIV

Le fichier d'installation du logiciel Fudaa-LSPIV, **fudaa-lspiv-1.3.2-setup.jar**, est disponible sur le lien : <https://forge.irstea.fr/projects/fudaa-lspiv>

Une fois installé, l'architecture du logiciel est composée ainsi (Figure suivante) :

- Dossier bin : Contient l'exécutable fudaa-lspiv.bat, qui permet de lancer l'application.
- Dossier doc : Contient le présent Guide d'utilisation ;
- Dossier exemples : Contient un exemple de projet Fudaa-LSPIV ;
- Dossier exes : Contient les exécutables Fortran appelés pour les étapes de l'analyse LSPIV ;
- Dossier icons : Contient les icônes ;
- dossier lib : Contient les bibliothèques Java nécessaires à l'application Fudaa-LSPIV ;
- Dossier uninstaller : Contient l'exécutable de désinstallation.

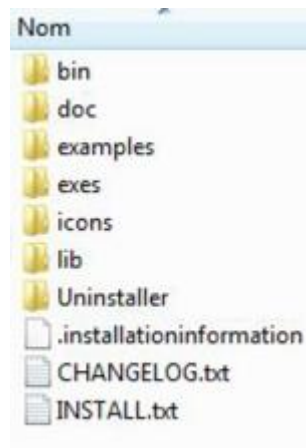


Figure II.C.1. Architecture du logiciel Fudaa-LSPIV

Pour changer la langue de l'interface, il suffit de cliquer sur *Edition* → *Préférences* → *Accessibilité* → Langues. Puis sélectionner la langue souhaitée (anglais ou français). Le changement de langue sera effectif au prochain redémarrage de Fudaa-LSPIV.

3. Ouverture ou création d'un projet Fudaa-LSPIV

Un nouveau projet est créé par *Fichier* → *Créer*. Cette action est obligatoire si on n'ouvre pas un projet déjà existant.

Un projet existant est ouvert par *Fichier* → *Ouvrir*.

Les projets sont enregistrés par *Fichier* → *Enregistrer* sous forme d'un fichier .lspiv.zip.

L'architecture d'un projet Fudaa-LSPIV est composée de :

- Dossier *img_pgm* : Contient les images en format .pgm utilisées pour le traitement ;
- Dossier *img_transf* : Contient les images ortho rectifiées en format .pgm ;
- Dossier *outputs.dir* : Contient les fichiers de calcul et de para métrisation ;
- Dossier *vel_raw* : Contient les fichiers de calcul des vitesses LSPIV instantanées dans le repère image transformée ;
- Dossier *vel_filter* : Contient les fichiers de calcul des vitesses LSPIV instantanées et filtrées ;
- Dossier *vel_real* : Contient les fichiers de calcul des vitesses LSPIV instantanées dans le repère réel ;
- Dossier *vel_scal* : Contient les fichiers de calcul des scalaires LSPIV instantanées (norme de la vitesse, divergence, rotationnel ou autres scalaires calculés) dans le repère réel.

4. Sélection des images

Fudaa-LSPIV traite une séquence d'images. Toutes les images de la séquence doivent être séparées du même intervalle de temps δt . Les images doivent être au format *PGM ASCII 256* teintes de gris.

LSPIV → *Sélection des images sources...* amène sur l'interface de Gestion des images :

- Ajouter ouvre un navigateur permettant la sélection des images à traiter ;
- Enlever permet de supprimer une image déjà sélectionnée ;
- Monter et Descendre permettent de changer l'ordre des images sélectionnées ;

Les images s'affichent alors dans le repère *Espace image reconditionnée*. Une visualisation des images est possible en utilisant la fenêtre de défilement. Les images sont stockées dans le répertoire *img_pgm*. Des images caches jpg sont créées par l'interface pour augmenter la vitesse d'affichage graphique.

5. Orthorectification

La première étape de calcul consiste à orthorectifier les images, c'est-à-dire à obtenir des images dont la géométrie a été redressée de sorte que chaque point soit superposable à une carte plane qui lui correspond. En d'autres termes, une image orthorectifiée semble être prise à la verticale de tous les points qu'elle figure, ces points étant situés sur un terrain parfaitement plat. Cela correspond aussi à un ensemble de pixels carrés de dimension constante et connue.

Ce traitement nécessite la connaissance de points de référence identifiables sur les images et dont les coordonnées dans le repère de l'image et dans le repère réel sont connues, les GRP pour Ground Reference Points. Le logiciel Fudaa-LSPIV fournit une assistance pour déterminer les coordonnées images des GRP, saisir leurs coordonnées réelles, puis calculer une

matrice d'orthorectification permettant la correction de chaque pixel des images, telle que définie dans les équations II.C. 1 et II.C.2.

$$i = \frac{a_1x + a_2y + a_3z + a_4}{c_1x + c_2y + c_3z + 1} \quad \text{II.C.1}$$

$$j = \frac{b_1x + b_2y + b_3z + b_4}{c_1x + c_2y + c_3z + 1} \quad \text{II.C.2}$$

Où $[i, j]$ sont les coordonnées dans le repère de l'image (en pixels) du point de coordonnées métriques $[x, y, z]$ dans le repère réel. La surface de l'écoulement étant considérée plane, la coordonnée z peut être exprimée ainsi :

$$z = d_1x + d_2y + d_3 \quad \text{II.C.3}$$

En faisant le postulat que la pente est faible à l'échelle de la mesure LSPIV, l'équation II.C.3 peut être réduite en II. C. 4 :

$$z = d_3(t) \quad \text{II.C.4}$$

Où $d_3(t)$ est le niveau de la surface libre dans le repère réel au temps t . En intégrant l'expression de z dans les équations II.C.1 et II.C. 2, on obtient :

$$i = \frac{a_1x + a_2y + a_3d_3(t) + a_4}{c_1x + c_2y + c_3d_3(t) + 1} \quad \text{II.C.5}$$

$$j = \frac{b_1x + b_2y + b_3d_3(t) + b_4}{c_1x + c_2y + c_3d_3(t) + 1} \quad \text{II.C.6}$$

Le système des équations II.C.5 et II.C. 6 a 11 inconnues et peut être résolu par optimisation en ayant au moins 6 GRP bien répartis dans l'image. Les coordonnées des GRP sont (i) connues à partir de plans ou (ii) levés sur le terrain avec GPS, tachéomètre, niveau optique. La connaissance de l'altitude de la surface libre dans le même repère altimétrique que les GRP est aussi nécessaire à la transformation.

En pratique, on choisit une dizaine de GRP bien répartis dans l'image et non alignés. Le logiciel propose une vérification de la qualité de l'orthorectification basée sur la comparaison entre les coordonnées vraies des GRP dans le repère réel et les coordonnées recalculées à partir de leurs coordonnées images. La figure suivante montre un exemple d'image orthorectifiée :



Figure 2. C.II. Exemple d'orthorectification d'une image d'un modèle de bouche de métro.

5.1. Positionnement des GRP

Deux méthodes sont possibles pour positionner des GRPs :

- *LSPIV* → *Points de référence* → *Définir*, cela amène sur l'interface graphique de Fudaa-LSPIV pour le positionnement des GRP. Renseigner les coordonnées terrain (X réel ; Y réel et Z réel) du premier GRP, puis cliquer sur le pixel de l'image localisant le GRP, les coordonnées image I et J sont alors renseignées. Répéter l'opération pour tous les GRP (6 GRP étant nécessaires *au minimum*). Le bouton Fin de saisie clôture l'opération et crée un `_chier outputs.dir\GRP.dat`.
- *LSPIV* → *Points de référence* → *Importer*, cela permet de charger un fichier GRP.dat existant.

Il est important de noter que les coordonnées des GRP doivent être renseignées en unité métrique (cela définit les unités pour la suite du traitement). Il est conseillé de prétraiter les coordonnées des GRP en leur appliquant une translation et une rotation de manière à 1) minimiser les nombres des coordonnées x, y et z de façon à éviter les erreurs d'arrondi lors de l'inversion de la matrice d'ortho rectification, et 2) aligner la direction principale de l'écoulement sur l'axe horizontal ou vertical, pour faciliter la définition d'une fenêtre de recherche SA optimale.

Pour permettre une bonne orthorectification il faut 10 GRP minimum, bien distribués dans l'image, non alignés, avec si possible une cote z variable. Le logiciel donne la possibilité de charger des images spécifiques pour la recherche des GRP, images au format jpg, png, qui ne sont pas utilisées dans la séquence pour le calcul des vitesses.

5.2. Vérification des GRP

LSPIV → *Vérification des points de référence*, cela permet de s'assurer de la qualité de la matrice d'orthorectification et de détecter des erreurs de saisie des GRP. La matrice d'orthorectification est calculée, et on calcule la position terrain (X réel ; Y réel et Z réel) des GRP à partir de leurs coordonnées image (I et J). On compare alors les coordonnées terrain vraies et les coordonnées terrain calculées des GRP. La distance entre ces coordonnées vraies et calculées est présentée dans un tableau et sous forme graphique (Figure II.C.3).

N°	X réel	Y réel	X recalculé	Y recalculé	Ecart
1	-12.63	8.32	-12.78	8.36	0.15
2	-8.89	8.34	-8.91	8.35	0.06
3	-8.22	8.21	-8.36	8.35	0.09
4	-8.80	8.48	-9.07	8.43	0.14
5	-12.82	9.14	-12.91	9.08	0.02
6	-10.05	9.08	-10.11	9.04	0.07
7	-7.47	-9.91	-7.54	-9.95	0.08
8	-10.65	9.28	-10.94	9.32	0.11

Figure III.C.3. Interface de vérification de l'orthorectification calculée à partir des coordonnées des GRP.

5.3. Modification de GRP existants

Il est possible de modifier les coordonnées IJ ou XYZ de GRP existants. La procédure est la suivante : sur une vue 2D dans Fudaa- LSPIV, sélectionner uniquement la couche des GRP appelée Points références. Cliquer droit sur la vue, choisir *Sélection* → *Tout sélectionner*. Refaire un clic droit sur la vue, choisir *Edition*, ce qui donne accès au tableau des coordonnées GRP. Il est alors possible de modifier les coordonnées des GRP existants, voire d'en supprimer ou ajouter de nouveaux, et d'enregistrer ces modifications.

5.4. Paramètres de transformation et orthorectification des images

LSPIV → *Paramètres de transformation*, cela permet la paramétrisation de l'ortho rectification. On définit la zone d'étude par un rectangle dont la position des coins est renseignée. La Résolution correspond à la taille d'un pixel dans l'image ortho rectifiée. Enfin, le Niveau d'eau, dans le repère terrain des GRP, doit être renseigné. En cliquant sur *Appliquer*, une image ortho rectifiée est produite. Ajuster au besoin le paramétrage, puis *Valider*. La paramétrisation est stockée dans `outputs.dir\img_ref.dat`.

LSPIV → *Transformer les images*, cela lance l'orthorectification de toutes les images sélectionnées.

Les images ortho rectifiées sont stockées dans *img_transf*.

- **Ps** : Le terme *Résolution* au sens de Fudaa-LSPIV peut facilement être mal interprété, il s'agit de la taille des pixels dans l'image transformée. Une plus petite résolution (taille du pixel) correspond à une plus grande qualité de l'image transformée, ou plus grande résolution dans le langage courant. La résolution est à ajuster en fonction de la résolution des images brutes initiales et la taille des motifs suivis.

Diminuer la taille des pixels des images transformées peut augmenter sensiblement le temps de calcul sans améliorer la qualité des résultats. Dégrader la résolution des images transformées peut paradoxalement améliorer les résultats LSPIV en lissant les perturbations des motifs qui n'ont pas de lien avec leur déplacement.

Le niveau d'eau doit être mentionné avec précision. Les incertitudes se propagent sur l'ortho rectification et donc sur le calcul des vitesses mais aussi sur le calcul de la section mouillée et donc sur la valeur du débit calculé avec l'interface.

6. Calcul des déplacements de traceurs

Le calcul peut être long si la résolution (ou taille des pixels des images transformées) choisie est petite et la zone d'étude grande.

6.1. Para métrisation du calcul des déplacements

LSPIV → *Paramètres de calcul* lance l'interface de paramétrisation du calcul des déplacements des traceurs. Plusieurs paramètres sont à renseigner :

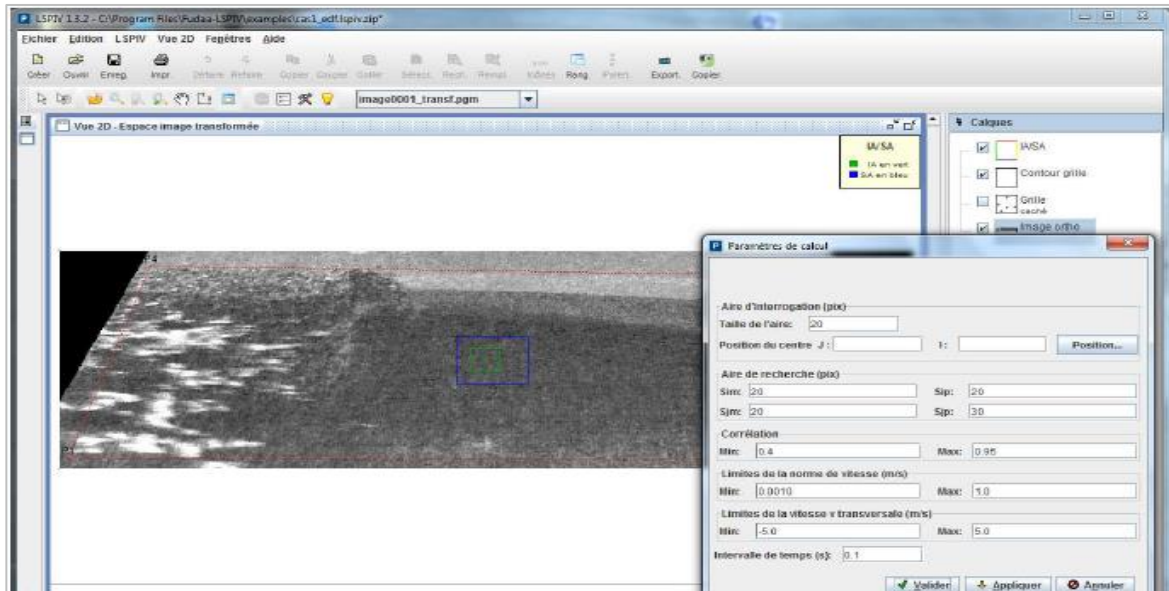


Figure III.C.4. Choix des paramètres pour le calcul des vitesses.

- La taille de l'aire d'interrogation (IA pour Interrogation Area), en pixels. L'IA est un carré de côté égal à un nombre pair de pixel. Cette aire doit être suffisamment grande pour intégrer des traceurs, mais suffisamment petite pour être représentative des échelles de l'écoulement. Pour la paramétrisation, cette fenêtre est représentée sur une image orthorectifiée (Fig. III.C.4). L'utilisateur peut choisir l'emplacement du centre de la fenêtre en entrant ses coordonnées dans Position du centre ou en cliquant sur un pixel de l'image après avoir activé le bouton Position.
- La taille de l'aire de recherche (SA pour Searching Area), en pixels. L'aire de recherche est un rectangle défini autour du centre de l'aire d'interrogation. Elle correspond à la zone dans laquelle les centres des motifs sont recherchés sur les images successives. Lorsque l'écoulement a une direction privilégiée, on pourra allonger l'aire de recherche dans cette direction. La SA est définie par 4 paramètres, Sim, Sip, Sjm, Sjp, comme décrit dans la figure suivante :

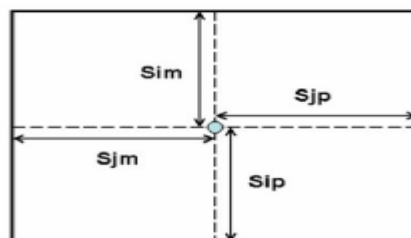


Figure III.C.5. Définition de la taille de l'aire de recherche, SA.

- Seuils du coefficient de corrélation, compris entre 0 et 1. Le coefficient de corrélation est calculé par une équation spéciale. Une borne inférieure (généralement 0,6) et une borne supérieure (généralement 1) peuvent être définies.
- Limites de la norme de vitesse permet de filtrer en éliminant les vitesses LSPIV dont l'amplitude est supérieure ou inférieure à ces valeurs.
- Limites de la vitesse v transversale permet de filtrer en éliminant les vitesses LSPIV dont la composante transversale est supérieure à cette valeur.

- L'intervalle de temps, en secondes, correspondant au temps δt entre deux images consécutives, doit être renseigné.

La paramétrisation est stockée dans `outputs.dir\PIV_param.dat`.

6.2. Définition de la grille de calcul

La grille de calcul représente tous les points pour lesquels une vitesse LSPIV sera calculée. Deux options sont possibles :

- *LSPIV* → *Grille* → *Définir*, cela lance l'interface de définition de la grille de calcul (Figure III.C.6). Le contour de la grille est un quadrilatère défini par ses quatre coins. La densité de la grille est définie par un pas d'espace sur les segments opposés du quadrilatère (c'est-à-dire le nombre de points par côté).

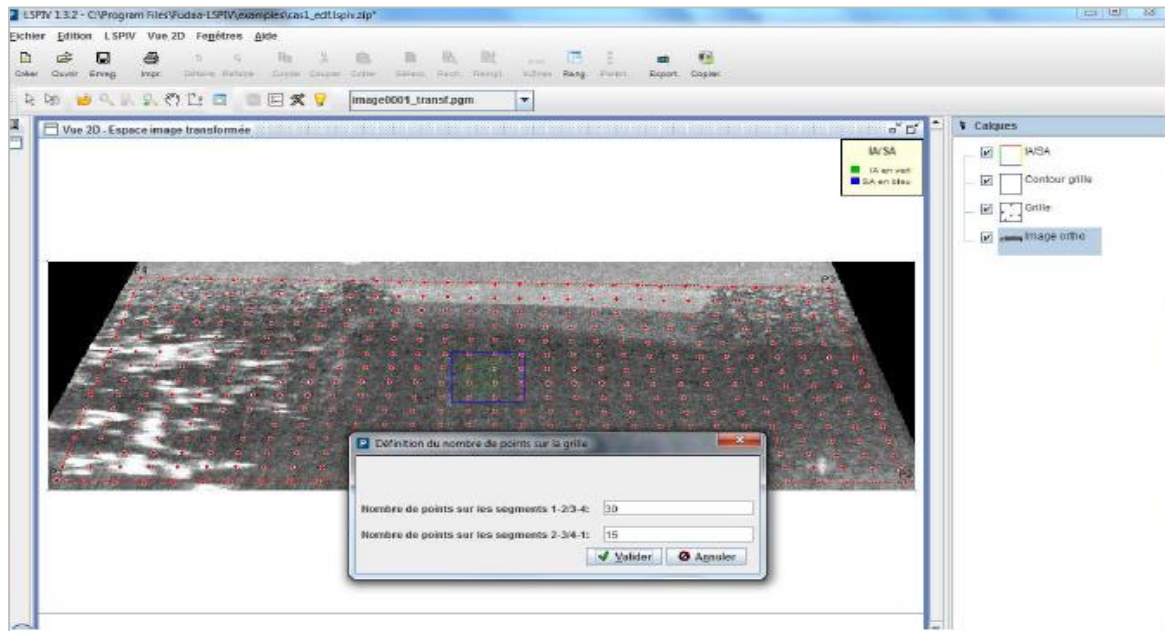


Figure III.C.6 Interface de définition de la grille de calcul LSPIV.

- *LSPIV* → *Grille* → *Importer*, cela permet de charger une grille de calcul préexistante (d'un autre projet Fudaa-LSPIV par exemple).
- La grille de calcul est stockée dans `outputs.dir\grid.dat` et la paramétrisation de la grille est stockée dans `outputs.dir\grid_param.dat`.

6.3. Analyse statistique des déplacements de traceurs

LSPIV → *Calcul des résultats instantanés*, cela lance l'analyse statistique des déplacements de traceurs. On obtient donc un champ de vitesse instantané (au pas de l'intervalle de temps entre deux images) pour toutes les paires d'images consécutives. Ainsi, pour N images sélectionnées, on obtient N - 1 champs de vitesse, stockés dans le dossier `vel_raw`.

Le calque *Vit. surf. inst.* permet de visualiser les vitesses calculées pour les paires d'images. Le calque Résultats instantanés permet de visualiser le tracé des iso contours de ces vitesses calculées pour les paires d'images. L'interface graphique permet de lier la visualisation des images et des vitesses calculées grâce au bouton Lie/délie les images et les vitesses. Le défilement dynamique des résultats est possible en utilisant les touches flèches haut et bas.

6.4. Filtre et moyenne des vitesses

LSPIV → *Filtrage/Moyenne des résultats instantanés*, cela permet de choisir les champs de vitesse instantanés sur lesquels on applique les filtres sur l'amplitude des vitesses et sur la norme transversale des vitesses. Ces champs de vitesses instantanées moyennées sont stockés dans le dossier *vel_filter*. On moyenne ensuite ces champs filtrés pour créer un fichier contenant les vitesses moyennées filtrées, stocké dans *outputs.dir/average_vel.out*.

Le calque *Vit. surf. moy.* permet de visualiser les vitesses moyennées. Le calque Résultats moyennés permet de visualiser le tracé des iso contours de ces vitesses moyennées. L'interface graphique permet de lier la visualisation des images et des vitesses calculées grâce au bouton Lie/délie les images et les vitesses. Le défilement dynamique des résultats est possible en utilisant les touches flèches haut et bas.

7. Calcul du débit

Un débit est calculé si la bathymétrie d'une section en travers de l'écoulement est connue, et si une relation entre la vitesse de surface et la vitesse moyennée sur la profondeur est connue (coefficient de vitesse). Pour chaque point du profil bathymétrique, une vitesse de surface est interpolée à partir des vitesses LSPIV les plus proches. On calcule ensuite une vitesse moyennée sur la profondeur en utilisant le coefficient de vitesse.

7.1. Définition du transect bathymétrique

Deux options sont possibles pour définir un transect bathymétrique, en saisissant les coordonnées de ses points dans le système de positionnement des GRP :

- *LSPIV* → *Transect* → *Définir* lance l'interface pour définir un profil bathymétrique. Un profil est renseigné sur une droite perpendiculaire à l'écoulement. Renseigner d'abord la coordonnée Z d'un bord du transect, puis cliquer sur le point correspondant dans l'image. Répéter l'opération pour tous les points bathymétriques.
- *LSPIV* → *Transect* → *Importer*, cela permet de charger un profil bathymétrique existant. Si les points de ce transect ne sont pas parfaitement alignés sur une droite, ils sont projetés sur la droite définie par le premier et le dernier point du transect. Une interpolation de nouveaux points est réalisée lorsque l'espacement entre deux points projetés est supérieur au pas d'espace maximal spécifié par l'utilisateur dans les paramètres LSPIV.

Les profils bathymétriques calculés sont stockés dans *outputs.dir/bathy_p.dat*.

7.2. Paramétrage du calcul de débit

LSPIV → *Paramètres de calcul de débit*, cela ouvre la fenêtre de paramétrage du calcul de débit. Les informations à renseigner sont :

- Pas d'espace d'interpolation de la bathymétrie : un interpolateur linéaire peut être appliqué pour interpoler entre les points de mesures bathymétriques du profil en travers. Le calcul de débit étant réalisé pour chacun de ces points, il peut être judicieux d'interpoler la bathymétrie.
- Rayon de recherche des vitesses : définit le rayon autour de chaque point de bathymétrie interpolé où les vitesses LSPIV seront moyennées pour calculer une vitesse de surface au point bathymétrique donné, une pondération par l'inverse de la distance est effectuée.

- Coefficient de vitesse : ratio entre la vitesse moyennée sur la profondeur et la vitesse de surface.

7.3. Calcul du débit

LSPIV → *Calcul du débit*, cela lance le calcul du débit sur le transect bathymétrique. La fenêtre de résultat affiche, à la fin du calcul, les valeurs de Niveau d'eau, Débit total, Aire mouillée et Vitesse moyenne sur la section.

Références

Bouchenafa, W., BOUCHER, O., Mouhous-Voyneau, N., Sergent, P. 2016. *Mesure des champs de vitesse et débit d'écoulement par la méthode LSPIV : Application sur un modèle réduit d'une bouche de métro.* XIVèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil. Toulon. Juin 2016. France.

Jodeau M., Hauet A., Le Coz J. 2013. *FUDAA - LSPIV.* Guide d'utilisation. 26 p.

Jodeau, M., Hauet, A., Paquier, A., Le Coz, J., Dramais, G. 2008. *Application and evaluation of LS-PIV technique for the monitoring of river surface velocities in high flow conditions.* Flow Measurement and Instrumentation. pp 117- 127.

ANNEXE II. A

Le Logiciel NSAT –CESAR-LCPC

L'étude des infiltrations à travers les tunnels de de métro parisien a été effectuée à l'aide de la modélisation par le module NSAT qui permet de résoudre l'équation de Richards. Cette annexe est consacrée à la présentation de NSAT CESAR LCPC. L'annexe décrit aussi l'application de la méthode des éléments finis à la construction du NSAT –CESAR –LCPC.

1. Présentation générale de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis s'appuie au départ sur celle des résidus pondérés : au lieu de résoudre une équation en tout point du domaine, on la résout en moyenne pondérée à partir de la forme variationnelle faible de l'équation utilisée. Ensuite la méthode des éléments finis est une technique d'approximation de fonction solution par sous – domaines : les éléments.

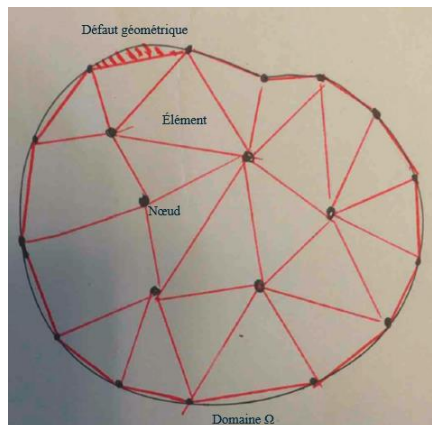


Figure III.A.1. Exemple de domaine Ω et d'éléments.

Une partition du domaine Ω est donc effectuée. En général, ce n'est pas une partition parfaite et il y a une approximation géométrique. On approche la fonction cherchée par une fonction définie par morceaux, réunion des restrictions sur chaque élément. De plus, sur chaque élément, la restriction est définie par interpolation entre ses valeurs aux nœuds de l'élément (les sommets). Ainsi, la méthode des éléments finis permet de remplacer la recherche d'une fonction par la recherche de ces valeurs en certains points du domaine défini. La forme, le nombre de nœuds et les fonctions d'interpolation de chaque élément définissent compétemment ces éléments.

Il s'agit donc de choisir une ou plusieurs fonctions d'interpolation sur chaque élément. Dans la méthode des éléments finis sont choisies autant de fonctions d'interpolation qu'il y a des nœuds dans l'élément, et telles que chaque fonction d'interpolation soit associée à un nœud en étant nulle sur les autres nœuds et ayant la valeur 1 sur son nœud. Par exemple en deux dimensions sur un élément triangulaire à trois nœuds, la fonction cherchée est de la forme :

$$f(x,y) = f(x_1,y_1) * N_1(x,y) + f(x_2,y_2) * N_2(x,y) + f(x_3,y_3) * N_3(x,y)$$

Avec x_i et y_i les coordonnées du nœud i et $N_i(x,y)$ fonction d'interpolation sur l'élément telles que $N_i(x_j,y_j) = \delta_{ij}$ (symbole de Kronecker).

Cette somme est notée aussi $f(x,y) = f_i N_i$ (convention de sommation des indices répétés d'Einstein).

Puisque la forme variationnelle est vraie pour toute fonction de pondération, elles peuvent donc s'écrire : $\delta f = \delta f_i N_i$

Il existe des conditions sur les fonctions d'interpolation choisies :

- La condition de régularité : il faut que les fonctions d'interpolations soient suffisamment régulières pour subir les dérivations.
- Les conditions de compatibilité : il faut que le raccordement entre éléments soit continu car la fonction solution ne doit avoir qu'une seule valeur sur les frontières communes à deux éléments.

Pour de grands domaines, il est fastidieux d'explicitier chaque terme sur chaque élément. On utilise alors la technique de l'élément de référence. L'élément de référence est un élément comportant le même nombre de nœuds et de côtés que les éléments utilisés pour découper le domaine qui se situe dans un repère virtuel d'axes ξ (ξ, η, ζ). Il s'agit alors de choisir des fonctions, dites de forme, qui font passer de l'élément de référence à l'élément réel. Pour tout élément à n_e nœuds de coordonnées \mathbf{x}_i , on détermine la fonction de forme F qui transforme le nœud associé de l'élément de référence de coordonnées ξ_i . L'interpolation se fait alors avec les mêmes fonctions d'interpolation, mais sur l'élément de référence. La méthode de Galerkin emploie les mêmes fonctions pour les fonctions d'interpolation et les fonctions de forme, soit : $F = N$.

Ces opérations conduisent à l'écriture sur chaque élément d'une expression du type : $W^e = \langle \delta u_i \rangle ([\kappa]u_i - f_i)$ avec $\langle \delta u_i \rangle$ les valeurs aux nœuds de la fonction de pondération et u_i celles de la fonction cherchée, $[\kappa]$ une matrice « rigidité » élémentaire issue du calcul des intégrales sur élément, et f_i le vecteur des sollicitations nodales. Ces expressions doivent être ensuite assemblées pour recomposer l'équation initiale : $W = \sum W^e = 0$ valable sur tout le domaine.

Finalement, pour que la solution soit unique, il faut ajouter des conditions aux limites au problème initial, conditions qu'il faut ensuite traduire dans le langage des éléments finis. La méthode des éléments finis aboutit finalement à la résolution d'un système matriciel linéaire ou non.

2. Dérivation de la résolution numérique dans le module NSAT de CESAR –LCPC

Soit Ω le domaine du problème, Γ_ϕ la portion de contour où une condition de Dirichlet est appliquée. Γ_q celle où une condition de Neuman est appliquée, Γ_λ celle où une condition de Cauchy est imposée. La condition de suintement se ramène à l'une de deux premières conditions.

2.1. Formulation faible

Soient $D_{\bar{\varphi}}^2$ l'ensemble des fonctions de dérivées intégrables sur Ω et de valeur $\bar{\varphi}$ sur Γ_{φ} , et $\delta\varphi$ une fonction poids appartenant à l'ensemble D_0 des fonctions intégrables sur Ω et nulles sur le contour Γ_{φ} . La formulation faible du problème est :

Trouver φ dans $D_{\bar{\varphi}}^2$ telle que, quelle que soit $\delta\varphi$ dans D_0 :

$$\int_{\Omega} K_r K_s \text{grad } \varphi \cdot \text{grad } \delta\varphi - \int_{\Gamma_{\lambda}} \lambda(\varphi) \varphi \delta\varphi = \int_{\Omega} \left[q - \frac{d\theta}{d\psi} \frac{\partial\varphi}{\partial t} \right] \delta\varphi + \int_{\Gamma_q} \bar{q} \delta\varphi - \int_{\Gamma_{\lambda}} \lambda(\varphi) \varphi_{ext} \delta\varphi \quad \text{Eq III.A.1}$$

2.2. Discrétisation spatiale : les éléments finis

La méthode des éléments finis remplace le domaine Ω par une partition : les éléments. Les sommets des éléments sont les nœuds, au nombre total de n_t , cependant, la fonction cherchée étant fixée sur les nœuds appartenant à la frontière Γ_{φ} , l'équation n'est pas résolue sur ces nœuds, et le nombre de nœuds utiles dans le domaine est $n = n_t - n_{\varphi}$. Sur chaque élément on définit les fonctions d'interpolation N_i^e telles que la restriction de φ à cet élément soit égale à : $\varphi(x) = \sum_{i=1}^{n_e} N_i^e(x) \varphi(x_i)$ avec x vecteur position dans Ω , n_e nombre de sommets de l'élément et $\varphi(x_i)$ valeur de φ aux nœuds.

Cesar –LCPC utilise la méthode de Galerkin pour laquelle les fonctions tests $\delta\varphi$ se décomposent avec les mêmes fonctions d'interpolation. La dérivation spatiale s'applique alors uniquement à ces fonctions d'interpolation, et on obtient :

$$\text{grad } \varphi = [B]\{\varphi\} \text{ Et } \text{grad } \delta\varphi = [B]\{\delta\varphi\}$$

Dont $[B]$ est la matrice jacobienne des fonctions d'interpolation, soit en deux dimensions pour des éléments triangulaires :

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial y} \end{bmatrix}$$

Sur chaque élément de nombre de nœud $nnel$, on a alors :

$$\sum_{i=1}^{nnel} \langle \delta u_i \rangle \left([m] \left\{ \frac{\partial \varphi_i}{\partial t} \right\} + [\kappa] \{ \varphi_i \} - \{ f \} \right) = 0$$

Avec :

- $\kappa_{ij} = \int_{\Omega^e} [B] [K_r K_s] [B] d\Omega$
- $m_{ij} = \int_{\Omega^e} \{ N_i \} \frac{d\theta}{d\psi} \langle N_j \rangle d\Omega$
- $f_i = \int_{\Omega^e} q N_i d\Omega$

Pour un élément touchant la frontière les termes de contours s'ajoutent, on a alors :

- $\kappa_{ij} = \int_{\Omega}^T [B] [K_r K_s] [B] d\Omega + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi) N_i N_j d\Gamma$
- $m_{ij} = \int_{\Omega} \{N_i\} \frac{d\theta}{d\psi} \langle N_j \rangle d\Omega$
- $f_i = \int_{\Omega} q N_i d\Omega + \int_{\Gamma_q} \bar{q} N_i d\Gamma - \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi) \varphi_{ext} N_i d\Gamma$

Pour chaque type d'élément, l'intégration numérique adaptée permet de calculer les intégrales élémentaires. La bibliothèque disponible dans le CESAR –LCPC est grande. Nous avons utilisé dans notre travail les éléments triangulaires T3.

2.3. Résolution temporelle

Le module NSAT – CESAR LCPC utilise la méthode d'Euler implicite pour résoudre ce problème temporel.

On se donne une solution initiale $\varphi_i^0, i \in \{1 \dots n\}$, on approxime $\frac{\partial \varphi_i}{\partial t}$ par $\frac{\partial \varphi_i^{t+\Delta t} - \varphi_i^t}{\Delta t}$ et on calcule la solution au temps $t + \Delta t$ en fonction de celle au temps t . en posant $\Delta \varphi_j = \partial \varphi_j^{t+\Delta t} - \varphi_j^t$ le problème temporelle devient :

Trouver $\{\varphi\}$ tel que :

$$\{\varphi\}_{(t=0)} = \{\varphi_0\}$$

$$[m^{t+\Delta t} + \Delta t K^{t+\Delta t}] \{\Delta \varphi\} = \Delta t (\{F^{t+\Delta t}\} - [K^{t+\Delta t}] \{\varphi^t\}) \quad \text{Eq III.A.2}$$

Mais n'oublions pas que les matrices élémentaires, donc les matrices assemblées, dépendent de la solution, donc du temps. Il faut donc aussi une méthode de résolution non linéaire.

2.4. Résolution non linéaire

Le module NSAT utilise deux méthodes itératives : la méthode du point fixe et la méthode de Newton, l'utilisateur peut sélectionner celle qu'il juge la plus appropriée.

2.4.1. Méthode du point fixe

On approche $\{\varphi^{t+\Delta t}\}$ par itérations successives en actualisant les matrices $[K]$, $[M]$ et le vecteur $\{F\}$ avec la solution trouvée au pas de temps précédent. C'est-à-dire :

Initialisation au début du pas de temps

- $i = 0$
- $\varphi_0^{t+\Delta t} = \varphi^t$

Itérations

- $i = i + 1; \{\Delta \varphi\}_i = \{\Delta \varphi_i^{t+\Delta t} - \varphi^t\}$
- Résolution des systèmes : $[M(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) + \Delta t K(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})] \{\Delta \varphi\}_i = \Delta t (\{F(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})\} - [K(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})] \{\varphi^t\})$
- On actualise : $\{\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}\} = \{\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}\} + \{\Delta \varphi\}_i$
- On teste $d = \varphi_i^{t+\Delta t} - \varphi_{i-1}^{t+\Delta t}$
- Si $\text{Sup } |d| > \varepsilon$, retour en . (ε tolérance fixée par l'utilisateur).

- Si $\text{Sup } |d| < \varepsilon$ arrêt des itérations et passage au pas de temps de suivant.

2.4.2. Méthode de Newton

Cette méthode est souvent appliquée pour les problèmes non linéaires. En appliquant la discrétisation temporelle d'Euler implicite dans l'équation de la formulation faible (Eq.III.A.1) et en regroupant les termes contenant la variation temporelle de φ à gauche du signe égalité, on a :

Trouver $\Delta\varphi$ tel que, pour tout $\delta\varphi$ dans D_0^1

- $\Delta\varphi = \Delta\bar{\varphi} = \bar{\varphi}^{t+\Delta t} - \bar{\varphi}^t$ sur Γ_φ
- $$\int_\Omega \frac{1}{\Delta t} \frac{d\theta(\varphi^{t+\Delta t})}{d\psi} \Delta\varphi \delta\varphi + \int_\Omega K_r(\varphi^{t+\Delta t}) K_s \text{grad } \Delta\varphi \cdot \text{grad } \delta\varphi + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi^{t+\Delta t}) \Delta\varphi \delta\varphi =$$
 Eq III.A.3

$$\int_\Omega q^{t+\Delta t} \delta\varphi + \int_{\Gamma_q} \bar{q}^{t+\Delta t} \delta\varphi + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi^{t+\Delta t}) \varphi_{ext}^{t+\Delta t} \delta\varphi - \int_\Omega K_r(\varphi^{t+\Delta t}) K_s \text{grad}_\varphi^t \text{grad } \delta\varphi -$$

$$\int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi^{t+\Delta t}) \varphi^t \delta\varphi$$

Nous cherchons ici $\Delta\varphi$ par un calcul d'itération. Supposons que l'on soit à une itération i donnée, on vient de calculer $\Delta\varphi_{i-1}$ tel que $\varphi^t + \Delta\varphi_{i-1} = \varphi_{i-1}^{t+\Delta t}$. On cherche $\Delta\varphi_i = \Delta\varphi_{i-1} + d\varphi_i$ en développant la fonctionnelle ci-dessus au premier ordre. On obtient le problème suivant :

Trouver $d\varphi_i$ tel que pour tout $\delta\varphi$ dans D_0^1

- $d\varphi_i = 0$ sur Γ_φ

$$\int_\Omega \frac{1}{\Delta t} \frac{d\theta(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})}{d\psi} d\varphi_i \delta\varphi + \int_\Omega K_r(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) K_s \text{grad } d\varphi_i \cdot \text{grad } \delta\varphi + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) d\varphi_i \delta\varphi +$$
 Eq III.A.4

$$\int_\Omega \frac{1}{\Delta t} \frac{d^2\theta(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})}{d\psi^2} \Delta\varphi_{i-1} d\varphi_i \delta\varphi + \int_\Omega \frac{dK_r(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})}{d\varphi} K_r(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) K_s \text{grad } d\varphi_i \cdot \text{grad } \varphi_{i-1}^{t+\Delta t} \cdot \text{grad } \delta\varphi +$$

$$\int_{\Gamma_\lambda} \frac{d\lambda(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})}{d\varphi_i} (\varphi_{i-1}^{t+\Delta t} - \varphi_{ext}^{t+\Delta t}) d\varphi_i \delta\varphi = \int_\Omega q^{t+\Delta t} \delta\varphi + \int_{\Gamma_q} \bar{q}^{t+\Delta t} \delta\varphi - \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) \varphi_{ext}^{t+\Delta t} \delta\varphi -$$

$$\int_\Omega \frac{1}{\Delta t} \frac{d\theta(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t})}{d\psi} \Delta\varphi_{i-1} \delta\varphi - \int_\Omega K_r(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) K_s \text{grad } \varphi_{i-1}^{t+\Delta t} \text{grad } \delta\varphi - \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}) \varphi_{i-1}^{t+\Delta t} \delta\varphi$$

A gauche de cette équation se trouvent les termes contenant l'inconnue $d\varphi_i$, à droite ne se trouvent que des termes connus à ce stade. En reprenant les expressions de $\Delta\varphi_{i-1}^{t+\Delta t}$, $\Delta\varphi_i$, $d\varphi_i$ et $\delta\varphi$ à l'aide des fonctions d'interpolation, on retrouve une équation matricielle classique de la forme :

$$[K_i] \{d\varphi_i\} = \{F_i\}$$

Où $[K_i]$ représente la somme des matrices issues des termes 1 à 6, et $\{F_i\}$ est le vecteur force exprimant le déséquilibre entre « efforts extérieurs » (termes 7 à 9) et les efforts internes (termes 10 à 12).

En effet, les différents coefficients des termes 1, 2, 4, 5, 10 et 11 sont calculés partir des données du problème, qui sont le coefficient de perméabilité K_s , la forme du facteur de perméabilité relative K_r décrit soit par la donnée des coefficients a et b dans la formule $K_r = a/(a + (-\psi)^b)$ soit par interpolation spline cubique entre des points $K_r(-\psi)$ donnés, et la forme de la saturation relative, donnée de même soit par les coefficient c et d de la formule $\theta_r =$

$c/(c + (-\psi)^d)$ soit par interpolation spline cubiques de points $\theta(-\psi)$. Les interpolations spline cubiques se font automatiquement. Le principe est de construire une fonction définie par morceaux comme des polynômes de degré 3 qui passent par les points donnés et se raccordent entre eux par continuité C^2 (dérivées premières et secondes égales au point défini).

Dans l'équation III.A.4, on peut remarquer que la matrice issue du terme 5 n'est pas symétrique contrairement à toutes les autres, ceci rend la résolution des systèmes encore plus prohibitif en calculs que lors de la méthode du point fixe.

2.5. Stratégie générale de résolution

Problème transitoire

Il se peut que les pas de temps définis par l'utilisateur soient mal adaptés au problème ou celui-ci soit trop raide. Les auteurs ont donc mis en place une stratégie de résolution empirique (on suppose que la méthode de Newton a été choisie).

Soit $\Delta t_0 \dots \dots \Delta t_N$ les pas de temps successifs entrés par l'utilisateur. La suite des instants où l'utilisateur veut avoir le résultat des calculs est :

$$\{t_0, t_1 = t_0 + \Delta t_0 \dots \dots, t_n = t_{n-1} + \Delta t_{n-1}, \dots, t_{N+1} = t_N + \Delta t_N\}$$

Au pas de temps n on applique les étapes :

- a) Soient $\tau_0 = t_n$ et $\Delta\tau = \Delta t_n$
- b) On veut calculer la solution ϕ au temps $\tau = \tau_0 + \Delta\tau$. Si $\tau \neq t_{n+1}$ on utilise le principe de continuité, et on déduit les chargements et les conditions aux limites **linéairement** de ceux définis au temps t_n et t_{n+1}
 - 1) On effectue 5 itérations avec la méthode du point fixe. Au cours de ces itérations :
 - S'il y'a convergence, on imprime les résultats si $\tau = t_{n+1}$ puis retour en 2 avec $\tau = \tau_0$ et $\Delta\tau = \text{Min} \{\Delta\tau, t_n + \Delta t_n - \tau\}$
 - Sinon on va en 2).
 - 2) On utilise la méthode de Newton jusqu'au nombre d'itérations maximal défini par l'utilisateur. Pendant ces itérations :
 - S'il y a convergence avant ce nombre maximum, on imprime les résultats si $\tau = t_{n+1}$ puis retour à l'étape b) avec $\tau_0 = \tau$ et $\Delta\tau = \text{Min} \{\Delta\tau, t_n + \Delta t_n - \tau\}$.
 - Sinon retour à l'étape b) en gardant $\tau_0 = \tau_0$ et en imposant $\Delta\tau = \frac{\Delta\tau}{2}$

Ce processus s'inspire du principe de continuité, car pour des instants suffisamment proches, la solution doit pouvoir se calculer facilement à partir de la précédente. Néanmoins, il peut arriver que le calcul piétine, et que les intervalles $\Delta\tau$ deviennent très petits. Il faut alors reconsidérer les conditions aux limites afin de rendre le problème moins « raide ».

D'autre part, pour que la solution initiale du premiers pas de temps ne soit pas irréaliste, une option est offerte à l'utilisateur qui consiste à initialiser les calculs temporels à partir de la solution trouvée par un premier calcul stationnaire avec des conditions aux limites aux choix. Ce premier calcul stationnaire, que l'on ne choisit pas trop raide, est lui-même effectué à partir d'une solution initiale qui peut être éloignée de la réalité.

Problème stationnaire

C'est la même démarche adoptée dans le cas d'un problème instationnaire, qui est décrit aussi par l'équation III.A.4. Mais dans laquelle les termes 1, 4 et 10 n'apparaissent pas puisque dans le problème stationnaire il n'y a pas la notion $t+\Delta t$. dans ce cas, on part de la solution initiale fixée par l'utilisateur, on effectue 10 itérations avec la méthode du point fixe. S'il y'a convergence on s'arrête sinon on passe à la méthode de Newton pour le nombre d'itérations autorisé.

Si au bout de nombre d'itérations autorisé la convergence n'est pas atteinte, le programme initie une procédure d'incrémentation automatique des efforts extérieurs, basée sur le principe de continuité.

Pour des valeurs croissantes de α comprise entre 0 et 1, le problème est remplacé par :

Trouver φ^α telle que, pour tout $\delta\varphi$ dans D_0^1

- $\varphi^\alpha = \alpha\bar{\varphi} + (1 - \alpha)\varphi^0$ dans D_φ^1
- $\int_\Omega K_r(\varphi^\alpha) K_s \text{grad } \varphi^\alpha \cdot \text{grad } \varphi^\alpha + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi^\alpha) \delta\varphi = \alpha \int_\Omega q\varphi^\alpha + \alpha \int_{\Gamma_q} \bar{q}\delta\varphi + (1 - \alpha) \delta\varphi \int_\Omega K_r(\varphi^0) K_s \text{grad } \varphi^\alpha \text{grad } \delta\varphi + \int_{\Gamma_\lambda} \lambda(\varphi^0) \delta\varphi$ Eq III.A.5

Où φ^0 est la solution initiale donnée par l'utilisateur. Nous constatons que lorsque $\alpha=0$, on retrouve la solution initiale, et lorsque $\alpha=1$, c'est bien la solution du problème d'origine qui est cherchée. L'algorithme de résolution est alors strictement identique au processus décrit pour un problème transitoire, en remplaçant t et $t+\Delta t$ par α et $\alpha + \Delta \alpha$.

2.5. Prise en compte des conditions aux limites

Dans les formulations matricielles précédentes, la dimension des vecteurs était n , soit le nombre de nœuds total du domaine *moins* le nombre de nœuds situés sur la frontière où une condition de Dirichlet est imposée. Cependant, ce nombre peut faire varier d'un pas de temps à l'autre. En effet, la condition de suintement peut faire varier cette frontière. Pour ne pas redéfinir l'assemblage à chaque pas de temps, la méthode de pénalisation a été choisie pour l'introduction des conditions aux limites de type Dirichlet dans NSAT.

2.5.1. Introduction des conditions aux limites de type Dirichlet

La méthode de pénalisation est choisie pour introduire les conditions aux limites aux limites de type Dirichlet. On peut présenter la matrice de résolution en prenant en compte tous les nœuds, et en regroupant les nœuds de condition Dirichlet en bas de vecteur :

$$\begin{bmatrix} K_{nn} & K_{np} \\ K_{pn} & K_{pp} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varphi \\ \bar{\varphi} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_n \\ F_p \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ R \end{Bmatrix}$$

Où R est l'analogie des réactions, vecteur inconnu. Sachant que les matrices $[K_{np}]$ et $[K_{pn}]$ sont identiques avec la méthode du point fixe mais différentes avec la méthode de Newton. La méthode de pénalisation consiste à modifier le système ci-dessous en :

$$\begin{bmatrix} K_{nn} & K_{np} \\ K_{pn} & K_{pp} + \Lambda I_d \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varphi \\ \varphi_p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_n \\ \Lambda \bar{\varphi} \end{Bmatrix}$$

Où $\{\varphi_p\}$ est le vecteur inconnu des valeurs nodales de φ sur Γ_φ , I_d la matrice identifiée et Λ un scalaire choisi comme étant de 5 ordres de grandeur plus grand que l'ordre de grandeur de la moyenne des termes diagonaux de $[K_{nn}]$. La substitution se fait après l'assemblage de la matrice et du vecteur mais avant la résolution.

2.5.2. Traitement de la condition de suintement

La condition aux limites « surface de suintement » nécessite un traitement par itération pour déterminer la partie du contour où de l'eau s'exfiltre (la condition aux limites mathématique est alors de type de Dirichlet) et celle où l'eau ne s'exfiltre pas (la condition aux limites mathématique est alors de type Neuman).

A un instant donné, et à une itération non linéaire donnée, pour un nœud n appartenant à la surface de suintement potentielle, les opérations suivantes sont effectuées :

1. Le nœud n appartient-il à un contour où une charge est imposée ? (Cela peut arriver si les conditions e Dirichlet sont variables dans le temps, comme dans le cas d'une crue).
Si oui, on teste la charge imposée $\bar{\varphi}$:
 - a) Si la valeur imposée est supérieure à la cote du nœud, cette valeur est maintenue et on passe au nœud suivant ;
 - b) Si la valeur imposée est inférieure à la cote du nœud, on annule cette condition, et on effectue les tests suivants, comme pour un nœud qui n'appartenait pas à un contour où une charge est imposée.
2. La charge calculée à la dernière itération pour ce nœud est-elle strictement supérieure à sa cote ?
 - a) Si oui, on impose la charge comme étant égale à la cote, et on passe au nœud suivant ;
 - b) Si non, on passe au test suivant ;
3. La charge calculée à la dernière itération pour ce nœud est-elle strictement inférieure à sa cote ?
 - a) Si oui, on impose une itération non linéaire suivante une condition de flux nul, et on passe au nœud suivant.
 - b) Si non, alors c'est qu'en fait la charge calculée au nœud est égale à sa cote, et on effectue alors les tests suivant portant sur le flux en ce nœud.
4. Le vecteur flux calculé est-il sortant ?
 - a) Si oui, on impose la charge au nœud égale à sa cote, et on passe au nœud suivant ;
 - b) S non, on impose le flux nul en ce nœud, et on passe au nœud suivant.

3. Aspects pratiques

Le pré logiciel est un code de calcul par éléments finis doté d'un processeur intégrant un mailleur 2D et 3D, et un post processeur permettant la visualisation 2D et 3D d'un certain nombre de résultats ou paramètres.

3.1. Préprocesseur

Cette étape permet d'écrire le fichier d'entrée aux calculs en définissant le maillage, le type de calcul, les zones de différentes caractéristiques ainsi que les conditions aux limites. Les types d'éléments peuvent être définis par zones, des éléments de transition étant éventuellement ajoutés. En 2 dimensions, les éléments proposés sont des triangles à 3 ou 6 nœuds, des quadrilatères à 4 ou 8 nœuds. En 3 dimensions, les éléments proposés sont les tétraèdres à 4 ou 8 nœuds, cubes à 4 ou 16 nœuds, et les prismes à section triangulaire ou quadrilatère (dont les surfaces extrémités ne sont pas forcément parallèles entre elles). En 2 dimensions, le découpage des contours de chaque zone est défini par l'utilisateur, puis le principe de remplissage est entré (régulier, linéaire, ... etc.). En 3 dimensions, l'utilisateur peut choisir de définir son maillage à partir de super éléments, ou par extension d'un maillage bidimensionnel. L'extension peut être une translation, rotation ou une combinaison des deux. Une fois le maillage défini, la numérotation des nœuds est optimisée afin de réduire la taille des matrices de calcul.

Les conditions aux limites sont indiquées facilement par désignation des contours sur lesquels elles s'appliquent. Les trois types de conditions aux limites peuvent être entrés, sachant que la condition flux nul s'applique par défaut sur le contour où aucune autre condition n'a été définie. La surface de suintement éventuelle est définie ensuite, sachant qu'elle peut se superposer à une condition de Dirichlet qui prend la priorité.

Une visualisation complète ainsi qu'une vérification sur le maillage est aussi proposée. Cette dernière vérifie en particulier que les éléments ne sont pas trop distordus, et qu'il n'existe pas d'éléments non fermés ni de surface nulle. Dans notre étude sur le tunnel d'Austerlitz, nous avons utilisé des triangles à 3 nœuds.

3.2. Post processeur

Le post processeur permet la visualisation de la charge, des gradients et des vitesses de percolation, des pressions d'eau et teneurs en eau. En 2 dimensions, il permet de tracer aussi le flux sortant d'une partie de contour (pas nécessairement défini comme surface de suintement), et de calculer alors le flux total sortant sur ce contour. En 3 dimensions, il permet soit de visualiser ces données sur les surfaces des contours du domaine, soit de définir des coupes et visualiser les résultats dans ces coupes. Les résultats sont donnés sous formes de lignes iso charges ou iso vitesses, ou de zones colorées entre ces mêmes lignes. Le principal inconvénient est alors que l'utilisateur ne peut choisir les valeurs extrêmes représentées, ni les couleurs associées aux zones (toujours un dégradé de bleus). D'autre part la surface phréatique (limites entre zone saturée et zone non saturée où la pression de l'eau est nulle) qui est dessinée en 2D ne peut pas l'être en 3 D.

Références

Batoz, J., Dhatt, G. 1190. *Modélisation des structures par éléments finis*. Editions Hermès Lavoisier, Vol. 1. 458 p.

Berthier, E. 1999. *Contribution à une modélisation hydrologique à base physique en milieu urbain*. Thèse de doctorat, institut National Polytechnique de Grenoble. 196 p.

Poligot-Pitsch, S. 2002. *Modélisation des échanges entre nappe et rivière. Application au Val d'Avary.* Thèse de doctorat. Université Technologique de Compiègne UTC. 182 p.

Poligot-Pitsch S., Sergent P., Dhatt G. 2003. *Modélisation tridimensionnelle des remontées de nappe et inondations au val d'Avaray,* Revue Européenne des Eléments Finis, 12 (2/3). pp 267-295.

Sergent P., Zhang B., Thiery D. 2006. *Calculation of the water table rising behind the road embankment during an exceptional flood of the Moselle river,* 7th international conference on Hydroinformatics, Nice (France).

ANNEXE II.B

CARACTERISTIQUES DU TRONÇON ETUDIE DE LA LIGNE 7

Le tronçon du tunnel de la ligne 7 étudié contient deux postes d'épuisement : le PEP Louvre et le PEP Hôtel de Ville. Ces PEP accueillent l'eau des infiltrations provenant des stations adjacentes. L'eau d'exhaure du PEP de Louvre provient du tronçon situé entre les stations : Châtelet, Pont neuf, Palais Royal et Pyramides.

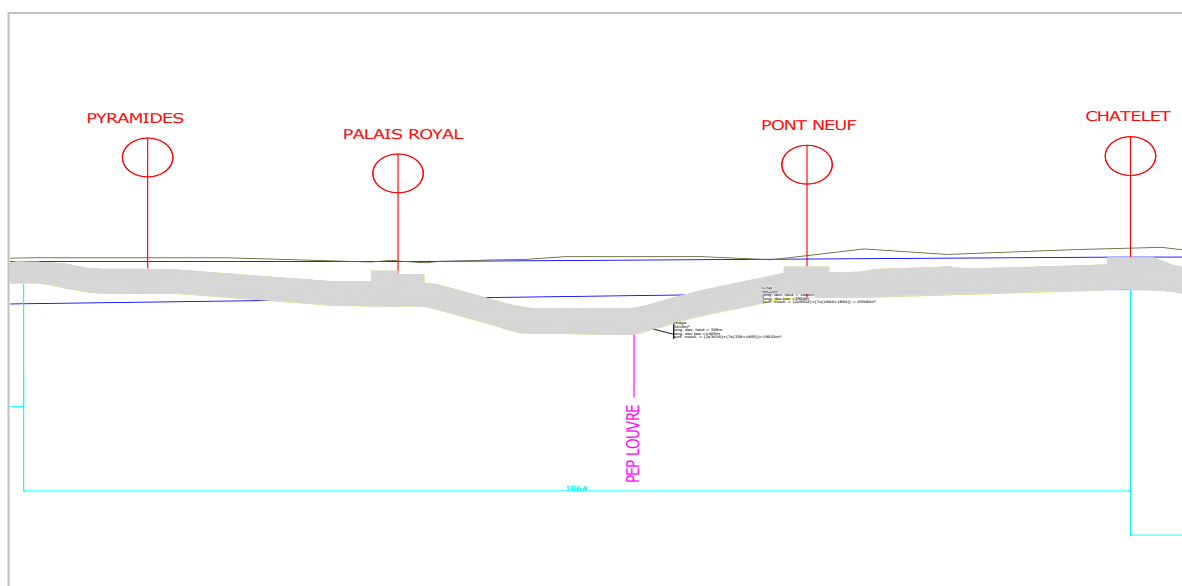


Figure III.B.1. Profil en long du bief PEP Louvre.

L'eau d'exhaure du PEP d'Hôtel de ville provient du tronçon entre les stations : châtelet à Pont Marie.

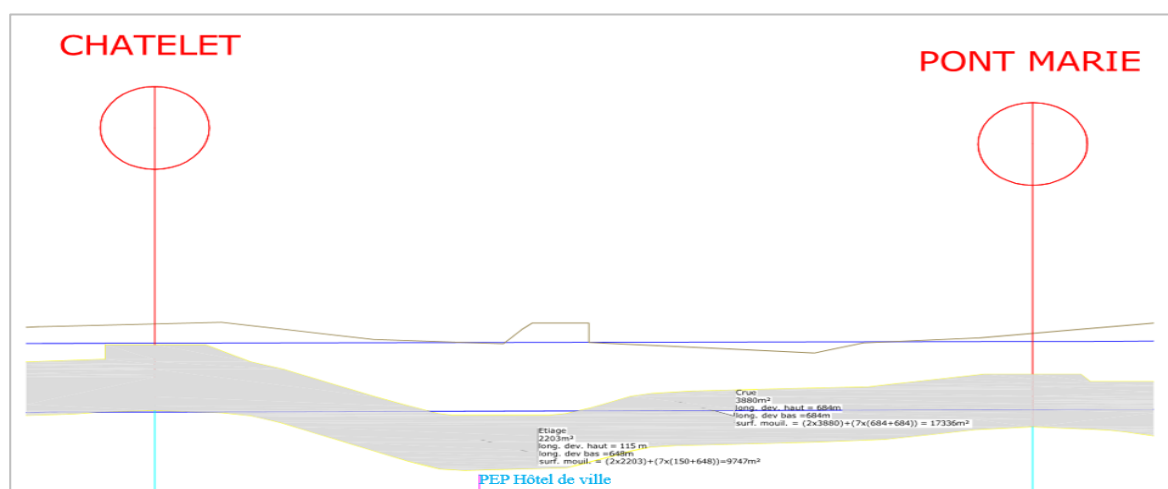


Figure III.B.2. Profil en long du bief PEP Hôtel de Ville.



Figure III.B.3. Accumulation des eaux d'exhaure au PEP de Louvre. Avril 2013



Figure III.B.4. Accumulation des eaux d'exhaure au PEP d'Hôtel de ville. Septembre 2013

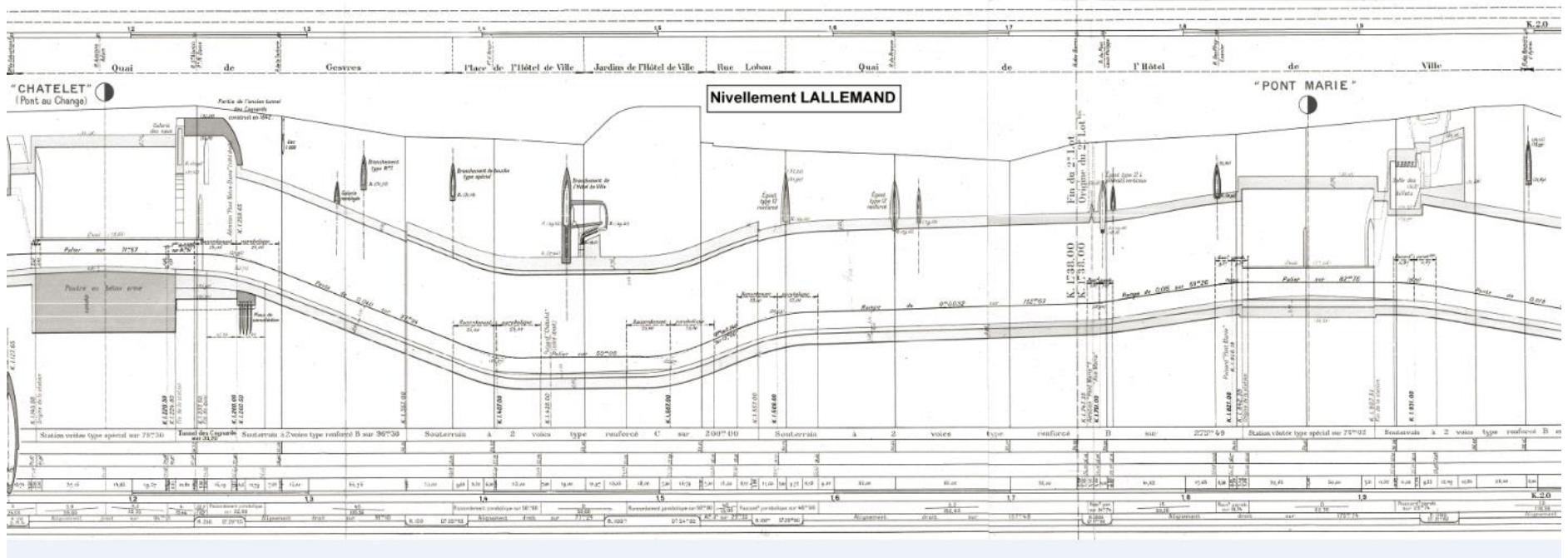


Figure III.B.5. Profil du tronçon de bief du PEP de Louvre entre la station châtelet à Pont Marie.

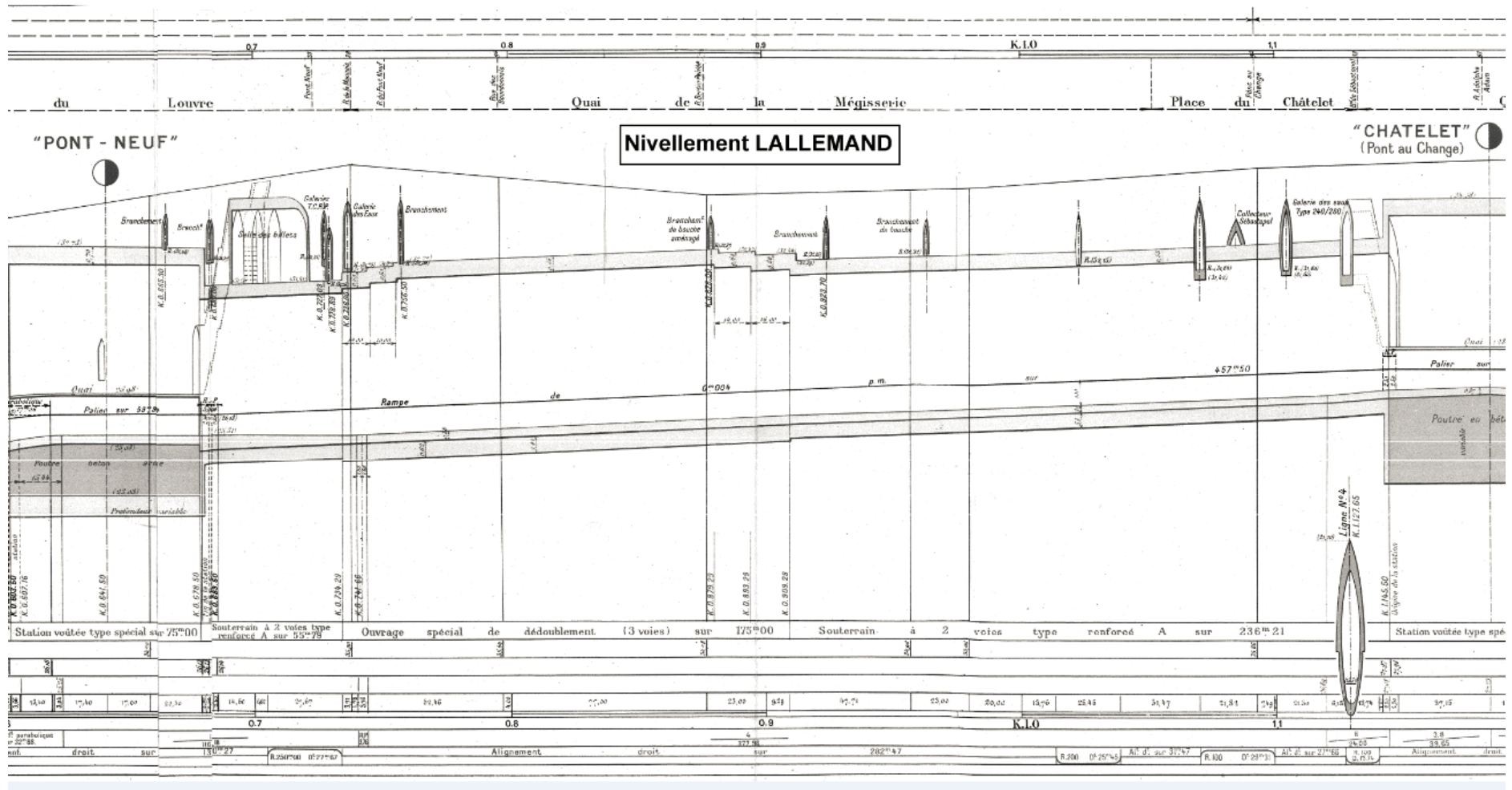


Figure III.B.6. Profil du tronçon du tunnel entre la station châtelet à Pont Neuf.

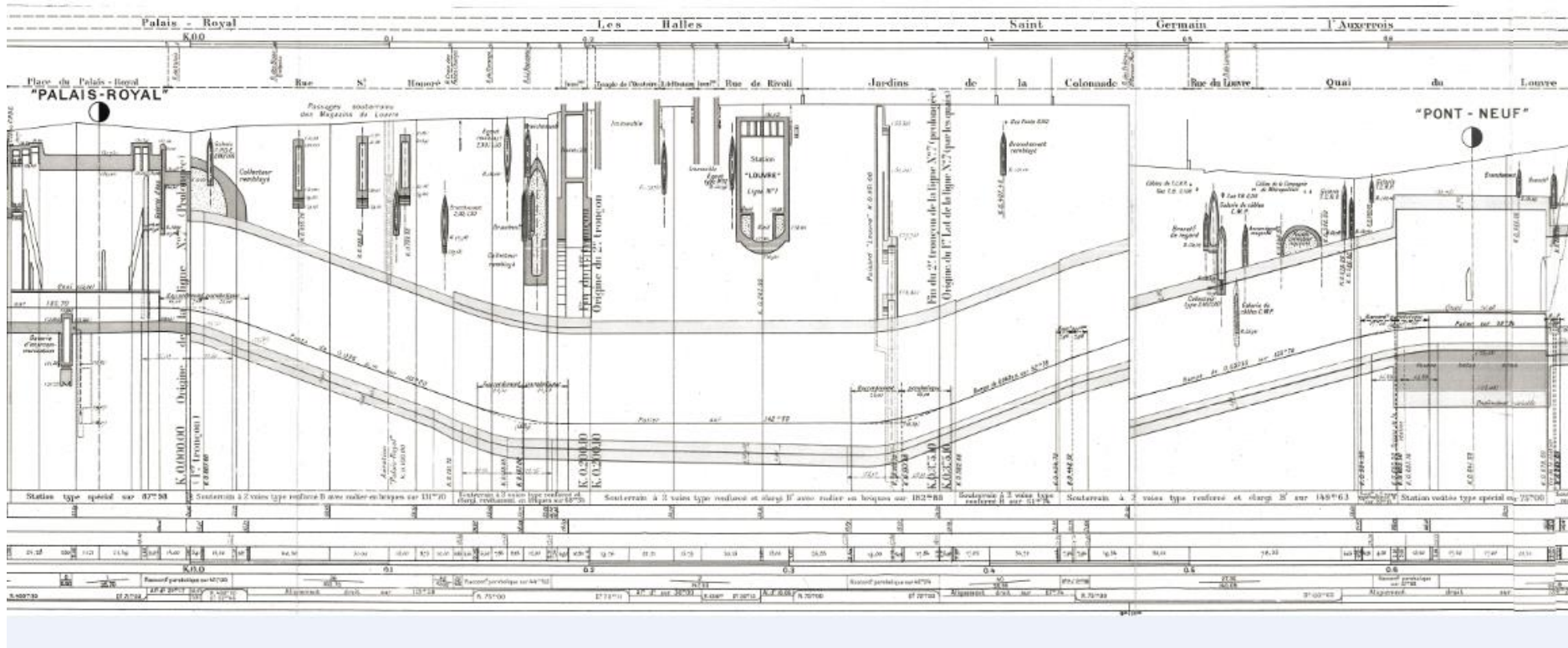


Figure III.B.7. Profil du tronçon du tunnel entre la station Pont neuf et Palais Royal.

ANNEXE III. A

DOCUMENTS NECESSAIRES POUR LA MODELISATION DU RESEAU DE METRO

Les données nécessaires pour la modélisation sont fournies par la RATP au format papier, et numérique. La liste des données fournies est récapitulée dans le tableau suivant :

1	Plan AutoCAD du réseau – géoréférencé et détaillé (sauf la ligne 14)
2	Les profils en long de tout le réseau
3	Caractéristiques des puisards (PEP)
4	Fiches sur la description des émergences du réseau RATP
5	Catalogue des différents types de souterrain du métro
6	Catalogue des coupes types des stations et tunnels du métro
8	Catalogue des sections des tunnels
9	Catalogue des sections des stations
10	Fiches de repérage des ouvrages sur ligne
11	Plan détaillé des stations
12	Section de passage des émergences
13	Omnigraphes et sections de certaines stations « spéciales »

Tableau IY.A.1. Liste des données fournies pour la modélisation du réseau RATP

1. Sections des tunnels et stations

Les coupes types sont fournies au format papier et AutoCAD. Un catalogue numérique des sections type est mis en place au format Excel.

Nous avons simplifié cette étape en choisissant au maximum 2 sections types pour les tunnels de 1 à 3 sections types pour les stations. En effet, dans notre cas, la forme exacte des tunnels et stations est négligeable au regard du volume de stockage total. Cette simplification est d'autant plus justifiée pour les stations que ces dernières ne représentent a priori qu'environ 10% du linéaire total (estimation d'après l'exemple de la ligne 1 où les stations représentent environ 12 % du linéaire total : 21 stations de 100 m linéaire en moyenne pour un linéaire total de plus de 17 000 mètres).

Toutefois, certaines stations et tunnels seront considérés de type « spécial » et étudiés au cas par cas.

Les sections type retenues sont les suivantes :

- Tunnel
 - a) Type 2 voies en voûte.
 - b) Type 1 voie en voûte.
 - c) Type spécial.
- Station
 - a) Type courant.
 - b) Type plancher métallique.

c) Types « spécial »

Ligne	Station de type « spécial »	Ligne	Station de type « spécial »
L1	Porte Maillot	L9	Bonne nouvelle
L3	Pont de Levallois	L9	Strasbourg Saint Denis
L5	Gare de l'Est	L9	République
L8	Balard	L11	Châtelet
L8	La Motte Piquet	L12	Porte de Versailles
L8	invalides	L12	Volontaires
L8	Concorde	L12	Saint Georges
L8	Grands Boulevards	L13	Saint Denis Porte de Paris
L8	Bonne nouvelle	L13	Liège
L8	Strasbourg Saint Denis	L13	Invalides
L8	République	L13	Varenne
L9	Grands Boulevards	L13	Porte de Clichy

2. Connexions entre tunnels aux niveaux des stations

Des liens ont été établis entre les différentes lignes au niveau des stations en respectant la longueur des cheminements et leur cote radier (=cote du quai en question). Une géométrie type a été retenue. Par contre, la topographie exacte des cheminements (premier escalier qui descend, puis couloir droit, virage à gauche, escalier qui monte etc.) n'a pas été représentée.

3. Plan du réseau

Le plan du réseau devra permettre de repérer les tunnels, stations, couloirs de correspondance, arrivée d'émergence, portes étanches, PEP... Pour chaque tunnel et couloirs, nous avons précisé le type de section (type de souterrain) sur le plan. Cette étape est nettement simplifiée si l'option des coupes types est retenue. Le système de coordonnées utilisé dans notre étude est bien précisé.

4. Profil en long

Les données sur les profils ainsi que la délimitation exacte des stations sont précisées. La légende pour chaque profil précise le système de référence (Lallemand ou autre) et l'indication du type. Toutes les données sur les profils clarifient les indications de longueurs, altitudes et pentes.

Des tronçons sont alors définis suivant :

- Les changements de section type.
- Les changements notables de pente.

D'autres données sont disponibles et concernent les revêtements (parois et radier) afin de bien définir la rugosité.

5. Rugosités

Pour les parois, nous avons suggéré d'attribuer une valeur de rugosité homogène sur tout le réseau. La rugosité des tronçons présentant des escaliers a été estimée en fonction de la hauteur des marches. Dans cette optique, nous proposons deux types de rugosité : pour les escaliers « classiques » et pour les escaliers mécaniques. Une rugosité particulière est également attribuée aux tunnels (présence de ballast et de rails). Les rugosités sont estimées à partir de la bibliographie.

6. Caractéristiques des PEP

Chaque PEP est caractérisé par sa courbe caractéristique de pompage, par son fonctionnement et sa position dans le réseau. Toutes ces données ont été fournies par la RATP.

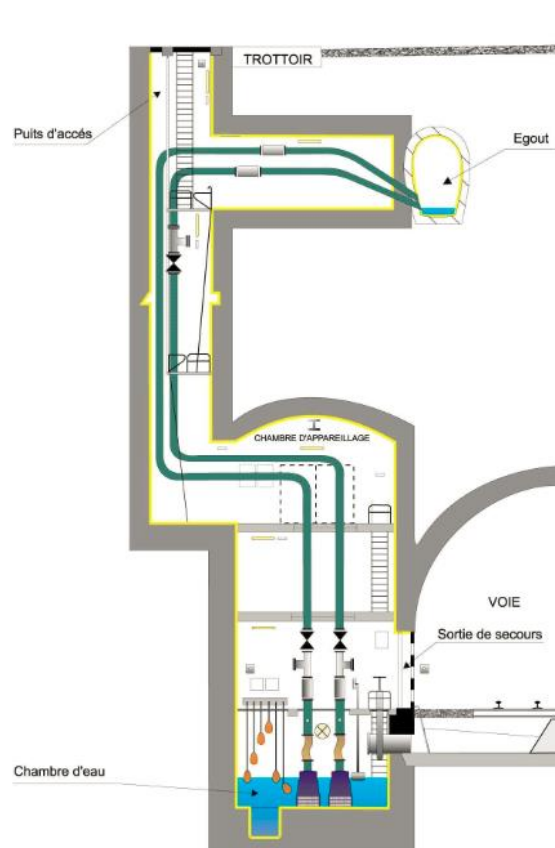


Figure III. A.1. Schéma d'un PEP du réseau RATP.

7. Emergences

Les émergences sont identifiées et caractérisées à l'aide des documents fournis qui donnent une indication sur l'altitude de l'émergence et le niveau d'eau de la crue de 1910. Ainsi, des informations sur les dimensions des différents ouvrages (dimensions exactes ou section de passage) et des précisions concernant le raccordement avec les tunnels.

Une fois que le débit d'entrée dans chaque émergence est déterminé (Partie II), nous avons effectué une autre simplification qui s'agit à entrer directement ce débit dans le tunnel ou la station correspondant en fonction de la hauteur d'eau définie autour de l'émergence, et cela sans modéliser le cheminement intermédiaire.

8. Données sur les inondations du réseau

Nous avons collectionné toute donnée (étude, relevés, observations, photos, ...) sur des inondations passées du réseau. Nous avons considéré le rapport de Hétier rédigé en 1910 comme référence sur les données de la crue de 1910. Ce rapport est peu précis mais reste très utile.

9. Système de référence utilisé

Le système de référence utilisé pour la modélisation est le système IGN69 Paris. Les correspondances avec les différents systèmes utilisés dans les données fournies sont précisées ci-dessous :

LALLEMAND		BOURDALOUE
- 0.33 m	IGN69 Paris	+ 0.28 m

ANNEXE III. B

LOGICIEL MIKE URBAN MU

1. Introduction

Les équations de Saint Venant pour un écoulement bidimensionnel en milieu peu profond peuvent s'écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{qr}{h} \right) = gh \left(-\frac{\partial z_b}{\partial x} - S_{f,x} \right) \\ \frac{\partial r}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{qr}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{r^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \right) = gh \left(-\frac{\partial z_b}{\partial y} - S_{f,y} \right) \end{cases}$$

Où h représente la hauteur d'eau, q le débit unitaire dans la direction Ox , r le débit unitaire dans la direction Oy , g l'accélération gravitationnelle, z_b la cote du fond, $S_{f,x}$ et $S_{f,y}$ représentent la pente de frottement dans la direction Ox et Oy . t est la coordonnée de temps et x et y les coordonnées horizontales d'espace

Ces équations n'admettent pas des solutions analytiques (sauf pour certains cas simples en faisant appel à des hypothèses simplificatrices). La résolution de ces équations s'effectue par la méthode numérique. Il existe aujourd'hui plusieurs outils de modélisation des écoulements, chacun faisant appel à des méthodes de résolutions différentes.

Plusieurs critères rentrent dans le choix de l'outil de modélisation en fonction des objectifs visés tels que, le besoin en main d'œuvre pour créer le modèle, la vitesse de calcul, la précision des résultats souhaitée, les besoins en données d'entrée, la robustesse des méthodes numériques employées, etc.

Le logiciel Mike Urban développé par Danish Hydraulic Institute (DHI) propose la modélisation (1D, 2D) des écoulements. Il est aujourd'hui largement employé pour la simulation des écoulements en zone urbaine. Ce logiciel permet également la modélisation d'un grand nombre de phénomènes (qualité d'eau, transport de sédiment, infiltration, ...etc) en complément de la résolution des équations de Barré de Saint Venant.

Le logiciel résout les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement :

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\rho hb)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho hbV)}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial(\rho hbV)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta' \rho hbV^2)}{\partial x} &= -\frac{\partial \left(\frac{1}{2} \rho g b h^2 \right)}{\partial x} - \rho g b h \frac{\partial z_b}{\partial x} \end{aligned}$$

Où ρ représente la masse volumique, b la largeur au miroir, V la vitesse de l'écoulement, β' le coefficient de répartition de la vitesse. Ces équations sont établies sur la base des hypothèses suivantes :

1. La masse volumique de l'eau est constante (l'eau est considérée comme un fluide homogène et incompressible),
2. La pente du fond est faible,
3. L'accélération verticale peut être négligée,
4. L'écoulement est en régime fluvial.

Les équations précédentes sont divisées par la masse volumique ; un terme d'apport latéral dans la première équation et un terme de frottement dans la deuxième équation est aussi ajouté :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\beta' \frac{Q^2}{S} \right)}{\partial x} = -gS \frac{\partial z}{\partial x} - g \frac{Q|Q|}{C^2 S R_h}$$

Où S représente la section en travers de l'écoulement, Q le débit, q_l le débit d'apport latéral, z la cote de la surface libre, C le coefficient de Chézy et R_h le rayon hydraulique.

Mike Urban est un code de calcul rapide et précis, à usage commercial. Pour la méthodologie de calcul et les caractéristiques des méthodes numériques employées et des équations résolues. Le lecteur pourra consulter le site de Mike Urban : <http://mikebydhi.com/Products/WaterResources.aspx>

2. Discrétisation de l'équation de continuité

Les termes de l'équation de conservation de la masse sont discrétisés de la manière suivante

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{Q_{i+1}^{n+1} + Q_{i+1}^n}{2} - \frac{Q_{i-1}^{n+1} + Q_{i-1}^n}{2}}{\Delta 2x_i}$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} \approx b \frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{A_{0,i} + A_{0,i+1}}{\Delta 2x_j} \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t}$$

Où Q_i^n et Qh_i^n représentent respectivement le débit et la hauteur d'eau au point de calcul i et au pas de temps n , $\Delta 2x_i$ représente la distance entre deux points de calcul successifs pour le débit ($i-1$ et $i+1$) ou pour la hauteur d'eau (i et $i+2$), Δt le pas de temps de discrétisation et $A_{0,i}$ la surface en plan entre les points de calcul $i-1$ et i .

3. Discrétisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement

Les termes de l'équation de conservation de la quantité de mouvement sont discrétisés de la manière suivante :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_{i+1}^n}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial \left(\beta' \frac{Q^2}{S} \right)}{\partial x} \approx \frac{\left[\beta' \frac{Q^2}{S} \right]_{i+2}^{n+1/2} - \left[\frac{Q^2}{\beta'} \right]_i^{n+1/2}}{\Delta 2x_i}$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} \approx \frac{\frac{z_{i+2}^{n+1} + z_{i+2}^n}{2} - \frac{z_i^{n+1} + z_i^n}{2}}{\Delta 2x_i}$$

Les points de calcul i et $i+2$ sont des points de calcul de la profondeur d'eau. Le débit d'écoulement est calculé de la manière suivante (θ est fixée par défaut à 1) :

$$Q^2 = \theta Q_{i+1}^{n+1} Q_{i+1}^n - (1 - \theta) Q_{i+1}^n Q_{i+1}^n$$

Références

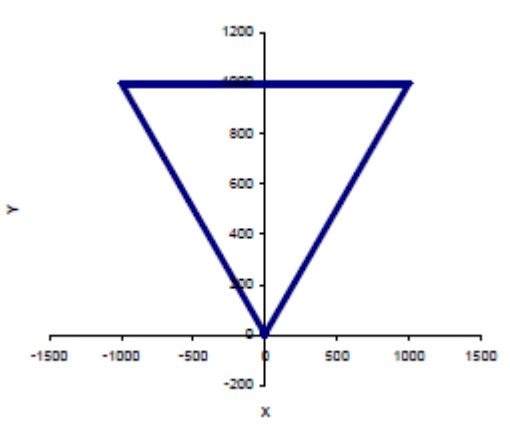
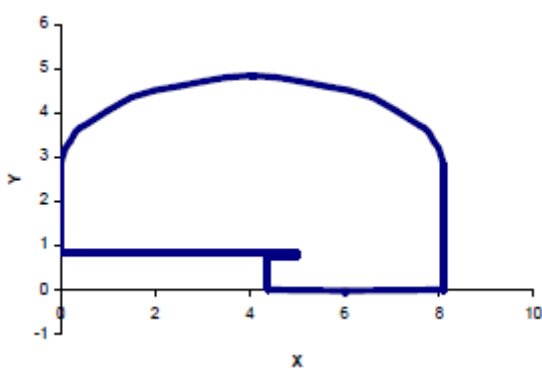
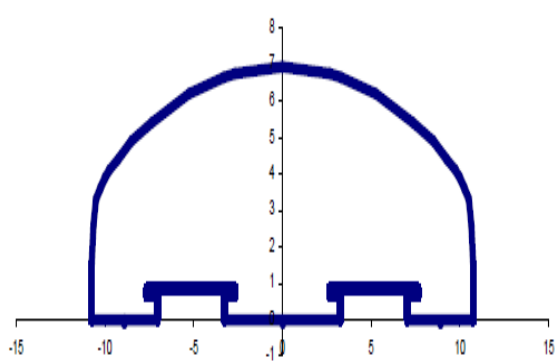
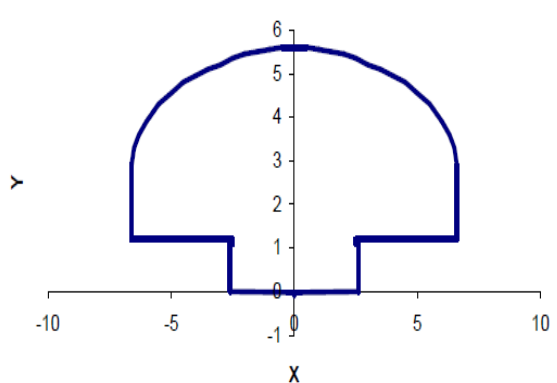
Buchheit, P. 2013. *Des outils techniques en appui à la décision publique.* Mémoire de thèse professionnelle pour le Mastère spécialisé PAPDD. 87 p.

DHI. 2004 *Mike Flood 1D, 2D Modelling. User Manuel.*

Finaud Guyot, P . 2009 *Modélisation macroscopique des inondations fluviales et urbaines- Prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur-lit mineur.* Thèse de doctorat à l'université de Montpellier II. 217 p.

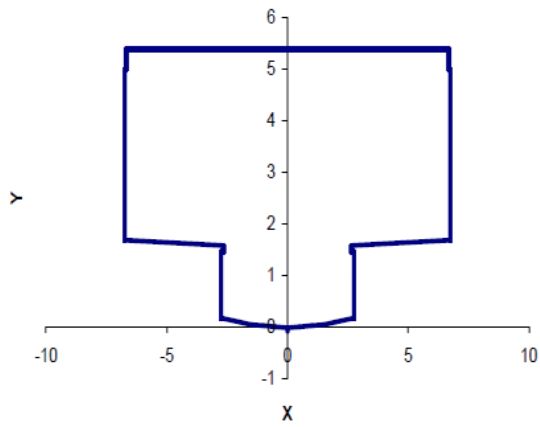
ANNEXE III. C

SECTIONS TYPES ET PROFILS CRS

<p>Nom de la CRS : Station_Ciel_ouvert_courant</p> <p>Description : Station 2 voies centrales à ciel ouvert</p> 	<p>Nom de la CRS : Station_1V</p> <p>Description : Station 1 voie quai latéral</p> 
<p>Nom de la CRS : Station_4voies</p> <p>Description : Station 2 voies centrales et 2 voies latérales</p> 	<p>Nom de la CRS : Station_Courant</p> <p>Description : Station voûtée à 2 voies</p> 

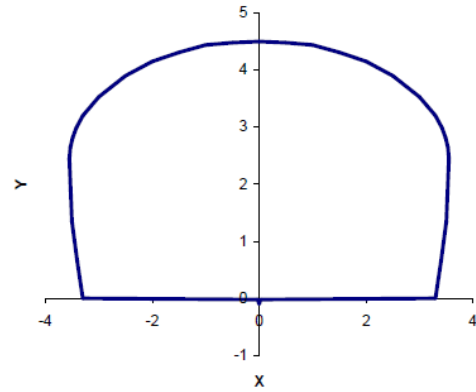
Nom de la CRS: Station Plancher Métallique

Description: Station 2 voies centrales à ciel ouvert



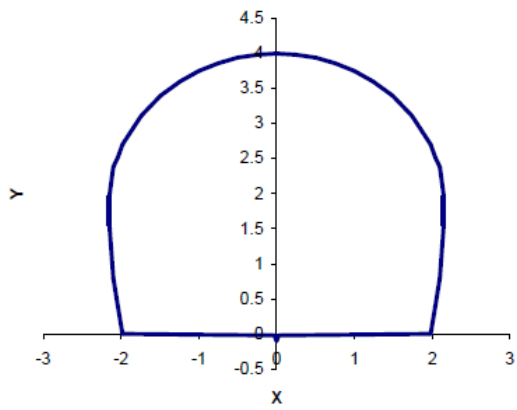
Nom de la CRS: Tunnel_2voiesVoute

Description : Tunnel voûté 2 voies



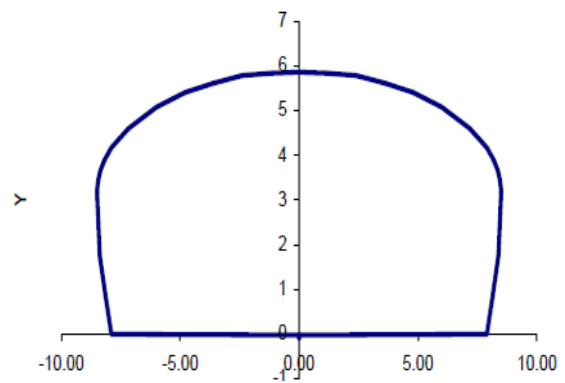
Nom de la CRS : Tunnel_1voieVoute

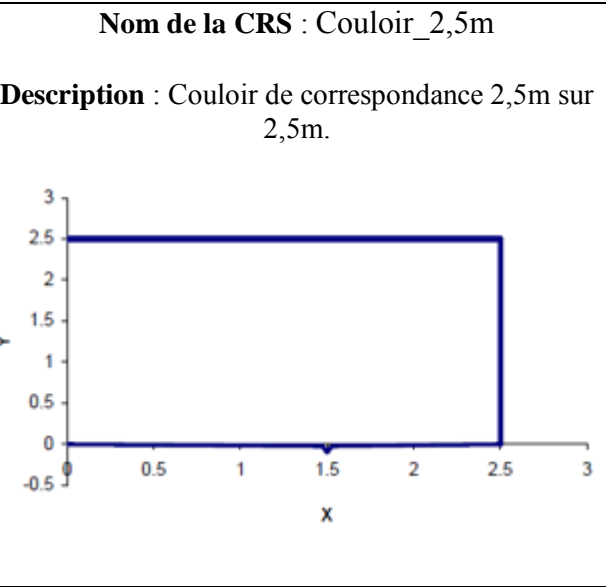
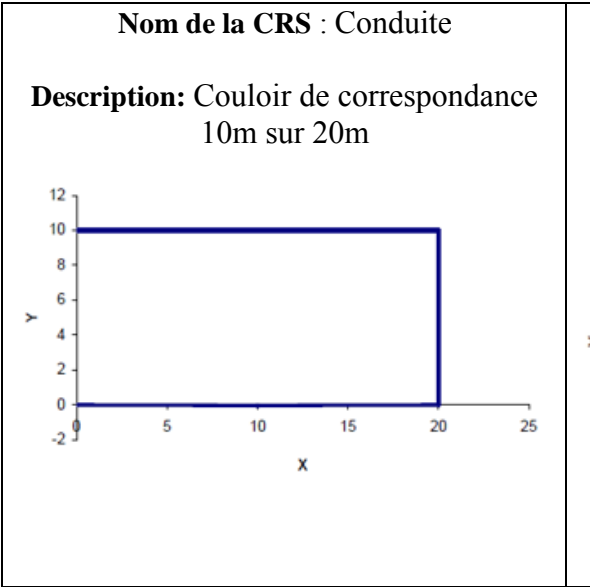
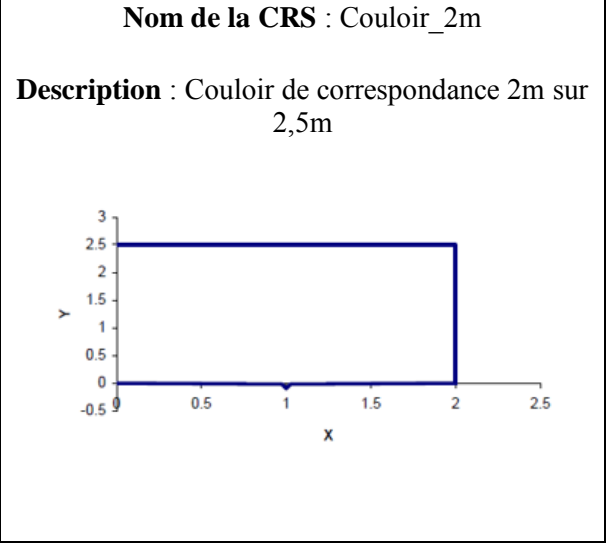
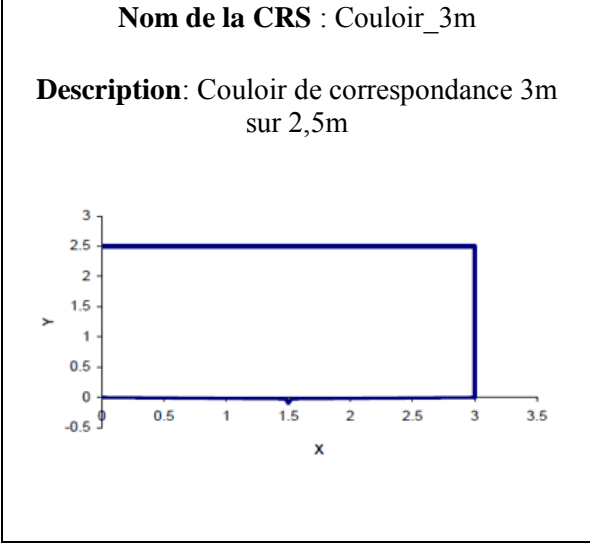
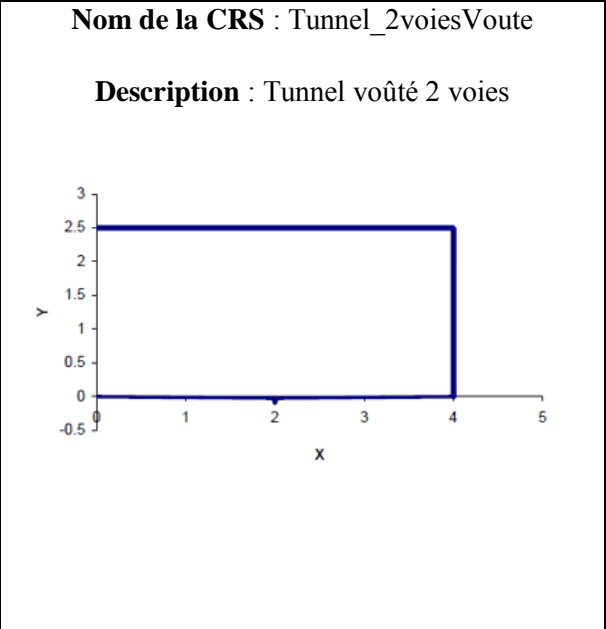
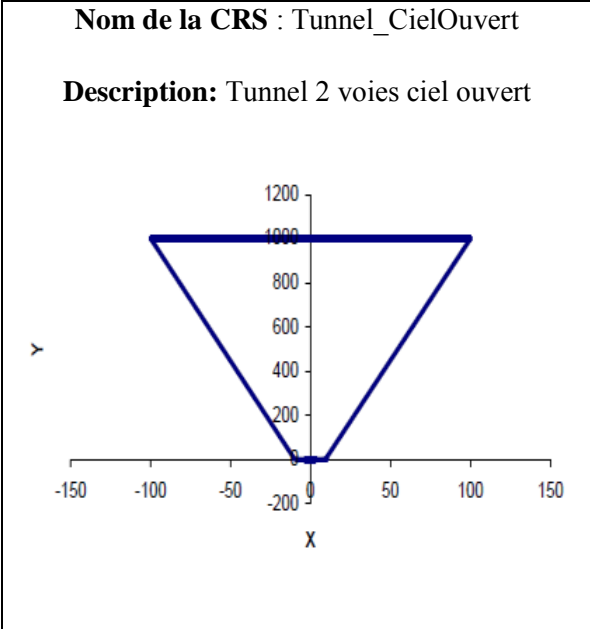
Description : Tunnel voûté 1 voie



Nom de la CRS : Tunnel_4voiesVoute

Description : Tunnel voûté 4 voies





ANNEXE III.D

DESCRIPTION DETAILLEE DE TRONÇON DE LA LIGNE 3 MODELISEE

Nomenclature utilisée :

- NOEUDS

a. Station (2 nœuds minimum par station) : **Lx_Sy_NomStation**

b. Tunnel : **Lx_Ty_NomStation1_NomStation2**

x : n° de la ligne

y : n° du nœud (exemple, **L3_S3_Parmentier** pour le 3ème nœud “station”, ce nœud concernant la station Parmentier, ou **L3_T1_Parmentier_Republique** pour le 1er nœud “tunnel”, ce nœud étant situé entre les stations Parmentier et République)

- TUNNELS

a. Station : **Lx_S_NomStation**

b. Tunnel : **Lx_T_NomStation1_NomStation2_y**

x : n° de la ligne

y : n° du tunnel (si plusieurs tronçons entre deux stations) ; exemple, **L3_T_Parmentier_Republique_2** pour 2ème tronçon situé entre les stations Parmentier et République

METHODE UTILISEE POUR LES LONGUEURS DES TUNNELS ET STATIONS

a. Station : longueur issue de « Analyse du type de stations et voies.xls »

b. Tunnel : longueur issue des profils et/ou « Analyse du type de stations et voies.xls » moins le diamètre du ou des nœuds considéré (14 m pour un nœud « station », 7.1 m pour un nœud « tunnel »)

Station	Type d'ouvrage	ID MU	Longueur ouvrage	Type	Niveau Bourdalou	Niveau Radier IGN 69	Diamètre nœud	Longueur MU	Ground Level
	Nœud	L3_T20_PontLevallois_terminus		2V	20.7	20.42	7.1		24.92
	Tunnel	L3_T_PontLevallois_terminus_2	calculé par MU	2V					4.5
	Nœud	L3_T19_PontLevallois_terminus		C	20.7	20.42	14		26.02
	Tunnel	L3_T_PontLevallois_terminus_1bis	calculé par MU	1V					4
	Tunnel	3_T_PontLevallois_terminus_1	calculé par MU	2V					4.5
	Nœud	L3_S46_PontLevallois		1V	20.7	20.42	4.3		24.42
	Nœud	L3_S44_PontLevallois		C	20.7	20.42	14		26.02
Pont de Levallois	Station voutée type spécial	L3_S_PontLevallois_1V	105	1V					
Pont de Levallois	Station voutée type spécial	L3_S_PontLevallois_C	105	C					
	Nœud	L3_S45_PontLevallois		1V	20.7	20.42	4.3		24.42
	Nœud	L3_S43_PontLevallois		C	20.7	20.42	14		26.02
	Tunnel	L3_T AnatoleFrance_PontLevallois_2bis	37	1V				32.7	4
	Tunnel	L3_T AnatoleFrance_PontLevallois_2	37	2V				23	4.5
	Nœud	L3_T18 AnatoleFrance_PontLevallois		C	20.7	20.42	14		26.02
	Tunnel	L3_T AnatoleFrance_PontLevallois_1	456.94	2V				428.94	
	Nœud	L3_S42 AnatoleFrance		C	22.91	22.63	14		28.23
Anatole France	Station voutée type spécial - simplifié	L3_S_AnatoleFrance	154.9	C			0		5.6
	Nœud	L3_S41 AnatoleFrance		C	22.91	22.63	14		28.23
	Tunnel	L3_T LouiseMichel- AnatoleFrance	378.44	2V				350.44	4.5
	Nœud	L3_S40 LouiseMichel		C	23.11	22.83	14		28.43
Louise Michel	Station voutée de 12,20 m	L3_S_LouiseMichel	105	C			0		5.6
	Nœud	L3_S39 LouiseMichel		C	23.11	22.83	14		28.43
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_4	102.48	2V				88.48	
	Nœud	L3_T17 Champerret_LouiseMichel		2V	21.37	21.09	7.1		25.59
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_3	104.48	2V				89.28	
	Nœud	L3_T16 Champerret_LouiseMichel		2V	21.37	21.09	7.1		25.59
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_2g	146.05	1V				146.05	4
	Tunnel	L3_T Champerret_boucle	Calculé par MU	2V					4.5
	Nœud	L3_T15 Champerret_LouiseMichel		2V	26.27	25.99	7.1		30.49
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_1g	97.65	2V				76.55	4.5
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_2d	170.15	1V				170.15	4
	Nœud	L3_T14 Champerret_LouiseMichel		2V	26.27	25.99	7.1		30.49
	Tunnel	L3_T Champerret_LouiseMichel_1d	51.66	2V				30.56	4.5
	Nœud	L3_S38 Champerret_1		C	26.27	25.99	14		31.59
	Nœud	L3_S36 Champerret_1		C	26.27	25.99	14		31.59
Pte de Champerret	Station voutée type spécial-simplifié	L3_S_Champerret_2	75	C				75	
Pte de Champerret	Station voutée type spécial-simplifié	L3_S_Champerret_1	75	C				75	
	Nœud	L3_S37 Champerret		C	26.27	25.99	14		31.59
	Nœud	L3_S35 Champerret		C	26.27	25.99	14		31.59
	Tunnel	L3_T_Pereire_Champerret_6bis	31.3	2V				17.3	

	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 6	31.3	2V				17.3	
	Nœud	L3 T13 Pereire Champerret		2V	26.27	25.99	7.1		30.49
	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 5	97.86	2V				90.76	
	Nœud	L3 T12 Pereire Champerret		2V	28.67	28.39	7.1		32.89
	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 4	43	2V				28.8	
	Nœud	L3 T11 Pereire Champerret		2V	28.67	28.39	7.1		32.89
	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 3	110.11	2V				110.11	
	Nœud	L3 T10 Pereire Champerret		2V	23.27	22.99	7.1		27.49
	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 2	81.06	2V				66.86	
	Nœud	L3 T9 Pereire Champerret		2V	23.27	22.99	7.1		27.49
	Tunnel	L3 T Pereire Champerret 1	46.92	2V				32.92	
	Nœud	L3 S34 Pereire		C	24.67	24.39	14		29.99
Pereire	Station voutée type courant	L3 S Pereire	75	C				75	
	Nœud	L3 S33 Pereire		C	24.67	24.39	14		29.99
	Tunnel	L3 T Wagram Pereire	276.8	2V				248.8	
	Nœud	L3 S32 Wagram		C	32.63	32.35	14		37.95
Wagram	Station voutée type courant	L3 S Wagram	75	C					
	Nœud	L3 S31 Wagram		C	32.63	32.35	14		27.95
	Tunnel	L3 T Malesherbes Wagram	354.7	2V				326.7	
	Nœud	L3 S30 Malesherbes		C	37.07	36.78	14		42.38
Malesherbes	Station voutée type courant	L3 S Malesherbes	75	C				75	
	Nœud	L3 S29 Malesherbes		C	37.07	36.78	14		42.38
	Tunnel	L3 T Villiers Malesherbes 3	200.96	2V				179.86	
	Nœud	L3 T8 Villiers Malesherbes		2V	33.26	32.98	7.1		37.48
	Tunnel	L3 T Villiers Malesherbes 2g	146.97	1V				146.97	
	Tunnel	L3 T Villiers Malesherbes 2d	136.62	1V				136.62	
	Tunnel	L3 T Villiers boucle 3	278	2V				270.9	
	Nœud	L3 T Villiers boucle bis		2V	33.86	33.58	7.1		38.08
	Tunnel	L3 T Villiers boucle 2	278	2V				270.9	
	Nœud	L3 T Villiers boucle		2V	33.58	33.3	7.1		37.8
	Tunnel	L3 T Villiers boucle 1	222.38	2V				222.38	
	Nœud	L3 T7 Villiers Malesherbes		2V	35.87	35.59	7.1		40.09
	Tunnel	L3 T Villiers Malesherbes 1	74.29	2V				53.19	
	Nœud	L3 S28 Villiers		C	39.06	38.78	14		44.38
Villiers	Station voutée type spécial-simplifié	L3 S Villiers	75	C				75	
	Nœud	L3 S27 Villiers		C	39.09	38.78	14		44.38
	Tunnel	L3 T Europe Villiers	561.77	2V				533.77	
	Nœud	L3 S26 Europe		C	35.46	35.18	14		40.78
Europe	Station voutée type courant	L3 S Europe	75	C				75	
	Nœud	L3 S25 Europe		C	35.46	35.18	14		40.78
	Tunnel	L3 T St Lazare Europe	347.4	2V				319.3	
	Nœud	L3 S24 St Lazare		C	25.58	25.3	14		30.9
St Lazare	Station à plancher métallique	L3 S St Lazare	75	PM				75	
	Nœud	L3 S23 St Lazare		PM	25.58	25.3	14		30.9
	Tunnel	L3 T Havre Caumartin St Lazare	275.32	2V				247.32	

	Nœud	L3_S22_ Havre Caumartin		C	26.18	25.9	14		31.5
Havre Caumartin	Station voutée type courant	L3_S_ Havre Caumartin	75	C				75	
	Nœud	L3_S21_ Havre Caumartin	0.75	C	26.18	25.9	14		31.5
	Tunnel	L3_T_ Opéra_ Havre Caumartin	258.29	2V				230.29	4.5
	Nœud	L3_S20_ Opéra	5.25	C	29.73	29.45	14		35.5
Opéra	Station voutée type courant	L3_S_ Opéra	75	C				75	
	Nœud	L3_S19_ Opéra		C	29.73	29.45	14		35.5
	Tunnel	L3_T_4 Septembre_ Opéra_2	187.72	2V				173.72	
	Nœud	L3_T6_4 Septembre_ Opéra		2V	28.14	27.86	7.1		32.36
	Tunnel	L3_T_4 Septembre_ Opéra_1	170.39	2V				149.29	
	Nœud	L3_S18_4 Septembre		C	28.14	27.86	14		33.46
4 Septembre	Station à plancher métallique	L3_S_4 Septembre	75	C				75	
	Nœud	L3_S17_4 Septembre		C	28.14	27.86	14		33.46
	Tunnel	L3_T_ Bourse_4 Septembre	287.09	2V				259.09	
	Nœud	L3_S16_ Bourse		C	28.73	28.45	14		34.05
Bourse	Station voutée type courant	L3_S_ Bourse	75	C				75	
	Nœud	L3_S15_ Bourse		C	28.73	28.45	14		34.05
	Tunnel	L3_T_ Sentier_ Bourse	312.54	2V				284.54	
	Nœud	L3_S14_ Sentier		C	29.63	29.35	14		34.95
Sentier	Station voutée type courant	L3_S_ Sentier	75	C				75	
	Nœud	L3_S13_ Sentier		C	29.63	29.35	14		34.95
	Tunnel	L3_T_ Reaumur_ Sentier_2	250.93	2V				236.93	
	Nœud	L3_T4_ Reaumur_ Sentier		2V	24.28	24	7.1		28.5
	Tunnel	L3_T_ Reaumur_ Sentier_1	64.55	2V				43.45	
	Nœud	L3_S12_ Reaumur		C	24.28	24	14		29.6
Reaumur Sébastopol	Station voutée type courant	L3_S_ Reaumur	75	C				75	
	Nœud	L3_S11_ Reaumur		C	24.28	24	14		29.6
	Tunnel	L3_T_ Arts et Métiers_ Reaumur_2	140.95	2V				119.85	
	Nœud	L3_T4_ Arts et Métiers_ Reaumur		2V	24.28	24	7.1		28.5
	Tunnel	L3_T_ Arts et Métiers_ Reaumur_1	145.52	2V				131.52	
	Nœud	L3_S10_ Arts et Métiers		C	27.4	27.12	14		32.72
Arts et Métiers	Station voutée type courant	L3_S_ Arts et Métiers	75	C				75	
	Nœud	L3_S9_ Arts et Métiers		C	27.4	27.12	14		32.72
	Tunnel	L3_T_ Templ_ Arts et Métiers	273.12	2V				245.12	
	Nœud	L3_S8_ Temple		C	27.4	27.12	14		32.72
Temple	Station voutée type courant	L3_S_ Temple	75	C				75	
	Nœud	L3_S7_ Temple		C	27.4	7.12	14		32.72
	Tunnel	L3_T_ République_ Temple	233.17	2V				205.17	
	Nœud	L3_S6_ République		C	23.52	23.24	14		28.84
République	Station voutée type courant	L3_S_ République	75	C				75	

	Nœud	L3_S5_ République		2V	23.52	23.24	14		
	Tunnel	L3_T_Parmentier_ République_4	66.96	2V				45.86	
	Nœud	L3_T3_Parmentier_ République		2V	23.52	23.24	7.1		27.74
	Tunnel	L3_T_Parmentier_ République_3	71.16	2V				64.06	
	Nœud	L3_T2_Parmentier_ République		2V	23.52	23.24	7.1		27.74
	Tunnel	L3_T_Parmentier_ République_2	188.67	2V				18.157	
	Nœud	L3_T1_Parmentier_ République		2V	17.32	17.04	7.1		21.54
	Tunnel	L3_T_Parmentier_ République_1	328.3	2V				314.3	
	Nœud	L3_S4_ Parmentier		C	28.88	28.6	14		34.2
Parmentier	Station voutée renforcée	L3_S_Parmentier	75	C			0		5,6
	Nœud	L3_S3_ Parmentier		C	28.88	28.6	14		34.2
	Tunnel	L3_T_ Saint Maur_ Parmentier	342.13	2V				314.13	
	Nœud	L3_S2_ Saint Maur		C	39.16	38.88	14		44.48
Saint Maur	Station voutée type courant	L3_S_Saint Maur	75	C			0	75	
	Nœud	L3_S1_ Saint Maur		C	39.16	38.88	14		44.48

L3 - 1

L3_S4_Parmentier

L3_S_Parmentier

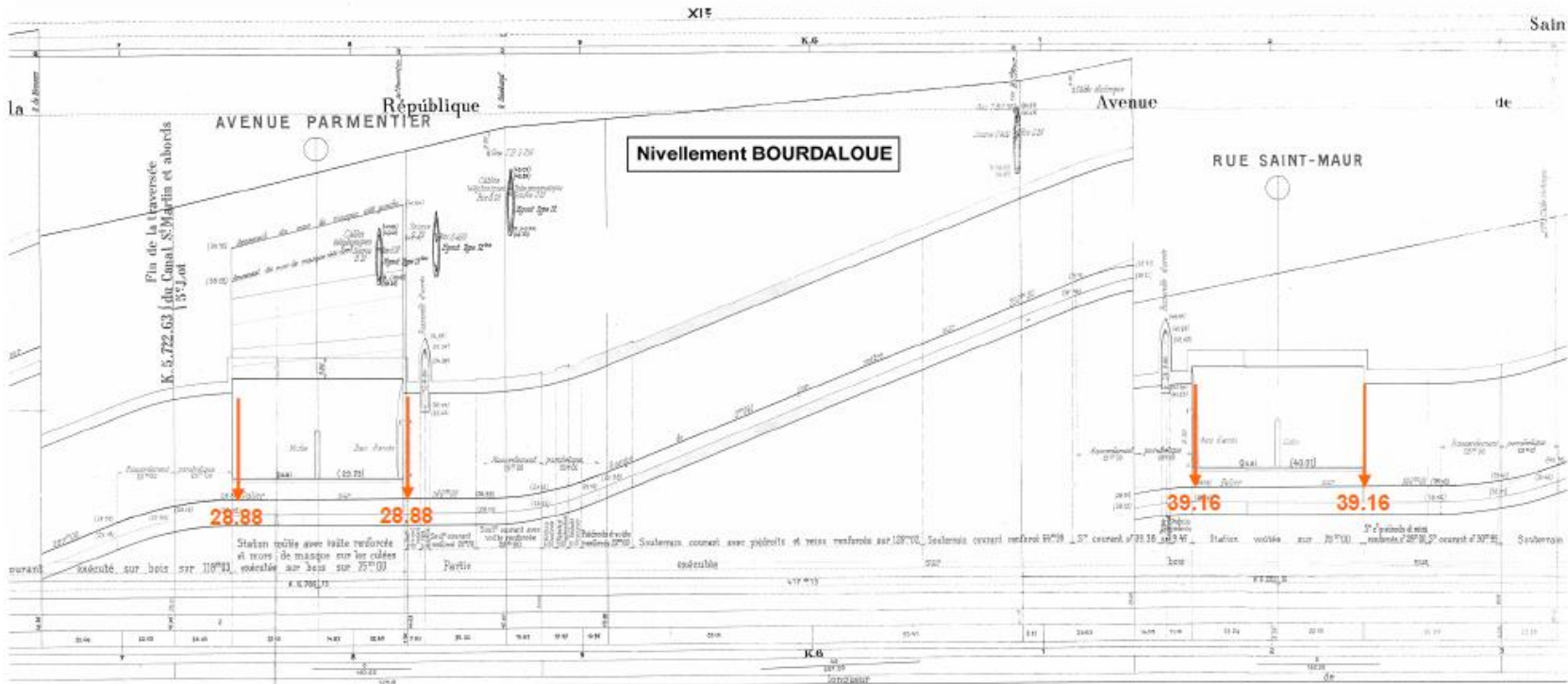
L3_S3_Parmentier

L3_T_StMaur_Parmentier

L3_S2_StMaur

L3_S_StMaur

L3_S1_StMaur



R 28.6

R 28.6

$$342.13 - 14 - 14 = 314.13$$

R 38.88

R 38.88

L3 - 2

L3_S5_Republique

L3_S_Republique

L3_S5_Republique

L3_T_Parmentier_Republique_3

L3_T3_Parmentier_Republique

L3_T_Parmentier_Republique_3

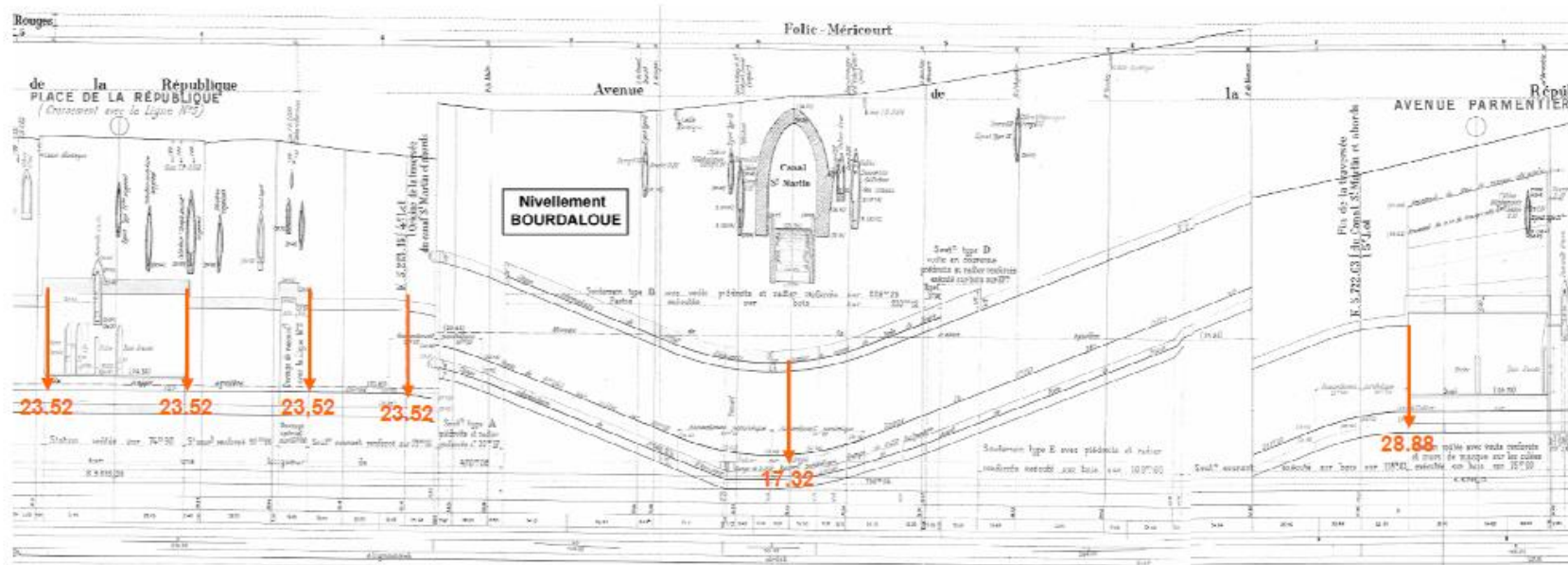
L3_T2_Parmentier_Republique

L3_T_Parmentier_Republique_2

L3_T1_Parmentier_Republique

L3_T_Parmentier_Republique_1

L3_S4_Parmentier



$$66,96 - 14 - 7,1 = 45,86$$

$$71,16 - 7,1 = 64,06$$

$$188,67 - 7,1 = 181,57$$

$$255,55 - 14 = 241,55$$

R 23.24

R 23.24

R 23.24

R 17.04

R 28.6

ANNEXE III. E

Dispositifs de protection du réseau RATP contre les inondations

Pour limiter le risque d'inondation et protéger ses équipements présents dans ses espaces inondables, la RATP a recensé 477 entrées d'eau potentielles qui sont les accès au métro, les grilles de ventilations, les accès techniques, les accès des parkings et les accès aux grands magasins, etc. Un plan a été élaboré qui permet d'édifier des barrages de protection autour de chaque émergence en fonction de la hauteur d'eau et de la possibilité d'obturation hermétique. La régie s'est ainsi dotée de systèmes de protection amovibles en aluminium à usage de batardeaux afin de protéger les portes et couloirs de correspondance. La RATP a prévu d'adapter son dispositif de protection à la hauteur de crue attendue sous 24 h. Cinq phases d'édifications ont été déterminées, de la phase 0 jusqu'à la phase 4. Chaque phase correspond à une évolution de hauteur de crue de 50 cm correspondant à environ 24h. Les quatre dernières phases sont présentées dans la figure suivante.

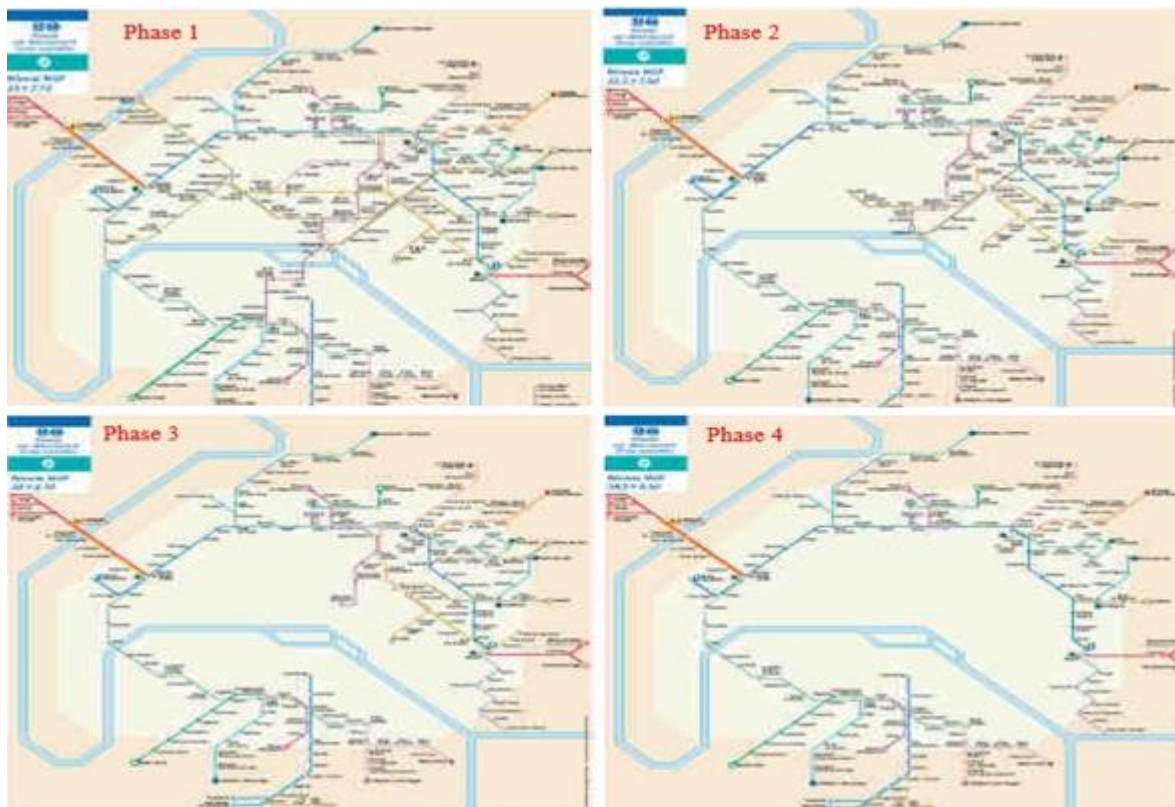


Figure III.E.1. Les ouvrages protégés du réseau selon les phases.

Les 477 protections seraient montées en cinq jours. Ces protections, les palettes de parpaings et les engins de chantier adaptés sont stockés. Ils sont regroupés géographiquement en sept secteurs.

Pour chaque point impacté par la crue de la Seine, des zones d'ouvrages sont mises en place. Ces zones d'ouvrages ont besoin de matériels (matériaux, équipements, etc.) pour protéger les installations de la RATP. Ces matériels se trouvent à proximité des zones d'ouvrage dans des zones de stockage. Nous avons sept zones de stockage (temporaire). Ces zones de stockage sont alimentées par des entrepôts d'entreprises situés à proximité de Paris.

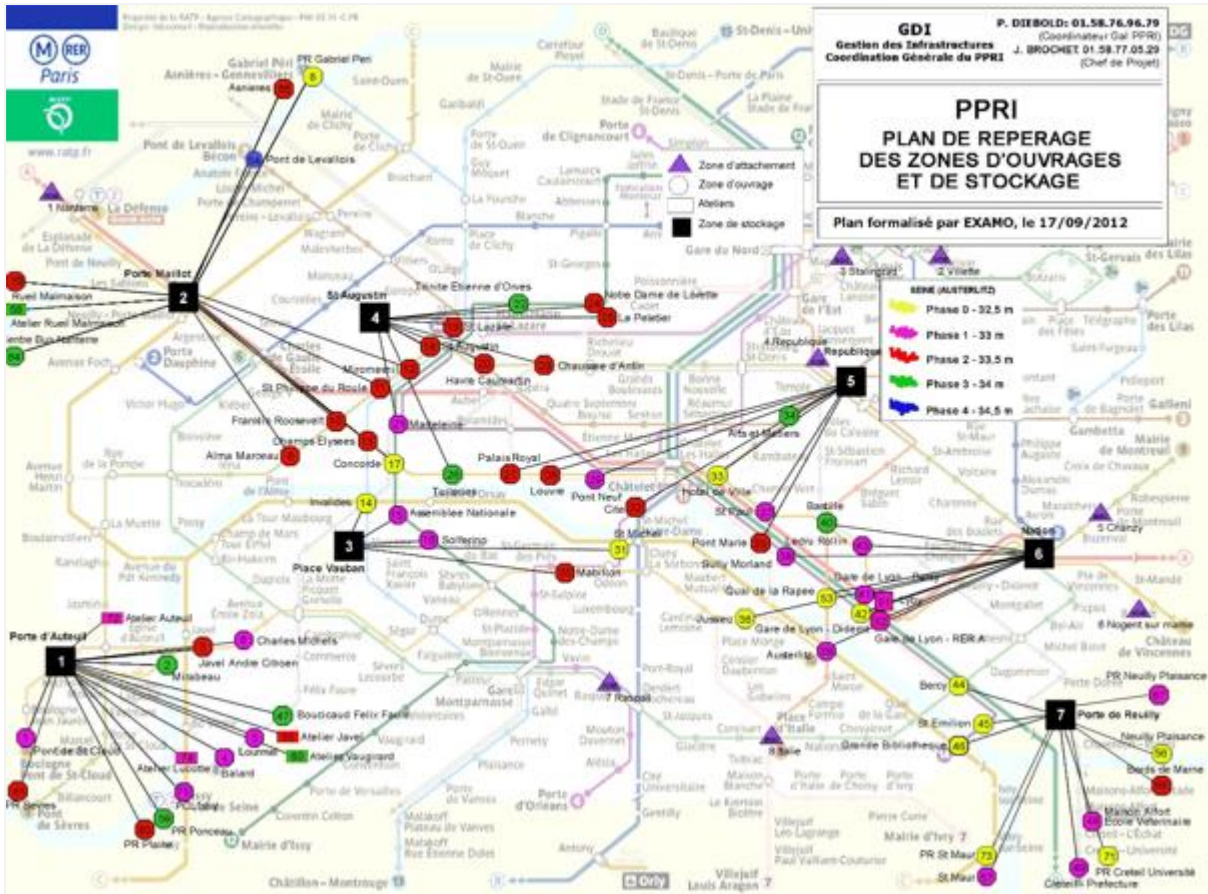


Figure III.E.2. Plan des secteurs et des zones d'ouvrages.

Ainsi, des plans de situation des ouvrages à protéger sont mis en place pour chaque zone d'ouvrage. Elles se composent de plans de situation globale des ouvrages à protéger, et des plans de situation par phase de PPRI.

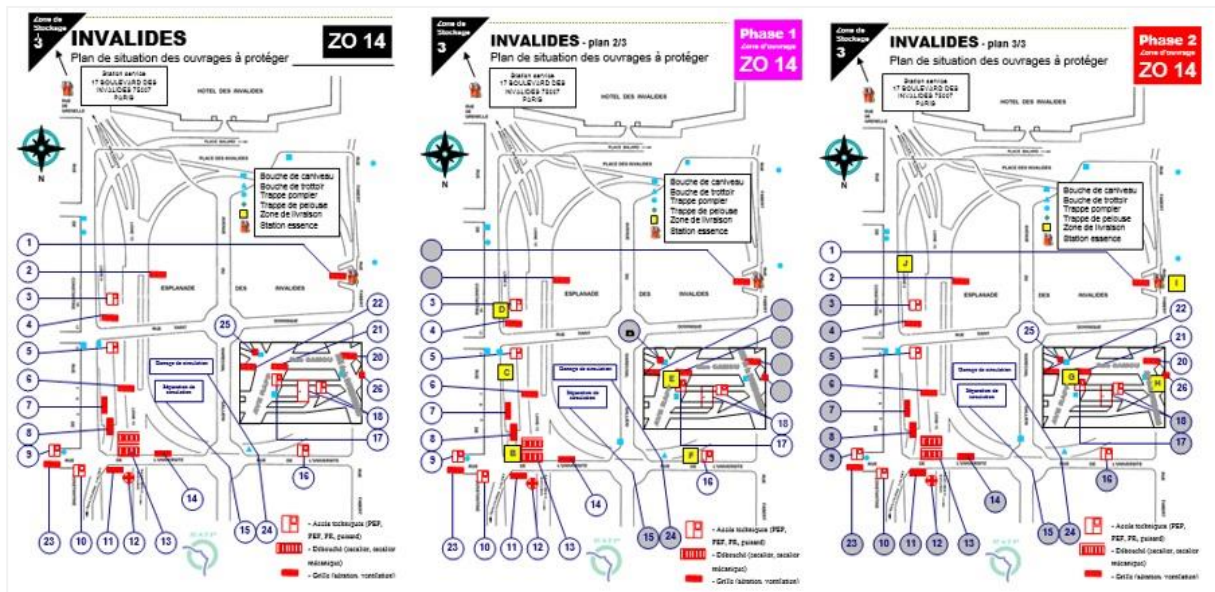


Figure III.E.3. Plan de situation par phase (Ph 1 et Ph2) de PPRI de la station Invalides.

Pour chaque émergence à protéger, une série de construction de protection est mise en place. Cette série de construction indiquent : la situation de l'ouvrage avec la zone de stockage et la zone d'ouvrage concernées ; la phase concernée ; le type d'ouvrage concerné ; la hauteur d'eau en 1910 ; la hauteur de la protection ; les matériaux et leurs quantités nécessaires pour la construction de la protection ; les moyens en personnel nécessaires et le temps prévisionnel de construction et le plan de construction.

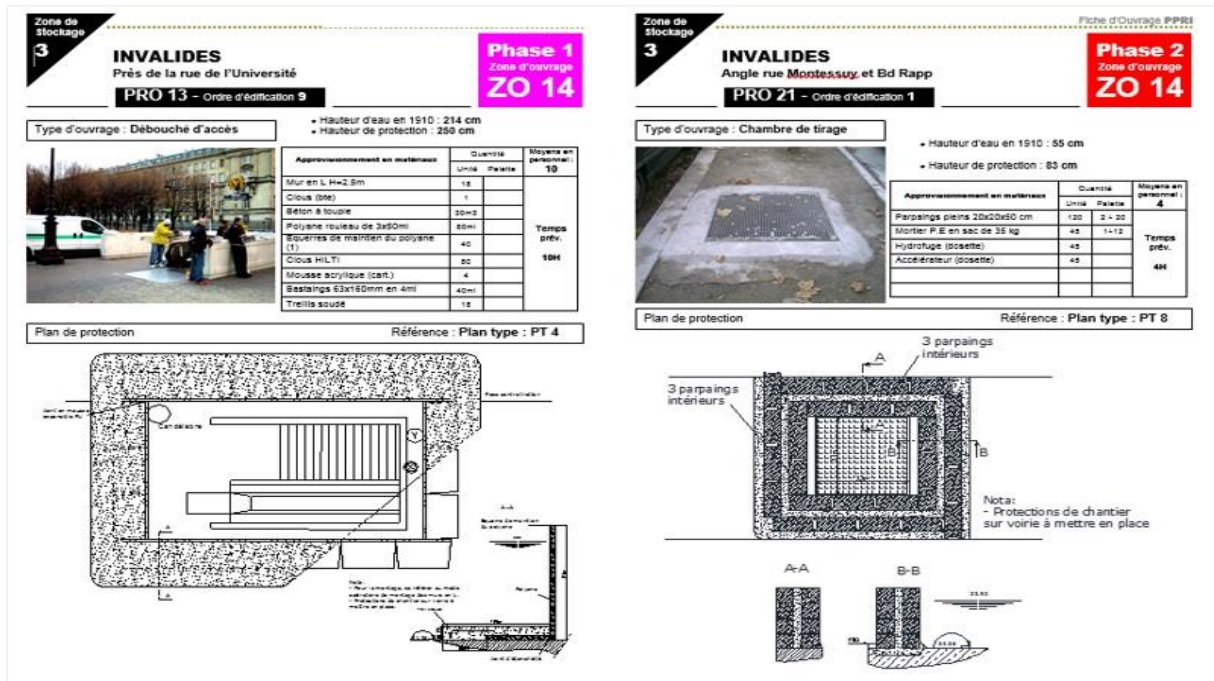


Figure 1. Série de construction de protection pour le PPRI d'un débouché d'accès et d'une trappe de chambre de tirage de la station Invalide.

Les moyens en hommes, en matériaux et en matériels, sont prévus, ainsi que les temps de montage et d'approvisionnement, Un plan de mobilisation de 1 350 personnels de maintenance chargés pour le montage des protections de type est élaboré. La RATP organise des sessions annuelles d'information sur les rôles et les responsabilités des personnes qui seraient mobilisées et propose des formations de montage de protections et de maçonnerie.



Figure III.E.5. Essai de montage de protection de protection sur une entrée d'eau.

Protéger le réseau contre les inondations est devenue une priorité. Est-ce à dire que les dispositifs de protection sont efficaces et sous contrôle ? Existe-t-il d'autre type de protection ? Que peut-on tirer par cette étude ?

Le service PPRI constate que le maintien des mesures de protections et de défenses actuelles rend le réseau insubmersible Nous présentons ce que la RATP ferait pour protéger son réseau.

Sachant que les dispositifs de protection proposée par la Régie n'ont pas pour le moment subis une crue réelle. Cependant le système de protection est qualifié grâce aux essais de simulations.

L'objectif de la RATP est de protéger son réseau en cas d'une crue majeure. Afin de mettre son réseau hors d'eau la régie a établi un plan de protection opérationnel en fonction des exercices de simulation qui permettent de mettre en exergue les lacunes sur l'efficacité de dispositif de protection de son réseau. Ce plan a été inspiré du retour d'expérience des inondations de métro de Prague et de New York.

Notre travail ne permet pas d'évaluer l'efficacité ou la résilience de protection proposé par la Régie, ni de rejeter ou d'évaluer les dispositifs qui semblent coûteux, mal adaptés ou dangereux. Par contre il peut permettre de mieux cerner les critères de choix de dispositifs afin d'améliorer la protection du réseau. Sachant qu'il existe des rapports établis par la RATP étudient les dispositions techniques à adopter au niveau des ouvrages de protection par rapport aux caractéristiques de la crue. Ces études ont permis de sélectionner systèmes de protections les plus pérennes, les plus résistants et les plus étanches

En effet, le Plan de Protection contre le Risque Inondations de la RATP vise à rendre le réseau RATP complètement étanche en cas de montée des eaux de la Seine jusqu'au niveau de crue de 1910 conformément au Règlement du PPRI de la Préfecture de Paris. Pour cela, la RATP prévoit la protection contre le débordement des eaux en surface et contre l'augmentation des débits d'infiltrations.

➤ **Protection contre le débordement des eaux en surface**

Pour les installations existantes, le PPRI prévoit le cloisonnement de l'ensemble des entrées d'eau, situées dans les zones inondables définies dans les Plans de Prévention des Risques Inondations du département de Paris et des départements d'Ile de France. Des protections amovibles sont prévues et dimensionnées en fonction des hauteurs d'eau définies dans les cartes d'aléas du précédent document.

- Protection maçonnée

Il s'agit d'ériger des murs de parpaings autour des différents débouchés d'accès situés en zones inondables et de monter du matériel de fermetures en adéquation à chaque ouvrage pour une durée de cinq jours. Les interfaces entre la protection et le sol ou la stabilité de la protection par rapport à l'écoulement sont particulièrement étudiées de façon à limiter au maximum le passage de l'eau. Il s'agit principalement des systèmes de protection par batardeaux ou bien de trappes et portes étanches.



Figure III.E.6. Murs de parpaing autour des émergences.

Sachant que la construction des murs de parpaings autour des bouches de métro ait été jugée par la RATP comme solution très efficace en termes de rentabilité économique, moins onéreuse et facile à mettre en œuvre, elle aurait un grand impacte pour l'obstruction de la pénétration de l'eau dans le réseau.

A contrario, ce type de protection n'est pas très efficace en termes d'étanchéité. Le parpaing et les joints de mortier ne sont pas parfaitement étanches et possèdent un débit d'infiltration (valeur mesurée : 44.5 L/h/m² pour 1m d'eau). De plus cette technologie nécessite énormément de matériaux, matériels et ressources en personnel.

- Des blocs polystyrènes à la place des parpaings

Un nouveau bloc de parpaing fabriqué avec le polystyrène isolé sous forme de béton peut être préconisé pour remplacer la protection maçonnée proposé par la RATP. Ce système économique lance une protection révolutionnaire avec sa robustesse, sa résistance à l'infiltration (utilisé pour la construction des piscines aériennes), son étanchéité performante et son installation rapide.



Figure III.E.7. Blocs polystyrènes testés.

- Protection type batardeaux

Ce type de protection est constitué de glissières d'extrémités et poteaux intermédiaires verticaux fixés sur des platines scellées dans un massif béton ferrillé. Des batardeaux aluminium, aussi appelés poutres ou lisses, sont ensuite montés horizontalement et leur joint compressé afin d'assurer l'étanchéité. Ce type de système peut être totalement démonté, laissant ainsi l'accès libre aux piétons.



Figure III.E.8. Protections types batardeaux.

Les poutres horizontales sont en aluminium de façon à limiter le poids de chaque élément devant être manipulées. Les poteaux et glissières sont en acier. Ces systèmes sont équipés d'un joint inférieur (jonction batardeau / sol) spécifique plus épais permettant d'épouser les aspérités du sol de l'ordre de 20 mm. Les joints entre batardeaux sont généralement en EPDM (éthylène

propylène diène monomère) du même type que les joints de vitres de voiture, résistant très bien aux rayonnements ultraviolet et ayant une durée de vie estimée de 20 ans.

La régie possède des batardeaux dimensionnés et fabriqués par rapport à la hauteur de crue et aux efforts induits par la charge d'eau.

L'inconvénient majeur de ce type de protection réside dans la nécessité de disposer de personnel d'édification mobilisable et disponible au moment des annonces de crues. Hors période de crue, lorsque la barrière est démontée, il faut également disposer de suffisamment de place sur site pour pouvoir y stocker tous les éléments démontables constitutifs de la ligne de protection.

➤ **Protection contre l'augmentation des débits d'infiltrations**

La RATP, qui fait face quotidiennement aux infiltrations provenant des sous-sols, a dimensionné ses équipements pour pouvoir faire face aux débits d'eaux supplémentaires provenant d'infiltrations générées par une montée des nappes phréatiques jusqu'aux hauteurs d'eau atteintes lors de la crue de 1910. Les drains de voies sont prévus pour collecter les eaux d'infiltrations jusqu'aux Postes d'Epuisement. Les Postes d'Epuisement sont dimensionnés pour pouvoir rejeter ces eaux d'infiltrations. L'alimentation électrique de ces PEP est sécurisée.

Des moyens de pompage de secours autonomes sont prévus pour suppléer l'éventuelle défaillance d'un PEP.

➤ **Autre types de protections**

A noter toutefois, que d'autres protections pourraient être éventuellement préconisées comme un 2^{ème} niveau de protection. En effet afin d'optimiser les temps de montage et les besoins en personnel nous présentons certains dispositifs étudiés par la MTA après l'inondation du réseau de métro de New York et nous évaluons son application sur le réseau RATP.

- Systemes d'obturateur gonflables

Il est à noter qu'un batardeau de grande hauteur ou une protection maçonnée apportent un nouveau risque pour protégé le réseau. En cas de rupture de la protection - en raison d'un défaut de conception ou de mise en œuvre - la vague qui s'ensuivrait serait dangereuse et l'écoulement serait agressif. Le système obturateur gonflable peut être rajouté comme deuxième protection en cas de rupture de protection maçonnée ou batardeaux.



Figure III.E.9. Protection par obturateur gonflable.

Cet ouvrage pourrait être rajouté aux dispositifs de protection juste à l'entrée de la station formant des « bouchons » pour entraver aussi le flot important d'eau de pluie de rentrer dans une station de métro et se répandre dans le réseau.

Des tests de simulation effectués par le Department of Homeland Security (DHS) ont montré l'efficacité et la simplicité de ce type récent de protection donc on peut réduire très fortement le nombre de personnes nécessaires tout comme le temps nécessaire à la protection.

Néanmoins, en aucun cas ce dispositif peut remplacer la protection maçonnée ou batardeaux puisque son installation nécessite l'enneigement à l'amont du dispositif. Ce qui est très pénalisant en raison de la configuration des espaces voyageurs et des nombreux et coûteux équipements sensibles (escaliers mécaniques, guichets et automates de vente, affichages en temps réel, télésurveillance...).

- Surélévation des grilles de ventilation

Une surélévation des grilles de ventilation par rapport au sol peut être proposée afin d'obstruer l'écoulement de faible profondeur de pénétrer dans le réseau.

Une proposition inspirée d'une étude effectuée par la MTA. A titre indicatif, lors d'un orage survenu le 8 Août 2007, la ville de New York a reçu 9 cm d'eau en 2h. Malgré les pompes d'épuisement du réseau, l'eau, ruisselant dans les rues et entrant sur le réseau par les grilles d'aération menaçait d'atteindre le rail traction (625V) risquant de générer des incendies. La MAT a alors préventivement coupé l'alimentation électrique sur 19 segments d'alimentation interrompant l'exploitation de la majeure partie du réseau affectant ainsi les déplacements de plus de 2 millions de personnes. Lorsque l'eau a enfin pu être pompée, il a fallu évacuer plus de 7 tonnes de déchets et réparer ou remplacer tous les équipements sensibles. Suite à cet événement, la MAT a fait surélever plusieurs grilles de ventilations et des débouchés d'accès situés sur la voirie. La ville de New York a lancé un concours de design auprès de cabinets d'architecture pour concevoir de nouvelles grilles de ventilation s'inscrivant dans le paysage comme du mobilier urbain.



Figure III.E.10. Surélévation des grilles de ventilations dans le réseau de métro de New York.

Ce type de protection présente le grand avantage d'être pérenne et de ne pas nécessiter d'intervention pour leur mise en place. Malheureusement, ces équipements ne sont prévus que pour se prémunir des écoulements d'eau en voirie générés par un orage ponctuel et possèdent donc une faible hauteur de protection. Ce qui n'est pas le cas pour d'une crue centennale de la Seine ou la hauteur d'eau autour de certaines grilles s'élève à 2,5 m.

- Le portail automatique étanche

Un nouveau type de protection a été développé suite au Tsunami de 2011 ayant touché les côtes Japonaises, il s'agit d'un portail déroulant automatique étanche. Ce dispositif équipe désormais plusieurs accès de métro de différentes villes Japonaises.



Figure III.E.11. Système de protection par portail automatique étanche.

Les grands avantages de ce dispositif sont la fermeture automatique ne nécessitant pas d'intervention humaine ou très peu (capteur de présence d'eau ou bouton poussoir) et l'absence de stockage de matériel. Ce portail peut également remplacer un portail ou une grille classique pour garantir l'anti-intrusion. Ce dispositif nécessite néanmoins une alimentation électrique au moment de sa fermeture. En plus à part les portes d'entrée, ce système ne peut pas être appliqué pour les autres émergences notamment les débouchés d'escalier

- Système des barrières relevables

Au regard de la problématique de personnel d'édification et de stockage, de nouveaux produits tendent à se développer. Il s'agit de barrières intégralement dissimulées dans le sol qui sont relevées au moment d'une crue. L'érection de ces systèmes est effectuée soit par du personnel, soit par des systèmes hydrauliques ou encore directement par l'eau de la crue. Ce dernier type de protection rend le système complètement autonome, permettant ainsi la protection d'un site même en l'absence de personnel et connaît un fort succès aux USA.

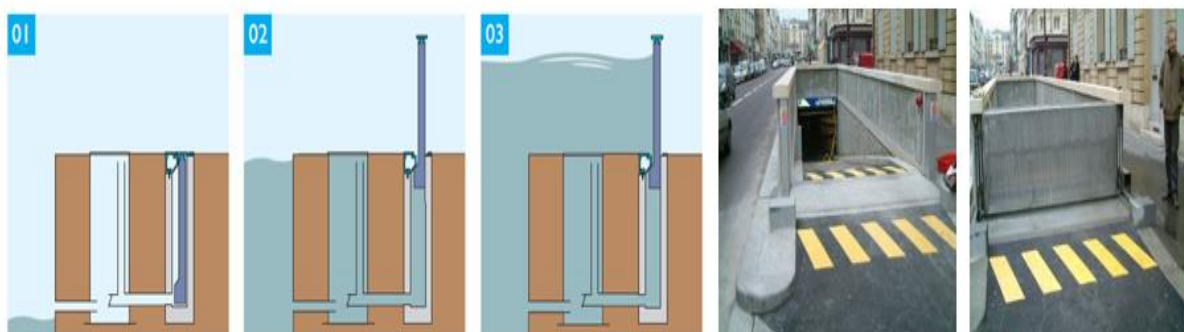


Figure III.E.12. Protection par des barrières relevables.

Il est à noter que ce type de barrière n'est pas aujourd'hui conçu pour des hauteurs supérieures à 1 m

En revanche, la protection proposée par la RATP s'avère efficace. La Régie envisagerait des mesures de protection draconiennes. Aujourd'hui, la RATP prévoit l'édification de

protections sur 477 entrées d'eau potentielles. Les moyens en hommes, en matériaux et en matériels, sont prévus, ainsi que les temps de montage et d'approvisionnement, mais aussi l'intendance que nécessite un tel chantier dans de telles conditions (hébergement, nourriture...).

La RATP ne disposant pas de l'ensemble de ces moyens en interne, a passé des marchés particuliers avec des fournisseurs pour 700 tonnes de mortier, 10 km de bastaings, 70 000 parpaings pleins, ou encore 800 lits de camps, 350 truelles et autres 250 bétonnières. Au total ce sont plus de 1 000 hommes qui seraient mobilisés pour l'édification de ces protections. Il suffit juste de respecter le plan PPRI de la RATP.

Avant d'arriver à un niveau de crue de type 1910, un certain nombre d'actions sont menées et déclenchées en fonction de la hauteur d'eau de la Seine et de la Marne. La plupart de ces actions sont invisibles pour le voyageur. Il s'agit de fermetures de portes étanches, de vérifications des drains de voie, d'ajouts de pompes supplémentaires de secours en cas d'apports d'eau trop importants ou, tout simplement de déplacement de matériel. C'est à partir d'une hauteur d'eau de 6,60 m, mesurée au pont d'Austerlitz que les opérations d'assemblage des protections sont menées.

Un PC de Coordination Crue est mis en place à la RATP en relation avec la préfecture et le STIF (Syndicat des transports d'Île-de-France). Il pilote le montage des protections et prend la décision d'arrêter le trafic sur les lignes (métro, RER, Bus et Tramway) dès qu'il y a le moindre danger. Toutes les décisions sont prises avec une marge de 24 h à 48 h sur le risque prévu. Pas question de faire prendre de risque aux voyageurs, c'est le principe de précaution qui prévaut. Des plans de circulation en zone non inondée sont alors déployés en fonction de l'état des infrastructures routières. Les trains et les bus sont déplacés dans des zones non inondables pour éviter de les immerger en cas de rupture d'une ou plusieurs protections en voirie.

Ce plan de protection nécessite une organisation minutieuse dans laquelle chaque détail a son importance : moyens de communication, de déplacement, prise en compte d'embouteillages, d'actes de malveillance éventuels sur les barrages en place etc. Des contacts réguliers avec les autres services de l'état, les services publics, les concessionnaires, ainsi que des échanges avec de nombreuses entreprises et collectivités locales permettent de profiter des interactions et des synergies possibles entre les différents moyens mis en œuvre pour se protéger d'une crue. Chaque année, la RATP teste son plan de protection afin de vérifier la bonne connaissance des consignes, la mobilisation des agents et d'éprouver sur le terrain les actions prévues.