
Dimensionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau pluviale : comparaison de différents types d'essais et méthodes d'interprétation

Auteur : Varisano, Luca

Promoteur(s) : Brouyère, Serge

Faculté : Faculté des Sciences appliquées

Diplôme : Master en ingénieur civil des mines et géologue, à finalité spécialisée en géologie de l'ingénieur et de l'environnement

Année académique : 2022-2023

URI/URL : <http://hdl.handle.net/2268.2/18196>

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.



UNIVERSITÉ DE LIÈGE

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT ARGENCo

**Dimensionnement d'ouvrages
d'infiltration d'eau pluviale :
comparaison de différents types
d'essais et méthodes d'interprétation**

Auteur :
LUCA VARISANO

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de master "Ingénieur Civil des Mines et Géologue, à finalité spécialisée en Géologie de l'ingénieur et de l'Environnement".

Promoteur académique :
SERGE BROUYERE,
ULIÈGE
Promoteur industriel :
BENJAMIN GERARD,
RAISÔ

Année académique 2022-2023

UNIVERSITÉ DE LIÈGE
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
MASTER INGÉNIEUR CIVIL DES MINES ET GÉOLOGUE, GÉOLOGIE DE
L'INGÉNIEUR ET DE L'ENVIRONNEMENT
DÉPARTEMENT ARGENCO

Dimensionnement d'ouvrages d'infiltration d'eau pluviale : comparaison de différents types d'essais et méthodes d'interprétation

Auteur :
LUCA VARISANO

Promoteur académique :
SERGE BROUYERE, ULIÈGE
Promoteur industriel :
BENJAMIN GERARD, RAISÔ

Année académique 2022-2023

Résumé

Ce document a pour objectif principal d'éclairer certaines zones d'ombres et de répondre à certaines questions pratiques que pose l'infiltration de l'eau pluviale dans la zone non saturée du sol. Tout d'abord, l'influence du type d'essais et de la méthode d'interprétation de la mesure *in situ* sur la valeur de la conductivité hydraulique caractérisant l'écoulement souterrain, est étudiée dans un contexte purement théorique. Ensuite, des données collectées sur le terrain lors d'un stage réalisé chez RAISÔ, un bureau d'études en hydrogéologie, sont utilisées pour étudier l'influence de différents type d'essais et d'une méthode d'interprétation choisie sur cette même propriété de perméabilité en trois sites différents. Pour finir, le comportement réel d'un bassin d'infiltration ainsi que les raisons de son dysfonctionnement sont étudiés.

Les conclusions montrent une variabilité faible entre les résultats des méthodes d'interprétation faisant l'hypothèse d'un écoulement 1D ou 3D, variation d'un facteur maximum de 1,4, et entre les résultats des différents essais, variation d'un facteur compris entre 3 et 5. Ces coefficients correspondent à ceux proposés par des études précédentes. La comparaison des données de terrain permet également de privilégier tel ou tel essai en fonction du type de sol.

Abstract

The aim of this document is to shed a light on certain grey areas and to answer certain practical questions raised by the infiltration of rainwater into the unsaturated zone of the soil. Firstly, the influence of the type of tests and of the method of interpreting the *in situ* measurements on the value of the hydraulic conductivity characterising the groundwater flow is studied in a purely theoretical context. Next, data collected in the field during an internship at RAISô, a hydrogeology consultancy, are used to study the influence of different types of tests and a chosen interpretation method on this same permeability property at three different sites. Finally, the actual behaviour of an infiltration basin and the reasons for its malfunction are studied.

The conclusions show little variability between the results of the interpretation methods based on the assumption of 1D or 3D flow, variation by a maximum factor of 1.4, and between the results of the various tests, variation by a factor of between 3 and 5. These coefficients correspond to those proposed by previous studies. The comparison of field data also makes it possible to give preference to one test or another depending on the type of soil.

Remerciements

Un tout grand merci à Pierre Briers et aux membre de l'équipe de RAISô pour le partage patient et pédagogique de leurs expérience et connaissances du domaine d'étude de l'infiltration dans les sols. Merci, tout particulièrement, à Benjamin Gérard qui m'a accompagné et conseillé tout au long de ce projet.

Merci à Serge Brouyère pour ces recommandations et vérifications précieuses qui m'ont permises de structurer et développer ce sujet de manière pertinente. Merci à Philippe Orban pour le prêt de matériel du département. Merci aux étudiants et assistants du cours "Site Investigation" pour leur aide lors de la campagne de tests d'infiltration réalisée à Kemexhe. Merci aux membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail et merci d'avance pour leur lecture attentive.

Merci à Mathieu Javaux et aux auteurs du cours "L'eau et les sols - Hydrodynamique des milieux poreux" pour les connaissances que j'ai pu acquérir grâce à ce module en ligne ainsi que pour l'autorisation de réutilisation d'images. Merci à Paul Lens pour son point de vue intéressant sur les raisons du dysfonctionnement du bassin de Saint-Georges-sur-Meuse. Merci à Stéphane Brassinne pour le partage d'information sur la création des bassins de Saint-Georges-sur-Meuse. Merci à la commune de Saint-Georges et à la direction du magasin ALDI pour les autorisations de prise de mesures dans le grand et le petit bassin, respectivement.

Merci à Valentine et Giuseppe Varisano pour leur aide à la relecture. Merci à tous ceux qui, de près ou de loin, ont aidé et influencé le développement de ce travail.

Table des matières

Introduction	1
1 État de l'art	3
1.1 Systèmes d'infiltration	3
1.1.1 Principe et fonctionnement	3
1.1.2 Ouvrages aériens	4
1.1.3 Ouvrages souterrains	6
1.1.4 Contraintes et règles de bonnes pratiques	7
1.2 Dimensionnement des ouvrages	9
1.3 Hydrodynamique des sols non saturés	10
1.3.1 Introduction	10
1.3.2 Porosité et propriétés des sols	13
1.3.3 Rétention de l'eau dans les sols	17
1.3.4 Équations des écoulements	21
1.4 Tests d'infiltration	24
1.4.1 Principe et limitations	25
1.4.2 Essai Porchet	26
1.4.3 Essai Nasberg	27
1.4.4 Essai Matsuo	28
1.4.5 Essai double-anneaux (Panda)	28
1.5 Interprétation des tests d'infiltration	30
1.5.1 Essai double-anneaux	30
1.5.2 Essai Porchet	34
1.5.3 Essai Matsuo	35
1.5.4 Essai Nasberg	36
1.5.5 Discussion des hypothèses et limitations	36
2 Analyse des hypothèses et résultats théoriques des formules d'interprétation	38
3 Collecte de données sur le terrain	45
3.1 Présentation des sites	45
3.1.1 Site de Kemexhe	46
3.1.2 Site de Saint-Georges-sur-Meuse	46
3.1.3 Site de Braives	49
3.1.4 Site de Ortheuville	50
3.2 Présentation des résultats	52
3.2.1 Site de Kemexhe	52
3.2.2 Site de Braives	55

3.2.3	Site de Ortheuille	56
4	Comparaison des essais d'infiltration, de leur interprétation et de l'influence sur le dimensionnement des ouvrages	59
4.1	Site de Kemexhe	59
4.2	Site de Braives	60
4.3	Site de Ortheuille	61
4.4	Conclusion	62
5	Étude du fonctionnement du bassin d'infiltration à Saint-Georges-sur-Meuse	63
	Conclusion	69
	Références	71

Table des figures

1.1	Noues de transfert (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	4
1.2	Noues d'infiltration (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	5
1.3	a) Noue drainée – b) Massif drainant affleurant sous géotextile déchiré – c) Rejet des eaux issues des massifs drainants dans un regard en aval (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	5
1.4	Coupe transversale d'une noue drainée (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	5
1.5	Bassin qui se vidange par infiltration pour les petites pluies puis par rejet à débit régulé lorsque la hauteur d'eau dépasse 30 cm (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	6
1.6	Tranchées drainantes (Ledun <i>et al.</i> , 2018).	7
1.7	Massif drainant (AIDE, 2022).	7
1.8	Prise en compte des courbes de niveaux de la nappe pour choisir l'emplacement idéal de l'ouvrage d'infiltration : 1. zone de collecte des eaux pluviales, 2. zone d'infiltration favorable, 3. zone d'infiltration défavorable, 4. zone de risque d'accumulation des eaux et de remontée de la nappe en surface et 5. courbes de niveau (Grela <i>et al.</i> , 2004).	8
1.9	Zone critique (modifié d'après Chorover <i>et al.</i> , 2007 & Javaux <i>et al.</i> , 2021).	11
1.10	Zone non-saturée, frange capillaire et zone saturée (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	12
1.11	Bilan en eau des sols (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	13
1.12	Types de structure du sol (modifié d'après Whiting, 2015).	15
1.13	Comparaison entre la porosité des sols argileux (à gauche) et sableux (à droite ; Javaux <i>et al.</i> , 2021).	16
1.14	Équilibre statique d'une colonne de sol plongée dans un bac rempli d'eau (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	18
1.15	Courbe de rétention de l'eau dans un sol.	20
1.16	Courbes de rétention de l'eau dans un sable, un limon et une argile (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	20
1.17	Comparaison de l'évolution de la conductivité hydraulique dans des sols sableux et limoneux en fonction de la charge matricielle exprimée en $pF = \log(\psi)$ (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	22
1.18	Équilibre dynamique aux temps infinis pour un flux constant à travers une colonne de sol (en brun), depuis la surface vers la nappe (en bleu ; Javaux <i>et al.</i> , 2021).	23
1.19	Force motrice principale de l'écoulement en fonction du type de sol et de la condition initiale de teneur en eau (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	24
1.20	Schéma de prise de mesure <i>in situ</i> de la vitesse d'infiltration par essais Porchet : 1. eau claire, 2. gravier, 3. flotteur et 4. système de mesure du niveau du flotteur (Grela <i>et al.</i> , 2004).	27
1.21	PERMEA3 : perméamètre autonome (SIG France, 2023).	27
1.22	Essai Matsuo (Sond&Eau, 2023).	28
1.23	Essai double-anneaux (https://all-geo.org/jefferson/wp-content/uploads/2020/03/infiltrometr-sdec-france.jpg).	29
1.24	Schéma d'un essai d'infiltration simple-anneau (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	31

1.25	Détermination de la profondeur du front d'infiltration par mesure de la teneur en eau de 2 carottes de sol (Javaux <i>et al.</i> , 2021).	33
2.1	Schémas des essais théoriques de type Porchet (en haut), double-anneaux (en bas, à gauche) et Matsuo (en bas, à droite).	40
2.2	Présentation des résultats de K_s présentés dans la Table 2.3 en fonction du type de test et de la dimensionnalité de l'écoulement considérée. Les résultats sont présentés de gauche à droite et dans le même ordre que de haut en bas dans le tableau.	42
2.3	Évolution du ratio des résultats de l'interprétation de Gérard à charge variable et constante.	44
3.1	Localisation des sites d'étude.	46
3.2	Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Kemexhe.	47
3.3	Bassin d'infiltration de la CILE à Kemexhe, Crisnée.	47
3.4	Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Saint-Georges-sur-Meuse.	48
3.5	Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Braives.	49
3.6	Mèche de forage (à gauche) et log de forage du site de Braives (à droite). Noir : couverture végétale (horizon A), brun foncé et clair : limon sableux à charge caillouteuse centimétrique (horizon B), blanc : altération de la craie (horizon C; Bruyninckx & Gérard, 2023).	50
3.7	Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Ortheuville.	51
3.8	Fosse et forage équipé (à gauche) et log de forage du site de Ortheuville (à droite). Noir : couverture végétale (horizon A), brun-gris et gris : limon argilo-sableux brun à gris avec cailloux centi- à décimétriques (horizon B), bleu-gris : altération du bedrock (horizon C; Burette & Gérard, 2023).	52
3.9	Localisation des tests d'infiltration réalisés à Kemexhe.	53
3.10	Tests d'infiltrations réalisés en fond de bassin (à gauche) et à l'extérieur (à droite) sur le site de la CILE à Kemexhe.	53
3.11	Évolution de la hauteur d'eau dans le bassin en fonction du temps.	54
3.12	Évolution du flux d'infiltration des essais double-anneaux (D1 et D2) en fonction du temps à Kemexhe.	54
3.13	Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (P1 et P2) en fonction du temps à Kemexhe.	54
3.14	Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E1, E2 et E3) en fonction du temps à Kemexhe.	55
3.15	Localisation des tests d'infiltration réalisés sur le site de Braives.	56
3.16	Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (P1 et P2) en fonction du temps à Braives.	56
3.17	Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E4, E5 et E6) en fonction du temps à Braives.	57
3.18	Localisation des tests d'infiltration réalisés sur le site de Ortheuville.	57
3.19	Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (M1, M2 et M3) en fonction du temps à Ortheuville.	58
3.20	Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E1, E2 et E3) en fonction du temps à Ortheuville.	58
4.1	Les terres sorties des puits forés (à gauche) et les terres sorties des fosses terrassées (à droite).	62

5.1	Localisation et résultats des tests d'infiltration réalisés par RAISô en 2020 à Saint-Georges (modifié d'après Briers & Gérard, 2020). En vert : les tests présentant une infiltrabilité moyenne, en rouge : les tests présentant une mauvaise infiltrabilité ainsi que la zone de faible perméabilité, en bleu : le forage de reconnaissance F1, en indigo : les bassins d'infiltration, celui étudié étant le plus grand, au nord, et en orange : le restaurant.	64
5.2	Évolution de la hauteur d'eau dans le bassin d'infiltration de Saint-Georges. Les lignes verticales représentent les pluies.	65
5.3	Calculs de K_s du bassin à 7 reprises, entre les épisodes pluvieux.	65
5.4	Limite entre terrains remaniés (en rouge) et naturels (en orange), le long du bord nord du grand bassin.	66
5.5	Localisation et résultats des tests d'infiltration autour du grand bassin de Saint-Georges. En vert : le test présentant une infiltrabilité moyenne, en rouge : les tests présentant une mauvaise infiltrabilité ainsi que la zone de faible perméabilité identifiée précédemment par RAISô, en indigo : le bassin d'infiltration étudié.	66

Liste des tableaux

1.1	Contraintes et précautions particulières à l'infiltration (AIDE, 2022).	9
1.2	Volume infiltré par unité de surface d'infiltration et par jour, en fonction de la conductivité hydraulique du sol pour un bassin drainant enterré, rempli d'un matériau à forte porosité et recouvert de 30 cm de terre (Grela <i>et al.</i> , 2004). . .	10
1.3	Différentes classifications des sédiments (Charlier, 2016 ; Boulvain, 2021 & Javaux <i>et al.</i> , 2021).	12
1.4	Consignes des campagnes de prise de mesures de perméabilité en fonction de la superficie du terrain (AIDE, 2022).	25
1.5	Synthèse des différents essais.	29
1.6	Suggestion de valeurs pour le paramètre empirique α selon les caractéristiques structurales et texturales du sol (Elrick <i>et al.</i> , 1989).	37
2.1	Synthèse des approches principales pour l'interprétation des mesures obtenues par les différents types d'essai pour un écoulement supposé tridimensionnel.	38
2.2	Synthèse des approches principales pour l'interprétation des mesures obtenues par les différents types d'essai pour un écoulement supposé unidimensionnel.	39
2.3	Comparaison des résultats des différentes interprétations présentées plus haut dans un cas théorique pour les essais Porchet (+ Nasberg), double-anneaux et Matsuo à charge constante (h_0) ou à charge variable (Δh). La Figure 2.2 résume les résultats obtenus. .	41
2.4	Comparaison du ratio des résultats de l'interprétation de Gérard à charge variable et constante.	43
4.1	Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Kemexhe.	59
4.2	Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Braives.	61
4.3	Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Ortheuville.	61
5.1	Détail des forages réalisés autour du bassin pour la réalisation d'essais Porchet. Légende log : en noir : terre, en brun : limon argileux brun foncé, en orange : argile et en beige : argile silteuse brun clair.	67

Introduction

Jusqu'à il y a peu, en Wallonie, la gestion de l'eau pluviale sur les terrains urbanisés a consisté en sa collecte en citernes étanches pour réutilisation et son transfert à travers des canalisations souterraines, qu'ils soient séparatifs ou communs avec les eaux usées. L'urbanisation progressant de plus en plus et ces systèmes ayant une capacité limitée, leur saturation est à craindre lors des événements pluvieux longs et intenses. Or, ces dernières années à cause du dérèglement climatique, des pluies plus intenses et plus localisées sont plus fréquemment observées, et ce alors que les épisodes de sécheresse se font également plus fréquents, diminuant la capacité des sols à absorber l'eau et entraînant une augmentation du ruissellement.

L'augmentation attendue de la fréquence des sécheresses et des épisodes caniculaires (Berckmans *et al.*, 2020) est aussi un problème pour l'approvisionnement en eau. Selon le SPW (2023), les volumes de tout type d'eau prélevés sur la période 2000 - 2019 représentent, en moyenne, seulement 4,9% de la ressource disponible mais selon S. Brouyère, le taux d'exploitation des eaux souterraine est, lui, plus proche du seuil européen de stress hydrique fixé à 20%. Il est dès lors important de sécuriser cette ressource souterraine car plus de 75% des volumes d'eau de distribution wallon y sont puisés. Cela correspond à un volume d'environ 300.10^6 m³/an prélevé ces dernières années (SPW, 2023).

La gestion intégrée de l'eau pluviale se veut une solution simple pour réduire l'aléa d'inondation dû à la saturation des canalisations ou au gonflement des rivières. Elle consiste à rediriger l'eau collectée par les surfaces urbanisées imperméables, non pas vers un système de canalisations mais vers les terrains naturels les plus proches pour la laisser s'y infiltrer.

Cette gestion différente a plusieurs avantages :

- Les canalisations collectant l'eau pluviale ainsi que les égouts (eaux usées et domestiques) risquent moins de déborder. Il en est de même pour les rivières qui sont les exutoires de ces systèmes de collecte et de traitement.
- Les eaux usées des égouts sont moins diluées, ce qui facilite leur traitement en station dépuratoire.
- L'eau est remise dans son cycle naturel local et peut de nouveau être absorbée par les plantes et rejoindre l'atmosphère par évapotranspiration, ou percoler dans le sous-sol et recharger les aquifères. Ce dernier aspect étant un premier pas vers une sécurisation de l'approvisionnement en eau pour nos villes.

Cette solution ne peut malheureusement pas être mise en place partout car tous les sols ne sont pas capables d'infiltrer suffisamment d'eau, suffisamment vite. Avant d'installer des ouvrages d'infiltration, il est donc indispensable de caractériser les propriétés du sol pour s'assurer de leur bon fonctionnement dans le temps.

Cette étape de prise de mesure sur le terrain et d'interprétation des données soulève encore beaucoup de questions pratiques.

- Quel type de test de perméabilité réaliser sur le terrain en vue de dimensionner les ouvrages d'infiltration ? Quel essai permet d'obtenir une mesure la plus proche de la perméabilité réelle ?
- Quelle est l'influence de la méthode de forage sur les mesures lors de la réalisation des essais Porchet ?
- Quelle méthode d'interprétation des tests est la plus pertinente ?
- Quel est le fonctionnement réel des ouvrages d'infiltration en comparaison avec les prédictions théoriques ?

Les membres de la société RAISô, active dans le domaine de la gestion de l'eau pluviale en Wallonie, ont notamment remarqué que, dans un même sol, les résultats de mesure peuvent être très différents en fonction du type d'essai (Porchet, Matsuo, double-anneaux, perméamètre autonome). Ce travail s'essaye à répondre à quelques unes de ces interrogations.

Dans le premier chapitre de ce document, les ouvrages d'infiltration les plus fréquents sont décrits puis leur fonctionnement et consignes de mise en place sont discutées. La suite du chapitre constitue une revue de la documentation sur la physique de la zone non saturée ainsi que sur les tests d'infiltration et leur différentes interprétations. Le chapitre 2 compare les hypothèses et résultats théoriques des différentes interprétations pour analyser l'importance relative des processus influençant les écoulements ainsi que la dimension de ceux-ci.

La deuxième partie de ce travail analyse les données collectées sur le terrain lors d'un stage de 2 mois (mi-février à mi-avril 2023) réalisé chez RAISô. Les différents sites de prise de mesure *in situ* sont présentés dans le chapitre 3. Ensuite, les résultats de différents types de tests mis en place sur chaque site sont analysés et comparés entre-eux dans le chapitre 4. Finalement, le comportement réel d'un ouvrage d'infiltration est étudié dans le chapitre 5.

Chapitre 1

État de l'art

1.1 Systèmes d'infiltration

1.1.1 Principe et fonctionnement

Pour le moment, toute l'eau de pluie collectée sur les surfaces imperméables (toitures, parkings, voiries, ...) est redirigée vers les rivières via des systèmes de canalisation. Son cycle est donc interrompu localement et déséquilibré à plus large échelle. Les conséquences peuvent être l'assèchement des sols et sous-sols, la réduction de la recharge des aquifères, le changement local des événements météorologiques (pluies, températures, ...), *etc.*

Ces canalisations souterraines collectent et transportent les eaux domestiques et usées vers les stations d'épuration pour être traitées et assainies avant d'être rejetées dans les cours d'eau de surface. La majorité des eaux de pluies est également collectée et transportée, soit via le réseau d'égout (réseau unitaire) soit via des conduites séparées (réseau séparatif), ces dernières ayant les cours d'eau comme exutoire. Cette première configuration de réseau implique une dilution des eaux usées, ce qui diminue l'efficacité de traitement des stations d'épuration et cause une pollution des cours d'eau lors des périodes de fortes pluies car ils sont utilisés comme déversoir d'orage, c'est-à-dire qu'une partie du contenu de la canalisation y est redirigée pour éviter une surcharge du système.

Depuis 2017 en Wallonie, tout projet de construction conduisant à l'imperméabilisation des sols doit étudier la faisabilité d'infiltrer l'eau collectée par ces surfaces dans le reste des terrains naturels de la parcelle cadastrale (*cf.* article R.277 du Code de l'Eau). Lorsque c'est possible, des systèmes d'infiltration de l'eau de pluie sont alors mis en place pour permettre la remise de l'eau dans son cycle. Le principe est de redonner la possibilité à l'eau collectée sur les surfaces imperméabilisées de s'infiltrer dans les sols, comme c'est le cas dans le milieu naturel, pour être de nouveau assimilable par les plantes (transpiration), pour retourner à l'atmosphère par évaporation et pour percoler à travers le sous-sol et finalement rejoindre les aquifères plus en profondeur. Cette gestion de l'eau permet également de soulager les systèmes d'égout et de récolte d'eau de pluie avec pour effet d'améliorer le rendement des stations d'épuration, d'éviter le déversement d'eaux usées dans les cours d'eau et d'éviter la surcharge des canalisations et le débordement des cours d'eau. Les ouvrages d'infiltration sont donc également un moyen de diminuer le risque d'inondation.

1.1.2 Ouvrages aériens

Les ouvrages aériens sont mis en place en surface, l'eau y est en contact avec l'atmosphère. D'une manière générale et à de rares exceptions près, ces ouvrages sont plus intéressants que les ouvrages souterrains. En effet, ils sont (AIDE, 2022) :

- plus performants parce que le sol est presque toujours plus perméable en surface et parce qu'une partie de l'eau peut s'évapotranspirer,
- plus faciles à exploiter car leur fonctionnement est visible et leur entretien aisé,
- moins coûteux car il n'y a pas de matériaux à enterrer et généralement pas de pré-traitement à mettre en place.

Par contre, les ouvrages en surface sont vulnérables au ruissellement car la matière charriée s'y accumule et entraîne un colmatage (AIDE, 2022).

Noues

La noue est un fossé peu profond généralement végétalisé et mis en place le long des voiries.

La noue de transfert (Fig. 1.1) a un double rôle : un rôle d'infiltration lors des petites précipitations et, lors des fortes pluies, un rôle de transfert de l'eau par gravité vers un plus grand ouvrage d'infiltration, un cours d'eau ou un système de collecte de type égout, situé en aval. Pour améliorer l'infiltration lors du transfert, l'écoulement est ralenti à intervalles réguliers par des butées (appelées redents) équipées d'un débit de fuite (Ledun *et al.*, 2018).



FIGURE 1.1 – Noues de transfert (Ledun *et al.*, 2018).

La noue d'infiltration (Fig. 1.2) est réalisée plane dans le but d'infiltrer l'entièreté de l'eau de ruissellement collectée. Elle est souvent constituée de plusieurs tronçons successifs pouvant déborder les uns dans les autres par des surverses aménagées (redents enherbés, cloisons en béton, ... ; Ledun *et al.*, 2018).

La noue drainée (Figs. 1.3 et e1.4) est un mixte des deux précédentes : elle dispose d'un volume de rétention en surface, comme les noues d'infiltration, mais repose sur des massifs drainants connectés entre eux. Elle est conçue pour retenir l'eau de ruissellement, la filtrer à travers une couche de sol superficiel, puis la renvoyer vers un exutoire de surface (Ledun *et al.*, 2018).



FIGURE 1.2 – Noues d'infiltration (Ledun *et al.*, 2018).



FIGURE 1.3 – a) Noue drainée – b) Massif drainant affleurant sous géotextile déchiré – c) Rejet des eaux issues des massifs drainants dans un regard en aval (Ledun *et al.*, 2018).

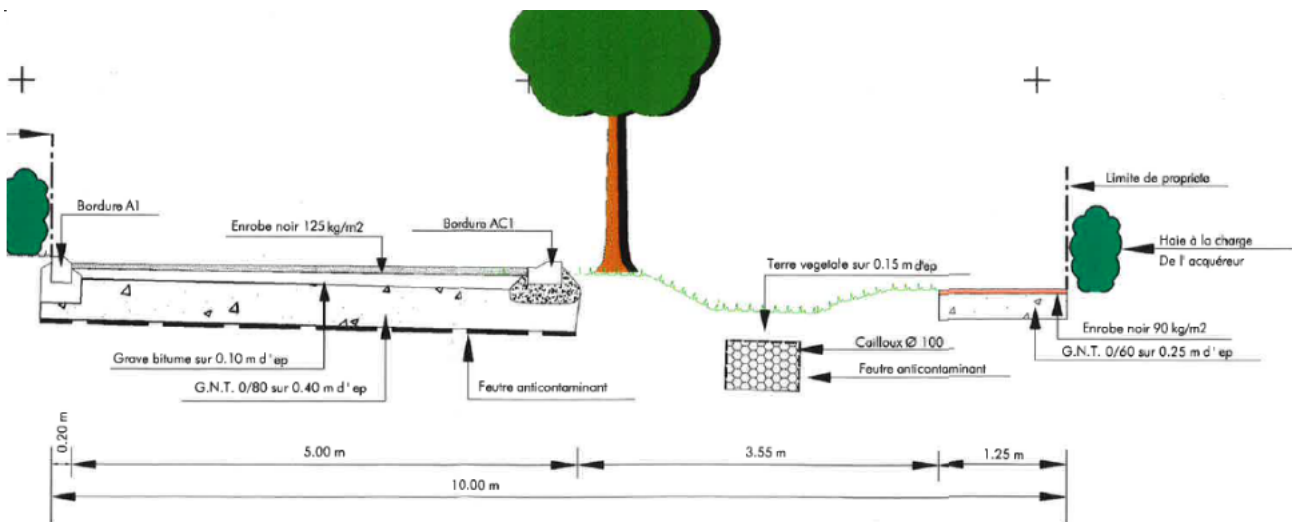


FIGURE 1.4 – Coupe transversale d'une noue drainée (Ledun *et al.*, 2018).

Bassins d'infiltration

Le bassin d'infiltration (Fig. 1.5) est un ouvrage en déblai qui recueille les eaux de ruissellement via des ouvrages de transfert (canalisation, drains, noues, ...). Cet ouvrage peut prendre une forme, un volume et une profondeur des plus variables et peut être végétalisé ou non. Il est en général mis en place pour gérer de grands volumes d'eau et peut être entièrement infiltrant ou

s'accompagner d'un trop-plein ou d'un ajutage avec débit de fuite pour éviter tout débordement en redirigeant le surplus d'eau vers un autre ouvrage, un cours d'eau ou un système de collecte (Ledun *et al.*, 2018).



FIGURE 1.5 – Bassin qui se vidange par infiltration pour les petites pluies puis par rejet à débit régulé lorsque la hauteur d'eau dépasse 30 cm (Ledun *et al.*, 2018).

1.1.3 Ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont enterrés à quelques dizaines de centimètres dans le sol, rarement à plus de 2 mètres. Pour éviter le colmatage de ces ouvrages, la mise en place d'un pré-traitement des eaux, par filtration et/ou décantation, est indispensable. Le trop-plein peut également être évacué grâce à un débit de fuite muni d'un clapet anti-retour vers une eau de surface ou une voie artificielle d'écoulement ou, en dernier recours, vers le réseau d'égouttage (AIDE, 2022).

Citerne d'infiltration

Une citerne d'infiltration est un réservoir fermé destiné, dans un premier temps, à stocker l'eau pour temporiser de grandes quantités d'eau à gérer (grande surface imperméabilisée ou pluies exceptionnelles). L'infiltration a lieu petit à petit dans un second temps. L'infiltration est rendue possible par des ouvertures en fond du réservoir ou par des parois poreuses.

Elle est fréquemment choisie par les particuliers car elle met à disposition l'eau de pluie collectée et non encore infiltrée pour des usages domestiques. Sa mise en place nécessite de réaliser des essais d'infiltration entre 80 cm et 2 m de profondeur.

Tranchées et massifs drainants

La tranchée drainante (Fig. 1.6) est un ouvrage de collecte, de stockage, de transfert et/ou d'infiltration des eaux de ruissellement. Elle est placée perpendiculairement à la pente principale du terrain (Grela *et al.*, 2004) et remplie de gravier centi- à décimétrique. Elle peut être équipée



FIGURE 1.6 – Tranchées drainantes (Ledun *et al.*, 2018).



FIGURE 1.7 – Massif drainant (AIDE, 2022).

d'un filtre dans le fond, pour éviter le risque de colmatage, ainsi que d'un débit de fuite (Ledun *et al.*, 2018).

Contrairement à la tranchée, le massif drainant est équipé de plusieurs drains qui ont pour objectif de disperser l'eau amenée par canalisation sur une plus grande superficie. Cette superficie d'infiltration est proportionnelle à la longueur cumulée des drains.

1.1.4 Contraintes et règles de bonnes pratiques

L'enjeu de la gestion intégrée de l'eau pluviale est de ne pas déséquilibrer le milieu au point de créer des instabilités (tassements, érosion, karstification, ...) ou des nouveaux risques (inondations, pollutions, ...) tout en infiltrant le plus d'eau possible. L'étude de faisabilité doit vérifier un ensemble de conditions naturelles et anthropiques pour valider ou non l'installation d'ouvrages d'infiltration (Grela *et al.*, 2004) :

- Le sol doit suffisamment vite laisser percoler l'eau : la conductivité hydraulique doit être supérieure à $> 10^{-6}$ m/s. D'après Benjamin Gérard, RAISô, certains acteurs commencent à considérer la valeur de 5.10^{-7} m/s.
- Il faut une épaisseur de sol non saturé en eau significative (au moins 1 m selon Grela *et al.* [2004]) entre l'exutoire du système d'infiltration et la nappe pour garantir une sécurité quant au risque de remontée de la nappe dans l'ouvrage lors des variations naturelles de son niveau. Il est également important de noter que l'infiltration régulière d'eau dans le sol peut modifier localement et durablement le niveau de la nappe et que cette remontée peut altérer le fonctionnement du système d'infiltration.
- Il faut également veiller à avoir assez de place en surface car
 - ◆ la superficie de l'ouvrage doit être telle que l'ensemble des eaux s'infilte en moins de 24h, pour un ouvrage aérien, et 48h, pour un ouvrage souterrain, lors d'une pluie de période de retour de minimum 25 ans (AIDE, 2017 & 2022) ;
 - ◆ il est conseillé que l'ouvrage soit distant d'au moins 3 mètres des bâtiments et de 2 mètres des limites parcellaires afin de ne pas impacter les terrains voisins (Teller *et al.*, 2023).
- Il faut privilégier un terrain plat pour minimiser le ruissellement et maximiser le stockage mais un dénivelé jusqu'à 10% est acceptable. Les ouvrages d'infiltration sont à installer perpendiculairement à la pente et à disposer en cascades les uns par rapport aux autres. Par contre, l'écoulement gravitaire est à favoriser dans les canalisations, drains, ...

- Après chaque évènement pluvieux, une période de repos doit permettre au sol de laisser percoler l'eau et de retrouver son stock d'oxygène contenu dans ses pores et ainsi éviter leur colmatage (Lens, 2023). Dans le cas contraire, un système d'alimentation discontinu doit être installé (siphon de chasse automatique, auget basculeur, siphon cloche, réservoir à effet de chasse, chasse pendulaire, tampon intermédiaire avec pompe de relevage).
- Pour optimiser la taille des pores, et éviter leur colmatage, les graviers et sables utilisés dans les systèmes d'infiltration d'eau doivent répondre à certaines prescriptions :
 - ◆ Gravier de granulométrie comprise entre 10 et 40 mm (de préférence entre 10 et 20 mm) ;
 - ◆ Sable lavé, siliceux et conforme aux prescriptions suivantes :
 - * Le D10 doit être compris entre 0,25 et 0,4 mm ;
 - * Le coefficient d'uniformité ($CU = D60/D10$) doit être compris entre 3 et 6 ;
 - * La part de particules fines ($<80 \mu\text{m}$) doit être inférieure à 3% en poids.
- L'infiltration est à éviter (AIDE, 2022) :
 - ◆ en zone karstique ou en zone d'ancienne activité minière afin d'éviter toute instabilité en surface ou contamination des eaux souterraines ;
 - ◆ en zone de prise d'eau afin de prévenir toute contamination du réseau d'eau de distribution. L'infiltration par puits perdant y est interdite ;
 - ◆ en zone polluée présentant un risque de lessivage contaminer les aquifères.
 - ◆ en zone inondable et le long des axes de ruissellement. Les ouvrages aériens y sont à privilégier car plus faciles à nettoyer après une inondation.
 - ◆ en zone où, de par la configuration de la nappe, l'eau va se concentrer vers un point bas (zone humide) au lieu de se disperser (Fig. 1.8 ; Grela *et al.*, 2004).

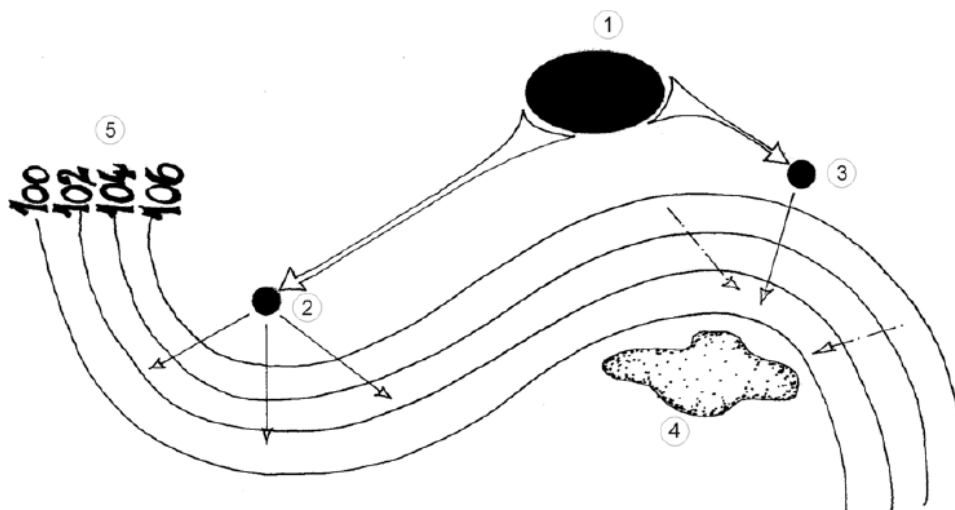


FIGURE 1.8 – Prise en compte des courbes de niveau de la nappe pour choisir l'emplacement idéal de l'ouvrage d'infiltration : 1. zone de collecte des eaux pluviales, 2. zone d'infiltration favorable, 3. zone d'infiltration défavorable, 4. zone de risque d'accumulation des eaux et de remontée de la nappe en surface et 5. courbes de niveau (Grela *et al.*, 2004).

Contrainte	Méthode d'infiltration	Précaution particulière
Présence de karst	La plus diffuse possible	5 à 10 m de toute construction
Exploitation souterraine	La plus diffuse possible	5 à 10 m de toute construction
Nappe haute	En surface (noue...)	1 m entre la nappe et l'ouvrage
Terrain pentu	Ponctuelle / Profonde	Sauf si habitation juste à l'aval
Peu d'espace	Ponctuelle	/
Aléa d'inondation	En surface (noue...)	/
Pollution du sol	Ne pas infiltrer si risque de mobilisation/lessivage	/

TABLE 1.1 – Contraintes et précautions particulières à l'infiltration (AIDE, 2022).

D'après l'AIDE (2022), même lorsque la parcelle présente des contraintes environnementales ou géotechniques, l'infiltration reste très souvent possible en adaptant la méthode, la technique ou la profondeur d'infiltration aux contraintes rencontrées (Table 1.1).

L'AIDE (2022) conseille de cibler la plurifonctionnalité des ouvrages et espaces créés (espaces verts, de biodiversité, ...). Elle précise également que les différentes techniques d'infiltration peuvent être combinées et qu'une infiltration partielle peut être envisagée si les volumes d'eau à gérer sont trop importants.

1.2 Dimensionnement des ouvrages

Pour dimensionner adéquatement ces ouvrages, les paramètres pris en compte sont (AIDE, 2022) :

- la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol (m/s) qui est mesurée *in situ* par des essais d'infiltration,
- le volume d'eau maximum à traiter qui dépend de l'intensité des pluies plus ou moins exceptionnelles de la région.

La surface d'infiltration doit être suffisante pour permettre une infiltration complète dans les temps de vidange recommandés : 24 h pour les ouvrages aériens et 48 h pour les ouvrages enterrés, et le volume doit pouvoir contenir l'eau excédentaire. Afin de prendre en compte le risque de colmatage des ouvrages au fil du temps, il est recommandé d'appliquer un coefficient de sécurité de 1,5 à 2 sur la valeur de la perméabilité des terrains (AIDE, 2022). L'équation du dimensionnement s'écrirait comme ceci :

$$A = \frac{V_w}{cK_s t_c}$$

avec A la surface d'infiltration (m^2), V_w le volume d'eau maximal à gérer (m^3), c le coefficient de sécurité (-), K_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s) et t_c le temps critique (s) de 24 ou 48.

L'une des méthodes existantes, et celle utilisée par le bureau d'étude RAISô, pour calculer les dimensions optimales des ouvrages d'infiltration est la méthode des pluies. Elle consiste à simuler

des pluies de différentes durées et d'une certaine intensité pour déterminer la quantité maximale d'eau que l'ouvrage est susceptible de devoir gérer. Ses dimensions sont alors ajustées jusqu'à obtenir un temps de vidange acceptable de l'ensemble de ce volume. L'intensité des précipitations est un paramètre qui dépend des chroniques de l'IRM et qui est déterminé pour chaque commune. Elle dépend également de la période de retour utilisée : 25 ou 50 ans (choix qui revient aux autorités communales).

La Table 1.2 donne une idée du volume qu'un bassin drainant enterré peut infiltrer, par unité de surface et par jour, en fonction de la perméabilité des terrains. Par exemple, pour une conductivité hydraulique du sol de $5 \cdot 10^{-3}$ m/s et pour une surface d'infiltration de 1 m^2 , le massif infiltre 8 m^3 d'eau par jour.

Conductivité hydraulique (m/s)	Bassin drainant enterré
$< 10^{-6}$	Non recommandé, surfaces concernées beaucoup trop importantes
$\in [10^{-6}; 6 \cdot 10^{-6}]$	$[0, 15; 0, 5] \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{j}$
$\in [6 \cdot 10^{-6}; 2 \cdot 10^{-5}]$	$[0, 5; 1, 7] \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{j}$
$\in [2 \cdot 10^{-5}; 4 \cdot 10^{-3}]$	$[1, 7; 8] \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{j}$
$> 4 \cdot 10^{-3}$	$8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{j}$
Remarques	A précéder d'une citerne, de préférence supérieure à 10 m^3

TABLE 1.2 – Volume infiltré par unité de surface d'infiltration et par jour, en fonction de la conductivité hydraulique du sol pour un bassin drainant enterré, rempli d'un matériau à forte porosité et recouvert de 30 cm de terre (Grela *et al.*, 2004).

1.3 Hydrodynamique des sols non saturés

Les modèles, principes et équations présentés dans cette section font l'hypothèse d'un écoulement laminaire, c'est-à-dire que les pores et la vitesse d'écoulement ne sont pas trop grands. Ces principes sont valables en zone vadose comme en zone saturée.

1.3.1 Introduction

Le cycle global de l'eau, ainsi que la quasi-totalité des autres grands cycles biogéochimiques (carbone, azote, silicium, ...), a lieu dans la zone critique (Fig. 1.9). Cette partie de la croûte terrestre en contact avec l'atmosphère a une épaisseur de l'ordre de quelques dizaines, voire quelques centaines de mètres et est constitué, de la surface vers le centre de la Terre, de l'atmosphère (air), la biosphère (organismes vivants), la pédosphère (sol), l'hydrosphère (eau) et la lithosphère (roches ; Javaux *et al.*, 2021).

Les sols se forment lentement par altération 1) physique, 2) biologique et 3) chimique des couches géologiques (François, 2023b) :

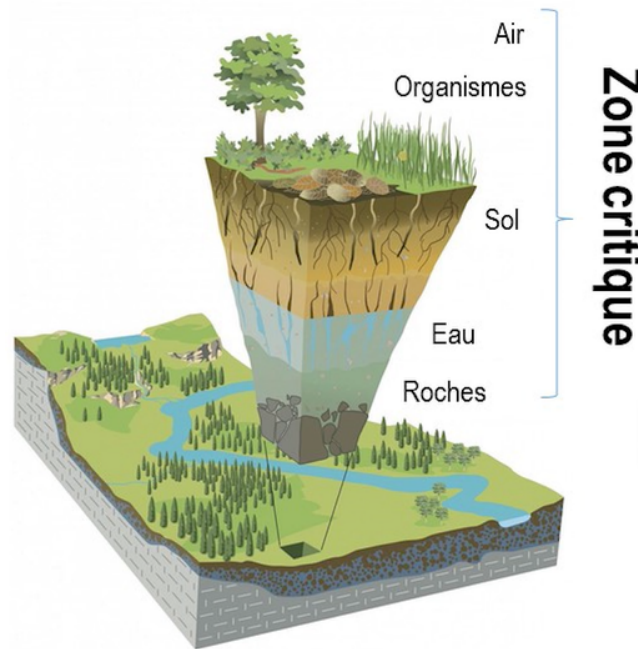


FIGURE 1.9 – Zone critique (modifié d'après Chorover *et al.*, 2007 & Javaux *et al.*, 2021).

1. érosion due à l'action de l'eau et du vent, fragmentation due aux variations de température, aux cycles de gel-dégel, aux phénomènes de cristallisation et de décompression,
2. décomposition chimique générée par des composés organiques et l'action mécanique des organismes vivants,
3. dissolution et transformation chimique par mise en solution, hydratation, hydrolyse, oxydo-réduction.

Les sols se distinguent donc des roches par leur nature déconsolidée (meuble). Ils sont constitués d'un ensemble de grains de tailles variables, de quelques micromètres à quelques centimètres, et par la présence de matière organique en leur sein. Le profil de sol est découpé en horizons successifs (couches) relativement homogènes, et différenciés par leur granulométrie, composition ou structure. Cette stratification horizontale induit généralement une variabilité verticale des propriétés hydrauliques du sol.

La composante minérale représente plus de 95% de la phase solide des sols, le reste étant constitué de matière organique. Les phases liquide et gazeuse, quant à elles, occupent ensemble 30 à 60% du volume total du sol (Javaux *et al.*, 2021).

On distingue 4 classes principales de particules (sédiments), par ordre de taille décroissante : les graviers, les sables (fins, moyens ou grossiers), les limons (fins ou grossiers) et les argiles. En Belgique, les différents corps de métier étudiant le sol utilisent des classifications un peu différentes (Table 1.3).

On distingue 3 formes de matière organique dans les sols. D'abord, la litière, qui est présente à la surface et qui est constituée de débris organiques peu ou pas décomposés. Ensuite, la matière organique du sol proprement dite, appelée "humus". C'est un mélange complexe de molécules organiques diverses résultant de la transformation de la litière par les micro-organismes du sol. C'est la fraction la plus importante. La dernière forme de matière organique dans les sols est constituée des organismes vivants eux-même : racines de plantes, vers, micro-organismes,

	Argiles	Limons	Sables	Graviers
Agronomes belges (Norme USDA américaine)	$< 2 \mu\text{m}$	2 - 50 μm	50 μm - 2 mm	$> 2 \text{mm}$
Géotechniciens belges	$< 2 \mu\text{m}$	2 - 60 μm	60 μm - 2 mm	$> 2 \text{mm}$
Géologues belges	$< 4 \mu\text{m}$	4 - 62 μm	62 μm - 2 mm	$> 2 \text{mm}$

TABLE 1.3 – Différentes classifications des sédiments (Charlier, 2016 ; Boulvain, 2021 & Javaux *et al.*, 2021).

mycélium de champignon, *etc.* Bien qu'elles ne soient généralement pas présentes en très grandes quantités, la matière organique et les organismes du sol ont une grosse influence sur l'assemblage des grains et donc sur les propriétés physiques et hydrauliques (Javaux *et al.*, 2021).

Les sols et les roches diffèrent également du point de vue de la porosité de par leur structure. Ces deux milieux sont discontinus mais les grains solides constituant le sol sont en contacts ponctuels les uns avec les autres conduisant à de plus grandes porosités totale et effective. Au contraire, les grains constituant les roches voient leur surface de contact augmenter par la présence de ciment (François, 2023a).

Lorsque l'eau s'accumule au contact d'une couche peu perméable sous-jacente et occupe toute la porosité du matériau, un aquifère, aussi appelé nappe souterraine, se forme. La nappe délimite la zone saturée (en eau) du milieu. Au dessus de cette nappe, sur une faible épaisseur, se trouve la frange capillaire qui est une zone saturation mais en dépression. Entre la surface et cette frange capillaire, les matériaux ne sont pas saturés, ou seulement occasionnellement. Cette zone est appelée la zone non saturée ou zone vadose (Fig. 1.10 ; Javaux *et al.*, 2021).

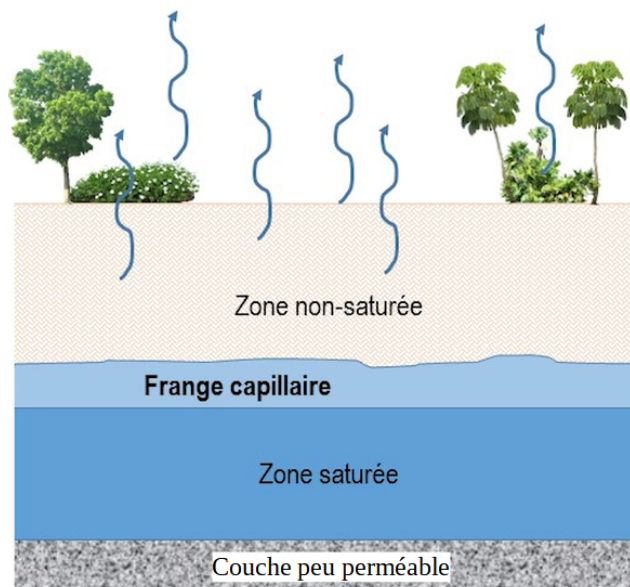


FIGURE 1.10 – Zone non-saturée, frange capillaire et zone saturée (Javaux *et al.*, 2021).

1.3.2 Porosité et propriétés des sols

La porosité représente la part du volume total du sol occupée par les vides, elle s'exprime par le rapport entre le volume de vide V_v et le volume total V_T :

$$\phi = \frac{V_v}{V_T}$$

Déterminée par la texture et la structure du sol, c'est elle qui influence les propriétés hydrauliques de celui-ci. La texture fait référence à la taille, la forme et la nature des grains alors que la structure fait référence à l'assemblage de grains formant des agrégats ainsi qu'à l'arrangement de ces grains et agrégats entre-eux.

Globalement, la porosité varie entre 30 et 60%. A volume total égal, elle est plus élevée dans un sol argileux (45 et 60% environ) que dans un sol sableux (30 et 45%) et est intermédiaire dans un sol limoneux (40 et 50% ; Javaux *et al.*, 2021).

C'est grâce à cette structure poreuse que les sols sont capables d'absorber de grande quantité d'eau et de la retenir pendant des jours, voire des semaines ou même des mois. La réserve en eau d'un sol fluctue suivant plusieurs processus s'inscrivant dans un bilan de conservation de masse (Fig. 1.11). Une partie de l'eau est consommée par les plantes (transpiration) ou évaporée (60 à 70% de l'eau de pluie retourne à l'atmosphère par évapotranspiration) et une autre partie quitte le sol vers les aquifères en profondeur, par drainage. L'apport en eau, quant à lui, ce fait par infiltration des pluies ou par remontée capillaire de la frange capillaire des aquifères lorsque l'évaporation est importante (Javaux *et al.*, 2021).

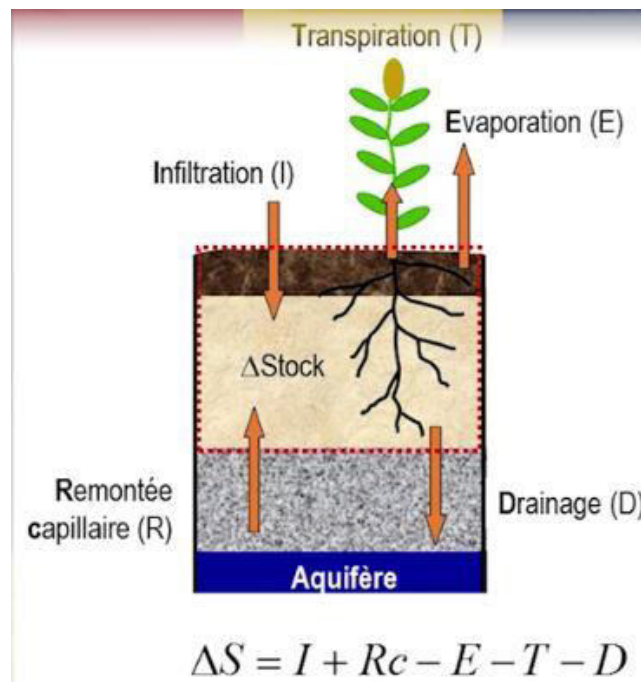


FIGURE 1.11 – Bilan en eau des sols (Javaux *et al.*, 2021).

Lorsque l'ensemble des vides d'un sol est rempli d'eau, il est dit saturé et le supplément inonde alors les terrains plats en surface ou ruisselle en suivant le relief. Ce phénomène est fréquent en

Belgique, surtout dans la partie centrale du pays, sur les sols limoneux qui deviennent sensibles au ruissellement lorsqu'ils sont mis en culture (Javaux *et al.*, 2021).

Texture

La texture, de par la forme, la taille et la nature des grains, influence directement la rétention de l'eau dans le sol.

Tout d'abord, plus les grains sont sphériques et arrondis, plus la taille des pores est grande. C'est en général l'hypothèse qui est faite.

Ensuite, c'est la distribution granulométrique qui influencent la taille des pores. Une porosité fine est observée lorsque la granulométrie est fine ou lorsque la distribution granulométrique est large car, alors, les pores formés par les gros grains sont comblés par les plus fins. Et plus la porosité est fine, plus la surface spécifique des grains est grande. Or un certain nombre de forces s'appliquent à la surface des grains : forces de frottement et d'adsorption, effet de double couche électrique et de capillarité, retenant l'eau et ralentissant l'écoulement (Javaux *et al.*, 2021).

L'eau s'écoulera donc plus difficilement dans un sol argileux ou argilo-sableux que dans un sol sableux ou graveleux.

Pour finir, la nature des grains conditionne son affinité avec l'eau. De part leur polarisation électrique dipolaire induite par l'arrangement asymétrique de l'atome d'oxygène et des 2 atomes d'hydrogène, les molécules d'eau ont la possibilité d'établir des ponts hydrogènes. C'est cela qui confère à l'eau ses propriétés particulières comme sa capacité à être adsorbée sur les surfaces solides, sa faculté d'hydratation des ions et des colloïdes, sa chaleur latente de vaporisation et son point d'ébullition élevés, sa constante diélectrique très élevée, ses remarquables propriétés de solvant, ou encore sa tension superficielle élevée (Javaux *et al.*, 2021). Dès lors, plus les grains sont hydrophiles et chargés électriquement, plus ils attirent et adsorbent les molécules d'eau qui sont alors rendues immobiles.

C'est le cas des argiles qui sont principalement constitués de phyllosilicates présentant une charge électrique négative et attirant les pôles positifs des molécules d'eau. L'eau est ainsi retenue dans la structure feuilletée nanométrique des particules d'argile.

Cette capacité à retenir des cations à la surface des grains est appelée capacité d'échange cationique (CEC), elle est exprimée en cmol de charge positive par kg. La capacité d'échange cationique des argiles varie de 10 à 150 cmol de charge par kg en fonction de leur type et celle de la matière organique est de l'ordre de 250 cmol de charge par kg (Javaux *et al.*, 2021).

Une texture argileuse confère donc aux sols une grande capacité de rétention de l'eau et, par conséquent, une faible conductivité hydraulique. On peut ajouter que selon leur nature minéralogique, les argiles peuvent également subir des phénomènes de gonflement-retrait plus ou moins importants ce qui augmente ou diminue, respectivement, la taille de leurs pores (Javaux *et al.*, 2021).

Structure

L'arrangement des grains et agrégats influence directement l'écoulement de l'eau dans le sol.

La proportion et la taille des vides ainsi que leurs interconnexions sont conditionnées par l'organisation tridimensionnelle des particules. D'un côté, moins l'organisation est dense, plus il y a de vides dans un volume de sol donné et plus ce volume peut contenir d'eau. D'un autre côté, plus la taille des vides est grande et la porosité inter-connectée, plus l'écoulement est facilité. L'eau circule donc plus facilement entre les agrégats et dans les fissures qu'au sein même des agrégats (Javaux *et al.*, 2021).

Ainsi, un sol constitué d'un grand nombre de petits agrégats peu denses (structure dite particulaire ou grumeleuse) a une perméabilité plus grande qu'un sol contenant de gros agrégats compacts (structure dite polyédrique ou prismatique). Les sols très compacts et stratifiés (structure dite lamellaire ou massive) sont très peu perméables (Fig. 1.12). Le développement d'une structure grumeleuse favorisant l'écoulement nécessite un bon taux de matière organique et une bonne activité biologique (Javaux *et al.*, 2021).

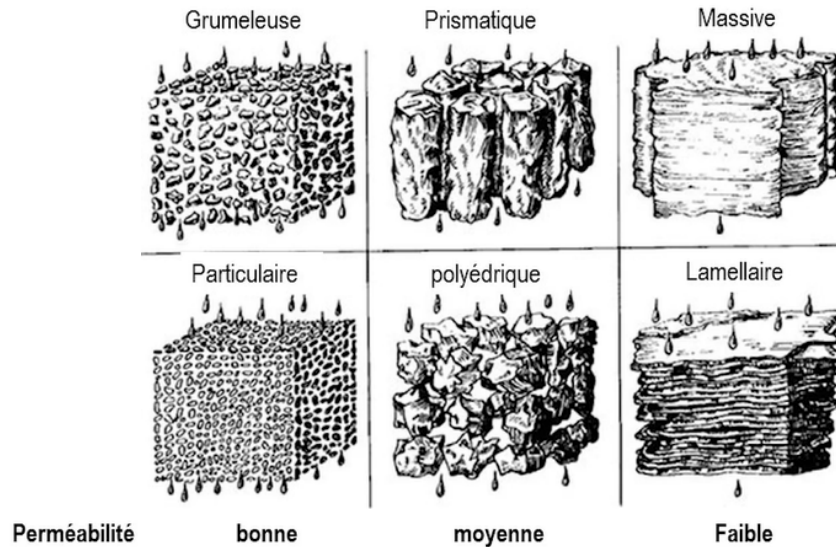


FIGURE 1.12 – Types de structure du sol (modifié d'après Whiting, 2015).

En conclusion,

1. plus le volume de vide d'un sol est important, plus il peut emmagasiner d'eau → porosité totale.
2. Mais pour une même porosité, un sol constitué de pores fins retient les particules d'eau, surtout s'il contient des particules d'argile et de matière organique, et ralentit l'écoulement → porosité inter-grains ou inter-agrégats.
3. L'eau cherche alors un chemin plus aisé et circule entre les agrégats formés par un ensemble de particules, c'est alors la structure du sol qui impacte la perméabilité → porosité effective.

Comparés aux sables, les argiles sont à la fois plus poreux, car moins dense et constitué d'une double porosité (Fig. 1.13), mais moins perméables, car ayant une plus fine porosité et une plus grande affinité avec l'eau. La conductivité hydraulique varie généralement entre les ordres de

grandeur $[10^{-13}; 10^{-7}]$ m/s pour des sols argileux, $[10^{-7}; 10^{-4}]$ m/s pour des sols limoneux, $[10^{-6}; 10^{-2}]$ m/s pour des sols sableux et $[10^{-4}; 10^{-1}]$ m/s pour des sols graveleux (Dassargues, 2019).

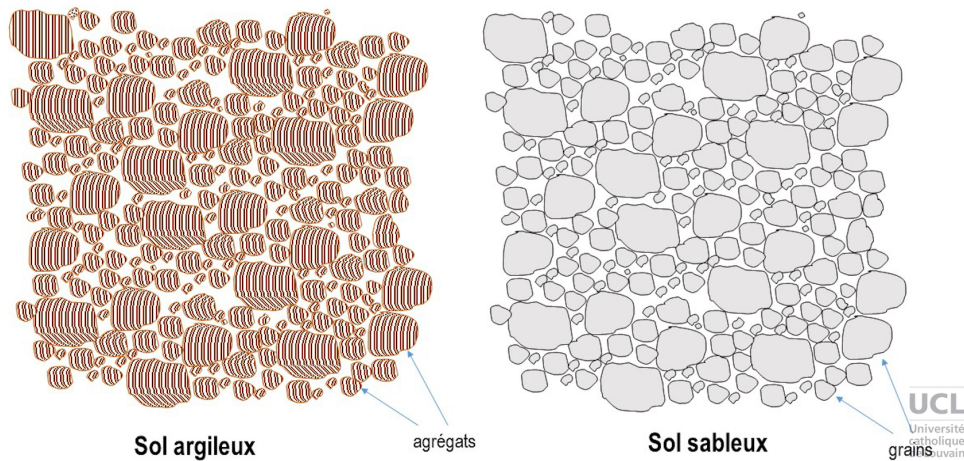


FIGURE 1.13 – Comparaison entre la porosité des sols argileux (à gauche) et sableux (à droite ; Javaux *et al.*, 2021).

Teneur en eau

La teneur en eau volumique θ est le rapport du volume d'eau dans le sol V_w sur le volume total de sol V_T .

$$\theta = \frac{V_w}{V_T}$$

Elle varie entre une valeur minimale : la teneur en eau résiduelle θ_r lorsque le sol est sec, et une valeur maximale : la teneur en eau à saturation θ_s lorsque toute la porosité du sol est occupée par de l'eau. Cette valeur maximale coïncide avec la valeur de la porosité.

Degré de saturation

Le degré de saturation S_r est défini comme le rapport du volume d'eau sur le volume des vides dans le sol. Il exprime donc la part des vides occupée par l'eau. Le degré de saturation varie entre 0% dans un sol sec et 100% dans un sol saturé.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

On peut lier le degré de saturation S_r à la porosité ϕ et à la teneur en eau volumique θ par la relation suivante :

$$\theta = \phi S_r.$$

Phase gazeuse

La phase gazeuse n'existe en principe que dans les sols non saturés. Cependant, même dans un sol considéré comme étant saturé, des petites bulles d'air sont fréquemment présentes. La saturation parfaite est donc difficile à obtenir (Javaux *et al.*, 2021).

La phase gazeuse, constituée d'air et de vapeur d'eau, est en équilibre avec la phase liquide. Lorsque la teneur en eau est faible, la phase gazeuse est continue et les échanges avec l'atmosphère sont facilités. C'est alors que la composition de l'air du sol est la plus proche de la composition de l'atmosphère. Au-delà d'une certaine teneur en eau, la phase gazeuse est surtout présente sous forme de petites poches de gaz. Dans cette situation, la continuité de la phase gazeuse entre l'atmosphère et le sol est limitée et les échanges se font difficilement. Pour rester sain et conserver sa porosité, un sol a besoin d'être régulièrement aéré (Lens, 2023) car un sol trop longtemps immergé fini par voir sa population d'être-vivants disparaître (Grenon, 2016).

Hétérogénéité

Les sols présentent généralement une très grande variabilité, que ce soit en termes de teneur en eau et de conductivité hydraulique. A l'échelle du sol, elle s'observe principalement spatialement d'un point à l'autre d'une parcelle mais également verticalement à travers les différents horizons.

L'hétérogénéité spatiale des propriétés des sols oblige non seulement à répéter les mesures dans l'espace mais aussi à réfléchir à la taille des échantillons à étudier pour obtenir une information représentative. Dans le cas des essais d'infiltration, le volume échantillonné est fixé par la méthode utilisée. Avec un essai Porchet la zone de sol testée est petite alors qu'avec les essais double-anneaux et Matsuo elle est assez grande.

1.3.3 Rétention de l'eau dans les sols

Potentiels et forces en présence

L'eau présente dans un milieu poreux est en dépression, elle se trouve dans un état énergétique plus faible que dans un milieu exclusivement liquide. Il faut donc apporter de l'énergie pour extraire l'eau d'un sol et la ramener à la pression atmosphérique. Cette énergie apportée reflète l'état énergétique de l'eau dans le sol (Javaux *et al.*, 2021).

Dans un milieu saturé ou non saturé et non gonflant, le potentiel énergétique Ψ de l'eau, défini comme une quantité de travail par unité de masse d'eau pure (J/kg), est constitué (Javaux *et al.*, 2021) :

- du potentiel gravitationnel Ψ_z , induit par la gravité sur l'eau, qui représente l'énergie nécessaire pour mouvoir une quantité infinitésimale d'eau pure et libre d'une profondeur de référence d_0 à une profondeur d .
- du potentiel de pression Ψ_p qui correspond à la pression de l'eau lorsque le milieu est saturé (potentiel hydrostatique) et aux forces capillaire et d'adsorption lorsque le milieu est non saturé (potentiel matriciel). Le potentiel de hydrostatique est positif ou nul alors que le potentiel matriciel est alors négatif.

Considérant la masse volumique de l'eau et l'accélération gravitationnelle constantes, l'énergie potentielle Ψ peut être exprimée par unité de poids, conduisant à une unité de longueur ($J/N = m$). Cette expression est appelée la charge H et ces composantes : la charge gravitationnelle d , la charge hydrostatique h et la charge matricielle ψ , ou la succion $-\psi$ (Javaux *et al.*, 2021).

Grâce à la loi de la pression statique dans les fluides, cette relation s'écrit :

$$\Psi = \frac{P}{\rho_w} = gH$$

avec P la pression totale (J/m^3), ρ_w la masse volumique de l'eau (kg/m^3), g l'accélération gravifique (m/s^2) et H la charge totale (m) qui, dans un sol rigide à pression atmosphérique, s'écrit :

$$H = d + p + \psi.$$

Dans les milieux poreux et en l'absence de gradient de charge, l'eau est à l'équilibre statique. La charge totale H est nulle car les charges gravitationnelle d et de pression : ψ et h , s'équilibrent (Fig 1.14). Les mouvements d'eau sont induits par un gradient de charge.

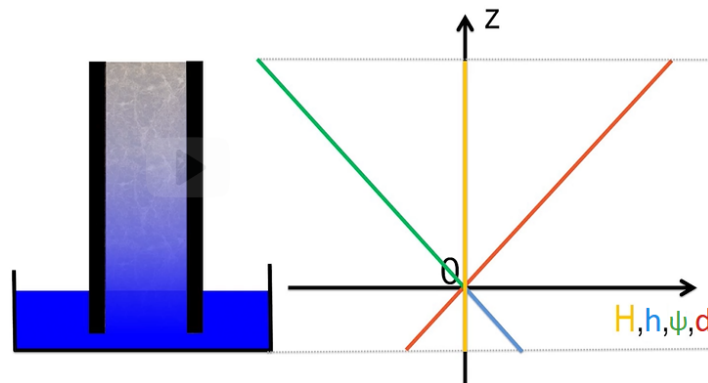


FIGURE 1.14 – Équilibre statique d'une colonne de sol plongée dans un bac rempli d'eau (Javaux *et al.*, 2021).

Capillarité

Le phénomène de capillarité dépend de la tension superficielle et l'angle de contact entre les phases solide, liquide et gazeuse du milieu.

La mise en tension de la surface de l'eau est le résultat d'un déséquilibre des forces appliquées sur les molécules d'eau en contact avec l'air. A l'interface eau-air, la force d'attraction exercée par les molécules d'eau est plus forte que celle exercée par les molécules d'air. Cela crée une force résultante vers le milieu liquide tout le long de l'interface avec le milieu gazeux. La tension superficielle, ou tension interfaciale, γ est ainsi définie comme l'énergie nécessaire pour accroître l'interface liquide-gaz d'une unité de surface (J/m^2), ou encore comme la force exercée par les molécules liquides à l'interface par unité de longueur (N/m ; Javaux *et al.*, 2021).

L'eau étant en dépression en milieu poreux par rapport à l'air qui est à la pression atmosphérique, un gradient de pression ΔP apparaît à l'interface. Il crée une force qui déplace la phase liquide vers la phase gazeuse et en fonction de la tension superficielle de l'eau γ et du rayon de courbure des pores r :

$$\Delta P = \frac{2\gamma}{r}$$

L'ascension capillaire de l'eau est inversement proportionnelle au rayon des pores traversés.

L'angle de contact β à l'interface solide-liquide-gaz dépend des interactions intermoléculaires entre les molécules de liquide, solide et de gaz. On appelle hydrophile une surface solide pour laquelle l'eau a une grande affinité et sur laquelle l'eau maximise la surface de contact (angle de contact $< 90^\circ$). L'inverse se produit avec un solide hydrophobe (Javaux *et al.*, 2021).

Plus le milieu est hydrophile, plus l'eau s'étale à sa surface et plus elle se déplace jusqu'à une certaine hauteur h_c par équilibre des pressions à l'interface eau-air. L'équation de Jurin :

$$h_c = -\frac{2\gamma \cos(\beta)}{\rho g r}$$

montre que h_c est proportionnelle à la tension capillaire de l'eau γ et inversement proportionnelle à l'angle de contact β et au rayon des pores r . Cette hauteur d'eau représente l'énergie avec laquelle l'eau est retenue par capillarité. Elle est prise en compte par la charge matricielle ψ (Javaux *et al.*, 2021).

Dans un milieu poreux, et dans un sol en particulier, il y a une multitude de pores de diamètres différents et de formes différentes. Chacun de ces pores se comporte comme un capillaire et retient l'eau en fonction de son diamètre et de ses propriétés de surface. C'est la distribution des pores dans l'ensemble du milieu poreux qui impact sa capacité de rétention de l'eau (Javaux *et al.*, 2021). Comme discuté précédemment, une texture fine induit une plus grande capacité de rétention d'eau.

Type d'eau et courbe de rétention

Dans les milieux poreux, plusieurs types d'eau existent (Brouyère, 2002) :

- l'eau de rétention, ou liée, qui est retenue à la surface des grains. Elle est immobile et ne participe pas aux forces en présence. Elle est de 3 types :
 - ◆ l'eau hygroscopique est très fortement adsorbée sur les particules solides.
 - ◆ l'eau péliculaire est liée aux grains et forme une couche très fine à leur surface. Avec l'eau hygroscopique, sont les types d'eau en présence lorsqu'un sol atteint sa teneur en eau résiduelle.
 - ◆ l'eau capillaire isolée, ou suspendue, est maintenue par capillarité forte à l'interface entre plusieurs particules solides. C'est le type d'eau qui reste en place lorsque le sol est drainé et qui est encore accessible aux plantes.
- l'eau gravifique, ou libre, qui est mobile et qui subit et transmet les forces en présences. Elle est de 2 types :
 - ◆ l'eau capillaire ascendante, ou soutenue, remplit la quasi totalité des pores et est la composante principale de la frange capillaire. C'est le premier type d'eau qui se met en place lors de l'infiltration par effet de capillarité, un phénomène qui est multidirectionnel.

- ◆ l'eau gravifique remplit la totalité des pores et est soumise à la force de gravité. Elle est la composante principale des écoulements dans les milieux saturés.

Ces différents types d'eau s'ajoutent les uns aux autres lorsque le degré de saturation augmente et, à saturation, sont tous présents. Ils sont identifiables sur la courbe de rétention, ou encore courbe de succion, qui est la relation entre la charge matricielle ψ et la teneur en eau volumique θ d'un sol (Fig. 1.15).

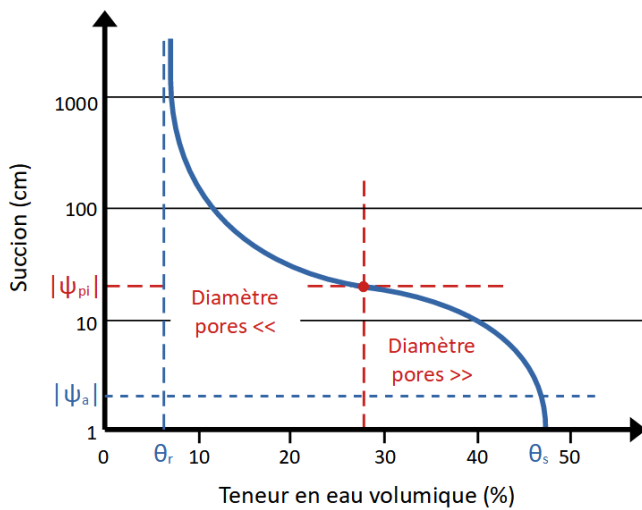


FIGURE 1.15 – Courbe de rétention de l'eau dans un sol.

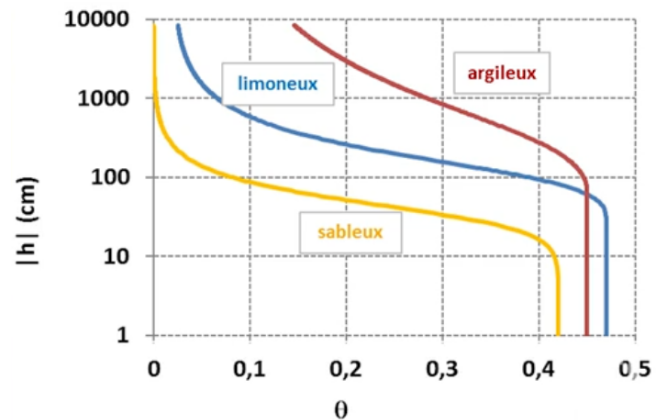


FIGURE 1.16 – Courbes de rétention de l'eau dans un sable, un limon et une argile (Javaux *et al.*, 2021).

Lorsque le milieu est entièrement saturé, la valeur de la teneur en eau θ_s est maximale et la charge matricielle ψ_s est par définition nulle. Au début de sa mise en dépression (drainage), lorsque la succion augmente faiblement, la teneur en eau ne change pas car l'eau est entièrement retenue par capillarité. L'eau gravifique a disparu et l'eau capillaire soutenue joue maintenant un rôle. Le sol reste ainsi saturé en eau jusqu'à atteindre le point d'entrée d'air à la valeur de succion ψ_a qui correspond au rayon des pores les plus grands du milieu, ceux qui se vident en premier car c'est l'endroit où la force capillaire est la plus faible. Cet état intermédiaire entre les états saturé et non saturé est un état saturé constitué d'eau en dépression ($\psi \neq 0$); c'est la zone appelée frange capillaire. Après ce point particulier, la teneur en eau diminue avec l'augmentation des pores qui se vident, pores de rayon de plus en plus petit. Cela induit une diminution (augmentation en valeur absolue) de la charge matricielle car la proportion d'eau capillaire soutenue diminue et l'eau immobile est difficile à extraire. Cette évolution finit par atteindre, asymptotiquement, la valeur de teneur en eau résiduelle θ_r qui est petite pour une succion très grande. Ce point traduit le fait que le peu d'eau qui reste (hygroscopique et péliculaire) est en liaison forte avec la phase solide et ne peut plus s'évacuer même si la succion augmente (Javaux *et al.*, 2021).

Le drainage naturel d'un sol saturé ou proche de la saturation s'arrête lorsque les forces gravitaire et capillaire s'équilibrent. La quantité d'eau alors retenue par capillarité dans les pores est appelée capacité au champ (Javaux *et al.*, 2021).

La forme de la courbe de rétention dépend principalement de la taille et de la distribution de la taille des pores. Des pores de taille homogène (distribution granulométrique homogène)

se vident à la même valeur de succion, la courbe forme alors un plateau autour de son point d'inflexion, alors que des pores de tailles très différentes se vident de manière plus progressive (Brouyère, 2002 & Javaux *et al.*, 2021). De plus, des pores plus grands, comme dans les sables, se vident à une valeur de succion plus faible que des pores plus fins, comme dans les argiles (Fig. 1.16; Javaux *et al.*, 2021).

Il faut donc beaucoup plus d'énergie pour vider de son eau un sol argileux qu'un sol sableux. Qui plus est, une partie de l'eau dans les argiles n'est jamais accessible car ce matériau a une teneur en eau résiduelle élevée. Celle du sable, par contre, est nulle, lui permettant d'être complètement asséché.

1.3.4 Équations des écoulements

Dans les milieux poreux, le régime d'écoulement est principalement laminaire car les vitesses sont faibles et la viscosité est importante. Le mouvement des particules les unes par rapport aux autres développe des forces de frottement importantes qui dissipent de l'énergie, cela ralentit et lisse l'écoulement (Javaux *et al.*, 2021).

L'ensemble des équations présentées par la suite font l'hypothèse d'un écoulement laminaire.

Équation de Darcy (1856)

L'équation expérimentale de Darcy (1856) exprime le flux \mathbf{q} (m/s) d'un écoulement laminaire et permanent à travers un milieu saturé comme proportionnel et opposé au gradient de charge hydraulique ∇H (-), à un coefficient de perméabilité près :

$$\mathbf{q} = -\mathbf{K}_s \nabla H = -\mathbf{K}_s \frac{\partial(h + \psi + d)}{\partial z}$$

avec, respectivement, h , ψ et d les charges hydrostatique, matricielle et gravitaire (m) et \mathbf{K}_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s). Ce tenseur rassemble en un seul paramètre les propriétés intrinsèques du fluide : sa masse volumique ρ (kg/m³) et sa viscosité μ (Pa.s), et la conductivité intrinsèque du milieu poreux k (m²) qui prend en compte la porosité ainsi que la structure des pores (taille, géométrie, distribution, connectivité). K_s est un scalaire lorsque le milieu est identique en tout point de l'espace (homogène) et dans toutes les directions (isotrope) :

$$K_s = \frac{k\rho g}{\mu},$$

avec g l'accélération gravifique (m/s²).

Le débit Q (m³/s) est alors exprimé comme ceci :

$$Q = qA = K_s A \frac{\Delta H}{L} = K_s A \frac{\Delta(h + \psi + d)}{L}$$

avec ΔH la variation de charge (m) et L la longueur de l'écoulement (m).

Équation de Buckingham-Darcy (1907)

Buckingham a généralisé l'équation de Darcy pour un milieu non saturé, homogène, isotrope et non déformable, sans tenir compte de l'effet de la phase gazeuse (flux de vapeur nul et continuité de la phase) et en considérant un écoulement laminaire et permanent :

$$\mathbf{q} = -K(\theta)\nabla H(\theta),$$

avec $K(\theta)$ la conductivité hydraulique (m/s) qui est proportionnelle à la teneur en eau volumique θ et H la charge hydraulique (m) telle que $H(\theta) = \psi(\theta) + d$, où ψ et d désignent les charges matricielle et gravitaire (m). Par définition, la charge hydrostatique h est nulle.

Comme discuté précédemment, plus la teneur en eau diminue, plus la proportion d'eau immobile augmente et, dès lors, plus l'écoulement ralenti : $K(\theta)$ diminue. Plusieurs équations établissant $K(\theta)$ sont présentées en Annexe A.

La conductivité hydraulique peut également être exprimée en fonction de la charge matricielle : $K(\psi)$, la relation est alors inversement proportionnelle et de forme exponentielle. Gardner (1958) en a proposé l'expression suivante :

$$K(\psi) = K_s \exp(\alpha\psi),$$

avec α un paramètre empirique (m^{-1}).

La Figure 1.17 présente l'évolution de $K(\log(|\psi|))$ (pF) pour un sable et un limon. On remarque bien la forme exponentielle décroissante des courbes. En comparant les évolutions, on voit que pour une succion faible (une teneur en eau grande) le sable a une conductivité hydraulique plus importante car ses pores sont plus grands et l'écoulement est facilité. Pour une même valeur de succion élevée, par contre, le sable a une conductivité hydraulique plus faible que le limon car la teneur en eau est plus faible dans le sable que dans le limon (Fig. 1.16).

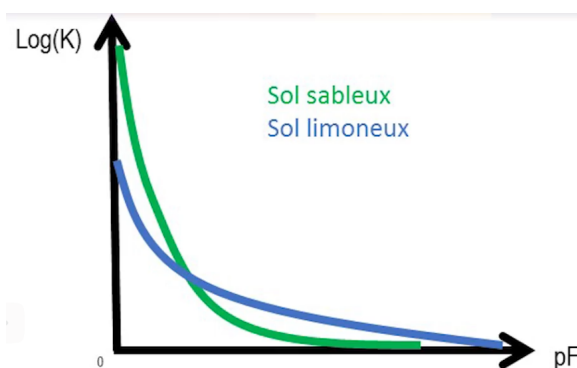


FIGURE 1.17 – Comparaison de l'évolution de la conductivité hydraulique dans des sols sableux et limoneux en fonction de la charge matricielle exprimée en $\text{pF} = \log(|\psi|)$ (Javaux *et al.*, 2021).

Combinée à l'équation de continuité de l'eau dans les sols, cette équation de Buckingham-Darcy conduit à l'équation de Richards qui dit que la variation de la teneur en eau vaut la divergence des flux. Cette équation décrit les écoulements diffusifs et laminaires en régime transitoire, pour une évolution lente, dans les sols non saturés. Elle est valable lorsque la phase gazeuse est continue et en équilibre instantané avec la phase liquide (Javaux *et al.*, 2021).

Or pour déterminer la conductivité hydraulique à saturation K_s des sols avec des essais d'infiltration, cette équation en régime transitoire n'est pas vraiment utile. En effet, la plupart des interprétations de la vitesse d'infiltration mesurée *in situ* se basent sur les données à stabilisation, lorsque le régime permanent est atteint. Ce sont des méthodes en régime permanent qui sont présentées et comparées dans ce document.

Phénomène d'infiltration

La Figure 1.18 présente le diagramme de charges, après un temps long, d'un sol soumis au processus d'infiltration à flux constant. D'abord à l'équilibre statique (Fig. 1.14), les premières épaisseurs du sol s'imbibent petit à petit d'eau de pluie. Le niveau de référence est placé à hauteur du niveau de la nappe et la coordonnée z est positive vers le haut.

A la fin des précipitations, dans une zone de sol en surface d'une certaine épaisseur, la teneur en eau θ a augmenté, entraînant une augmentation de la charge matricielle ψ . Comme la charge gravifique d est restée constante, la charge totale H a augmenté. Elle n'est plus nulle et un gradient hydraulique apparaît, permettant un déplacement de l'eau.

Depuis la nappe vers la surface ce gradient augmente, ce qui, par Darcy, correspond bien à un flux négatif. Proche de la surface, une première couche de sol est à teneur en eau et donc également à charge matricielle ψ constante. La charge hydraulique H évolue alors seulement selon la composante gravitationnelle d . Le gradient hydraulique ∇H est alors unitaire dans cette épaisseur de sol.

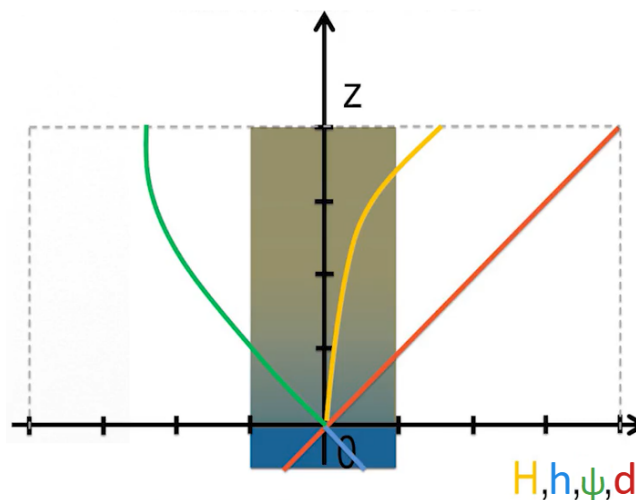


FIGURE 1.18 – Équilibre dynamique aux temps infinis pour un flux constant à travers une colonne de sol (en brun), depuis la surface vers la nappe (en bleu ; Javaux *et al.*, 2021).

Modèles et prises de mesures *in situ*

Le modèle de Green et Ampt (1911), présenté en Annexe B, se penche sur l'évolution du front d'infiltration dans le sol en fonction du temps et de la profondeur. Il est intéressant pour une modélisation des écoulements transitoire 1D. Les équations de Philip (années 1950), présentées en Annexe C, font intervenir l'effet de capillarité dans les descriptions des écoulements

transitoires 3D. L'infiltromètre à disque, présenté en Annexe D, est un outil de mesure *in situ* qui permet de déterminer la conductivité K_s et le paramètre empirique de Gardner α en se basant sur l'équation de Wooding (1968).

Cette équation montre que le flux en régime permanent q_∞ est la somme de la conductivité à saturation K_s et d'un effet de capillarité, elle s'écrit (Javaux *et al.*, 2021) :

$$q_\infty = K_s + \frac{4\phi_m}{\pi R}, \quad \text{avec} \quad \phi_m = \int_{\psi_{init}}^0 K(\psi) d\psi$$

et où ϕ_m dénote le potentiel de Kirchhoff (m^2/s) qui représente les effets capillaires et R le rayon du disque de l'infiltromètre (m).

En faisant l'hypothèse de la relation de Gardner entre K et ψ , le potentiel de Kirchhoff vaut $\phi_m = \frac{K_s}{\alpha}$ et Wooding présente finalement l'équation suivante :

$$q_\infty = K_s \left(1 + \frac{4}{\pi R \alpha} \right).$$

La conductivité à saturation K_s ainsi déterminée est précise lorsque c'est la gravité qui est le moteur principal de l'écoulement car, alors, le flux est principalement vertical. C'est le cas dans les sols grossiers et humides. Par contre, dans les sols fins et secs, lorsque la capillarité est le moteur principal, l'écoulement est dispersé latéralement ce qui fausse la mesure (Fig. 1.19).

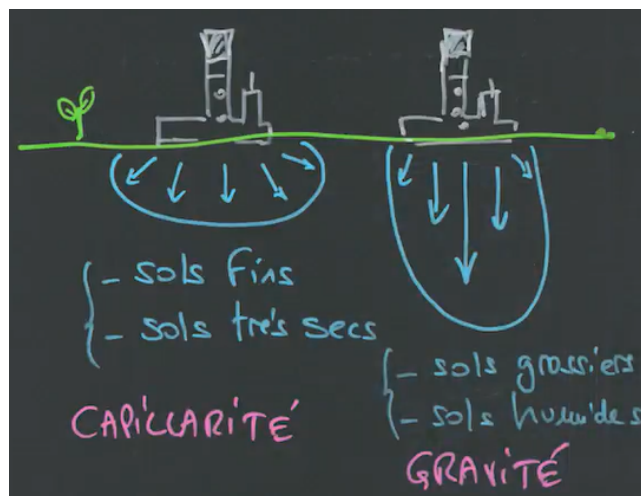


FIGURE 1.19 – Force motrice principale de l'écoulement en fonction du type de sol et de la condition initiale de teneur en eau (Javaux *et al.*, 2021).

1.4 Tests d'infiltration

Le test d'infiltration est une prise de mesure *in situ* de la vitesse à laquelle l'eau s'infiltré dans le sol. Cette vitesse d'infiltration est ensuite interprétée pour déterminer la conductivité hydraulique locale du terrain qui servira de base au dimensionnement de l'ouvrage d'infiltration. Pour prendre en compte l'hétérogénéité locale et obtenir des résultats pertinents, au moins 3 tests doivent être réalisés et ce à l'emplacement et à la profondeur envisagés pour l'installation de

Superficie	Nombre de tests	Remarques
< 200 m ²	Minimum 3 tests.	A la profondeur prévue pour infiltrer. Conseil : prévoir un sondage de reconnaissance (profond).
200 à 10.000 m ²	Minimum 3 tests et 1 sondage de reconnaissance par 5.000 m ² .	A la profondeur prévue pour infiltrer.
> 10.000 m ²	Une première campagne de minimum 6 tests par hectare et 2 sondages de reconnaissance. Une seconde campagne de tests pour confirmer l'implantation et la profondeur des ouvrages d'infiltration.	Campagne de tests en deux étapes.

TABLE 1.4 – Consignes des campagnes de prise de mesures de perméabilité en fonction de la superficie du terrain (AIDE, 2022).

l'ouvrage d'infiltration (Table 1.4). Ils doivent être réalisés dans des conditions météorologiques normales, sans pluie ni gel (Grela *et al.*, 2004).

La méthodologie de réalisation des tests d'infiltration prévoit toujours qu'ils soient réalisés en condition de sol saturé en eau, donc la vitesse mesurée représente, en principe, une vitesse minimale d'infiltration de l'eau dans le sol. Cette vitesse est proportionnelle à la perméabilité réelle du sol, appelée conductivité hydraulique en milieu saturé, qui varie en fonction de plusieurs paramètres : le type de sol, la profondeur, la végétation, la saison, la météo, ... (AIDE, 2022).

Si la conductivité hydraulique du sol est supérieure à 1.10^{-6} m/s, un dimensionnement est étudié, par la méthode des pluies par exemple, pour les différents ouvrages d'infiltration envisageables sur le projet. Par contre, si cette propriété est inférieure à 1.10^{-6} m/s, l'infiltration est considérée trop lente pour l'installation d'un ouvrage et les eaux de pluies récoltées doivent alors être redirigées vers un cours d'eau en surface ou, en dernier recours, vers le réseau d'égout (*cf.* article R.277 du Code de l'Eau).

Dans ce document, c'est cette valeur limite de 1.10^{-6} m/s qui est retenue mais il est à noter qu'elle est remise en question. Elle est jugée trop restrictive par certains bureaux d'études et certaines administrations encourage de plus en plus à infiltrer l'eau de pluie même si la conductivité hydraulique déterminée sur le terrain est théoriquement trop faible.

1.4.1 Principe et limitations

Il existe différents types d'essai d'infiltration qui mettent tous en place la même procédure. Tout d'abord, une excavation est creusée puis remplie d'eau pendant un certain temps pour saturer les terrains environnants. La saturation totale n'est jamais vraiment atteinte en raison de l'air piégé dans le sol ou introduit par l'eau qui s'infiltrer, ce qui peut réduire la perméabilité mesurée (AFNOR, 2014a). Grela *et al.* (2004) et Javaux *et al.* (2021) préconisent au moins 4h de pré-saturation.

Ensuite, des mesures de la vitesse d'infiltration, à charge variable ou à charge constante, sont réalisées à plusieurs reprises en allongeant progressivement le pas de temps jusqu'à atteindre une stabilisation. La durée de la prise de mesure dépend du type de sol et ne dépasse généralement

pas 1h30.

La procédure à charge variable consiste à mesurer la différence de hauteur de la colonne d'eau entre le début et la fin du pas de temps. La hauteur d'eau initiale dans l'excavation est choisie inférieure à celle de l'étape de saturation pour que l'infiltration ait lieu dans des conditions de milieu saturé et elle est ajustée à ce même niveau après chaque mesure (Grela *et al.*, 2004). La mesure à charge constante, par contre, consiste à maintenir un niveau d'eau constant dans l'excavation. C'est alors le volume d'eau apporté durant le pas de temps considéré qui est mesuré. Connaissant les dimensions de l'excavation, la vitesse d'infiltration peut être calculée.

La validité de ces tests est assez difficile à évaluer car les sources d'erreurs sont multiples. Tout d'abord, la réalisation de l'excavation déstructure le sol. Cela comprend une compaction des terrains, un lissage des parois, et un apport de fines qui conduisent à la fermeture plus ou moins important de la porosité. Ensuite, la nature des terrains influence grandement le déroulé de la mesure : difficulté voir impossibilité de creuser, instabilité des parois de la cavité, communication de nappes, hétérogénéité des propriétés du sol, ... Finalement, la prise de mesure est entachée d'imprécisions : limite de précision de la mesure de la variation de la charge hydraulique liée au matériel utilisé, arrêt de l'essai avant stabilisation du flux, ... (Hvorslev 1951 ; Gibson 1963, 1966 ; Wilkinson 1968 ; Weber 1968 ; Bjerrum *et al.* 1972, Elrick *et al.*, 1990 & Dhouib *et al.*, 1998).

De plus, l'effet de la capillarité sur le flux tridimensionnel est difficile à déterminer, l'écoulement atteint le régime permanent assez lentement et la saturation n'est jamais complètement atteinte car, se faisant par le haut, des bulles d'air restent emprisonnées (Elrick *et al.*, 1990 & Javaux *et al.*, 2021)

1.4.2 Essai Porchet

L'essai Porchet consiste à forer un puits de faible profondeur, de 0,5 à 2 m, en évitant de tasser le fond puis à équiper le forage d'une couche de gravier, d'un tuyau PVC ouvert dans le bas et d'un flotteur gradué (Fig. 1.20). Ce forage est ensuite rempli d'une colonne de 30 cm d'eau qui est maintenue à niveau pendant 1 à 2 heures pour saturer les terrains environnants. Dans un deuxième temps, des mesures de la vitesse d'infiltration à charge variable sont réalisées (Grela *et al.*, 2004, Mayer, 2021a).

Il est généralement mis en place dans des sols sableux et limoneux pour des intervalles de conductivité hydraulique variant entre 10^{-8} et 10^{-3} m/s (Javaux *et al.*, 2021).

L'essai mesure la perméabilité verticale et horizontale du sol à travers une surface d'infiltration cylindrique. Certaines méthodes d'interprétation des résultats prennent seulement en compte l'infiltration par le fond et négligent l'infiltration par les parois latérales du forage pour ne pas surestimer les capacités d'infiltration et dès lors ne pas risquer de sous-dimensionner le système d'infiltration à installer (Mayer, 2021a). L'essai Porchet est le plus souvent utilisé car il est facile et rapide à mettre en œuvre et ne consomme pas beaucoup d'eau (20 à 50 L).

Le perméamètre autonome (Fig. 1.21) est un outil développé et commercialisé par SIG France pour automatiser la prise de mesure par essai Porchet. Le haut de la crépine à insérer dans le forage est équipé de capteurs détectant de faibles variations de hauteur d'eau et pouvant activer

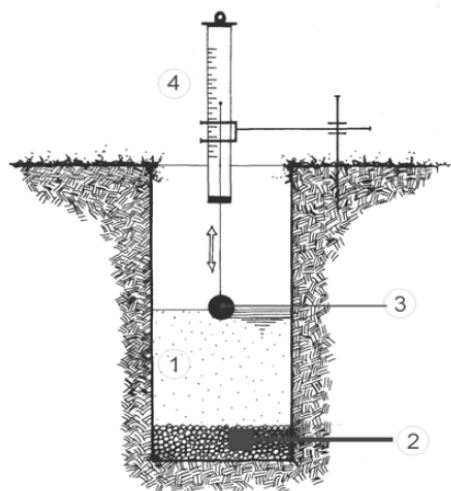


FIGURE 1.20 – Schéma de prise de mesure *in situ* de la vitesse d'infiltration par essais Porchet : 1. eau claire, 2. gravier, 3. flotteur et 4. système de mesure du niveau du flotteur (Grela *et al.*, 2004).

une électrovane pour réalimenter le forage. L'infiltration a lieu à charge variable très faible : 1,3 cm, et le calcul de la vitesse d'infiltration est réalisé sur base de la mesure du temps mis par la colonne d'eau pour varier de cette hauteur.

L'appareil est calibré pour des forages de 10 cm de diamètre. Pour des forages de 15 cm de diamètre un facteur de correction de 1,78 est à appliquer sur les données (SIG France, 2018).

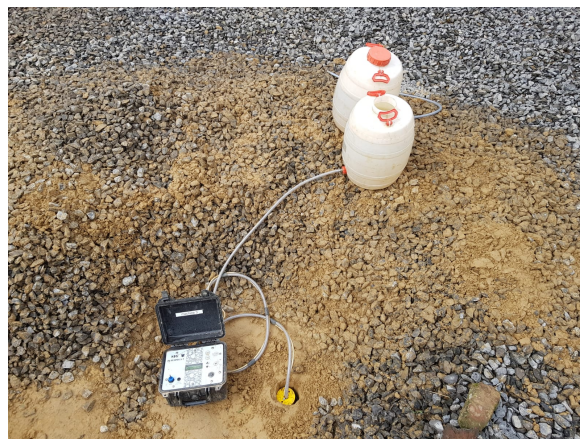


FIGURE 1.21 – PERMEA3 : perméamètre autonome (SIG France, 2023).

1.4.3 Essai Nasberg

L'essai Nasberg (Lefranc) est réalisé dans un puits équipé, à plus grande profondeur que pour l'essai Porchet, et consiste à injecter (ou pomper) de l'eau dans une section isolée au-dessus (en-dessous) de la surface de la nappe (AFNOR, 2014a). Le fonctionnement de cet essai est assez proche de celui de l'essai de pompage qui, lui par contre, est réalisé à plus grande profondeur pour déterminer la conductivité hydraulique en grand d'un aquifère.

La mesure de la vitesse d'infiltration peut être réalisée avec une charge hydraulique constante ou

variable. Cette dernière configuration consiste à imposer un débit d'injection (ou de pompage) et de mesurer la variation de la charge hydraulique en fonction du temps. Les auteurs de la norme décrivant le fonctionnement de cet essai (AFNOR, 2014a) ont remarqué que chacune de ces méthodes est mieux adaptée à certains ordres de grandeur de conductivité hydraulique : avec une charge variable il s'agit de l'intervalle $[10^{-6}, 10^{-9}]$ m/s, avec une charge constante $[10^{-4}, 10^{-7}]$ m/s et avec un débit constant $> 10^{-6}$ m/s.

1.4.4 Essai Matsuo

L'essai Matsuo (Fig. 1.22) consiste à creuser une fouille d'une géométrie fixe et de la remplir d'eau pendant 15 à 30 minutes à charge constante pour laisser le milieu se saturer. La prise de mesure est ensuite réalisée en appliquant une charge hydraulique variable (Mayer, 2021c).

Le fonctionnement de cet essai est plus proche du fonctionnement réel des ouvrages d'infiltration et permet de caractériser une plus grande superficie de sol, il paraît donc plus pertinent. Il nécessite cependant beaucoup plus d'eau que l'essai Porchet (80 à 150 L).



FIGURE 1.22 – Essai Matsuo (Sond&Eau, 2023).

1.4.5 Essai double-anneaux (Panda)

L'essai double-anneaux (Fig. 1.23) consiste à enfoncer de quelques centimètres deux anneaux métalliques de diamètres différents à la surface (plane) d'un sol, de manière concentrique. Les deux espaces ainsi délimités à l'intérieur des anneaux sont ensuite remplis d'eau à charge constante pendant environ 30 minutes pour saturer verticalement les terrains. La prise de mesure est ensuite réalisée dans l'anneau intérieur avec application d'une charge variable. L'anneau extérieur a pour rôle de diriger le flux verticalement (Amraoui, 1997 & Mayer, 2021b).

Il est généralement mis en place pour des intervalles de conductivité hydraulique variant entre 10^{-8} et 10^{-5} m/s (Javaux *et al.*, 2021).

Le fonctionnement de cet essai est semblable à celui de l'essai Matsuo car l'infiltration est principalement verticale, contrairement aux essais Porchet et Nasberg pour lesquels l'écoulement latéral est important. L'essai double-anneaux permet de mieux guider verticalement l'infiltration

par rapport à l'essai Matsuo mais il est plus difficile à utiliser en fond de fouille ou en fond de bassin car il nécessite alors de terrasser de grands volumes de sol.

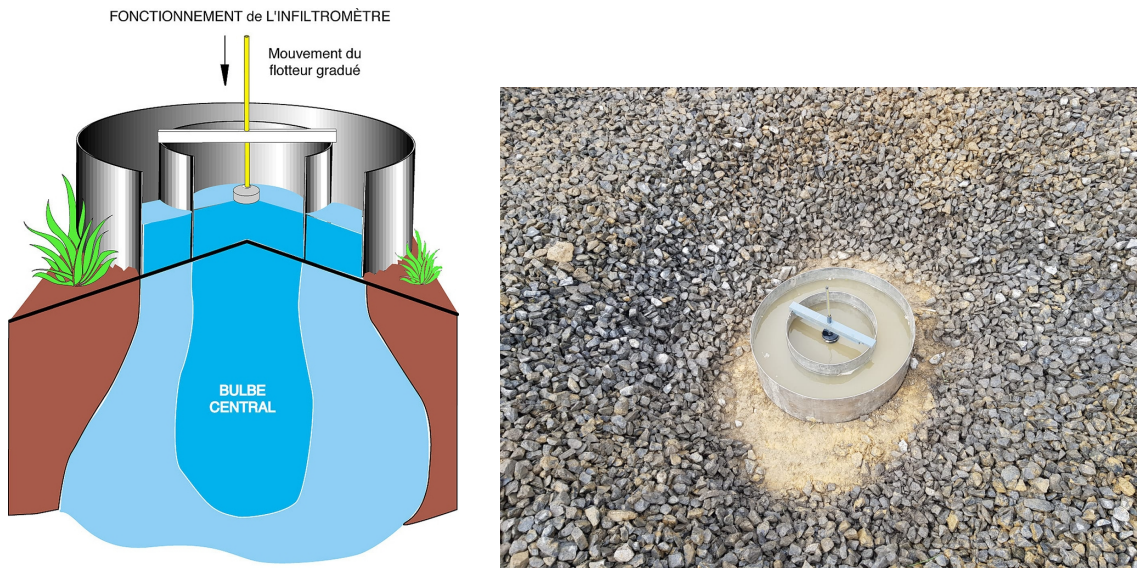


FIGURE 1.23 – Essai double-anneaux (<https://all-geo.org/jefferson/wp-content/uploads/2020/03/infiltrometr-sdec-france.jpg>).

La Table 1.5 résume les informations importantes à avoir en tête concernant les différents essais d'infiltration.

Type d'essai	Volume investigué	Intervalle de K (m/s)	Volume d'eau nécessaire (L)
Porchet	Petite échelle	$[10^{-8}, 10^{-3}]$	10 - 50
Nasberg	Petite échelle	$[10^{-9}, 10^{-6}]$	Quelques dizaines de litres
Double-anneaux (Panda)	Moyenne à grande échelle	$[10^{-8}, 10^{-5}]$	50 - 150 (voir plus)
Matsuo	Moyenne à grande échelle		> 200

TABLE 1.5 – Synthèse des différents essais.

1.5 Interprétation des tests d'infiltration

Sur le terrain, les essais d'infiltration permettent de mesurer la vitesse d'infiltration de l'eau dans le volume de sol étudié. Cette vitesse correspond au flux d'infiltration q (m/s). Lors d'un essai à charge constante, il est déterminé en divisant le débit imposé Q (m³/s) par la section de la lame d'eau A (m²) et, lors d'un essai à charge variable, il est calculé par le ratio de la variation de la hauteur d'eau Δh (m) et du pas de temps Δt (s) entre les mesures :

$$\begin{cases} q = \frac{Q}{A} & (\text{à charge constante}) \\ q = \frac{\Delta h}{\Delta t} & (\text{à charge variable}) \end{cases}$$

Cette vitesse doit ensuite être interprétée pour déterminer la conductivité hydraulique à saturation K_s du sol, or l'écoulement réel est complexe : non permanent et tridimensionnel. D'un côté, l'infiltration est guidée verticalement vers le bas par le gradient gravitationnel et d'un autre, elle est guidée verticalement et latéralement par le gradient de pression qui comprend la charge hydrostatique dans la zone saturée et la charge matricielle au niveau du front d'humectation, dans la zone non saturée.

Dans un premier temps, ce sont les forces capillaires (charge matricielle) qui sont les forces motrices principales de l'écoulement et le déplacement latéral de l'eau est alors important. Dans un second temps, ce sont les charges gravitationnelle et hydrostatique qui dominent et l'eau se déplace alors principalement verticalement. Le front d'humectation s'éloignant de plus en plus de la surface du sol, le gradient de charge totale ∇H diminue progressivement, entraînant une diminution du taux/densité de flux d'infiltration q . Cette relation découle de la loi de Darcy applicable en milieu saturé, ce qui est le cas entre la surface et le front d'humectation. Cette loi s'écrit

$$\mathbf{q} = -K_s \nabla H = -K_s \nabla(\psi + d + h), \quad (1.1)$$

avec K_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s), ψ la charge matricielle (m), d la charge gravitaire (m) et h la charge hydrostatique (m).

Il est important de noter que les hypothèses d'un sol homogène, isotrope et semi-infini sont prises pour tout test d'infiltration réalisé. Les texture, structure et teneur en eau initiale du sol sont considérées uniformes et le sol est supposé non stratifié sur toute la profondeur traversée par le front d'infiltration (Javaux *et al.*, 2021). De plus, il est considéré que la présence d'air dans le sol n'offre aucune résistance à l'écoulement lors du déplacement du front d'infiltration vers le bas. Le gonflement du sol n'est pas pris en compte.

Ce sont des hypothèses fortes rarement rencontrées sur le terrain mais qui permettent de simplifier les processus dans l'approche théorique. De toutes, c'est l'hypothèse d'un milieu homogène qui conduit à l'erreur la plus importante (van Hoorn, 1979).

1.5.1 Essai double-anneaux

Pour un test d'infiltration réalisé à l'aide d'un cylindre enfoncé dans le sol (essai simple-anneau ; Fig. 1.24), l'écoulement stabilisé ($t \rightarrow \infty$) est décrit par l'équation de Wooding (1968) adaptée

pour tenir compte de la charge hydrostatique appliquée par la lame d'eau. Pour un essai cylindrique, la section de la lame d'eau vaut $A = \pi R^2$ m² et l'équation s'écrit :

$$q = K_s + \frac{h}{\pi R G} K_s + \frac{\phi_m}{\pi R G}, \quad (1.2)$$

avec q le flux ou la vitesse d'infiltration (m/s), K_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s), h la hauteur de la lame d'eau (m ; essai à charge constante), R le rayon de l'anneau (m), $G = 0,316 \frac{e}{R} + 0,184$ un facteur de forme (-) qui rend compte de l'eau confinée dans le cylindre sur une épaisseur e où l'écoulement est unidimensionnel et ϕ_m le potentiel de flux matriciel ou de Kirchhoff (m²/s).

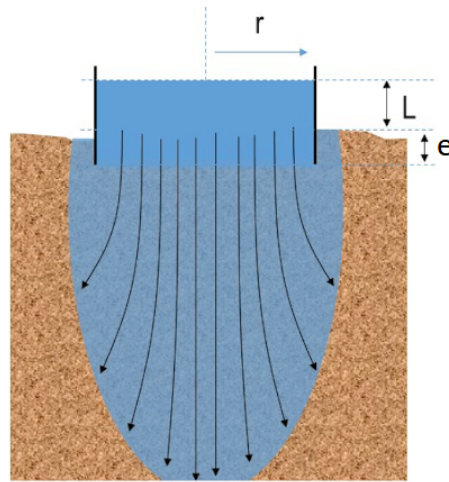


FIGURE 1.24 – Schéma d'un essai d'infiltration simple-anneau (Javaux *et al.*, 2021).

Le premier terme représente la contribution de la gravité, le deuxième représente la contribution de la charge hydrostatique et le troisième représente la contribution de la charge matricielle (effet de bord induit par la capillarité) sur l'écoulement. Cette équation à 2 inconnues : K_s et ϕ_m , peut être résolue avec différentes mesures en faisant varier la hauteur de la lame d'eau ou le rayon du cylindre.

Pour simplifier les procédures et déterminer K_s avec une seule mesure, on peut faire l'hypothèse de Gardner (1958) qui suppose que la courbe de conductivité hydraulique $K(\psi)$ peut être représentée par une fonction exponentielle décroissante. Le potentiel de Kirchhoff peut alors être approximé par $\phi_m = \frac{K_s}{\alpha}$ si le sol n'est pas trop humide initialement. α est un paramètre empirique qui traduit la capacité du sol à absorber de l'eau. Plus il est petit, plus la capacité d'absorption est grande.

Dès lors, la conductivité hydraulique à saturation est obtenue par :

$$K_s = \frac{q \pi R G}{\pi R G + h + \frac{1}{\alpha}}, \quad (1.3)$$

en estimant le paramètre α sur base des caractéristiques structurales et texturales du sol.

Cette solution analytique permet de tenir compte des divergences de flux d'infiltration d'eau mais reste approximative. La réalisation d'un essai double-anneaux va simplifier le processus d'écoulement et donc l'interprétation. En effet, l'ajout d'un anneau extérieur de plus grand rayon

permet de considérer le flux au niveau de l'anneau intérieur comme unidirectionnel vertical. Les flux divergents affectent alors principalement l'eau au niveau de cet anneau extérieur.

Cette approximation d'un écoulement unidimensionnel est d'autant plus vraie que l'anneau extérieur est grand et l'anneau intérieur petit. Il est à noter que l'anneau intérieur ne doit pas être trop petit pour éviter de tasser le sol et éviter l'augmentation de la proportion des écoulements préférentiels le long des parois du cylindre par rapport à l'écoulement à travers la surface du sol.

Lorsque le régime permanent est atteint, l'équation de Darcy peut être utilisée car le milieu est considéré saturé et l'écoulement laminaire (faible charge hydrostatique appliquée). Le flux d'infiltration est déterminé par la prise de mesure, il reste à déterminer le gradient hydraulique ∇H entre la surface, où $d = 0$, et le front d'infiltration d_f . En faisant l'hypothèse d'une charge matricielle nulle au niveau du front d'infiltration, on obtient :

$$\nabla H = \frac{h + d_f}{d_f}, \quad (1.4)$$

avec h la hauteur de la lame d'eau (m ; essai à charge constante).

Dès lors, la conductivité hydraulique à saturation vaut :

$$K_s = \frac{qd_f}{h + d_f}. \quad (1.5)$$

En toute rigueur, la mesure de la profondeur du front d'infiltration implique la réalisation de deux carottages immédiatement après l'essai, l'un dans le sol sous l'anneau central et l'autre dans le sol à l'extérieur des anneaux. Ces carottes sont ensuite découpées en tranches de 1 à 2 centimètres pour y mesurer la teneur en eau. La comparaison des profils de teneur en eau obtenus permet de déterminer d_f (Fig. 1.25).

La profondeur du front d'infiltration peut également être calculée avec l'équation suivante (Stewart & Nolan, 1987) :

$$d_f = \frac{qt}{\phi(1 - Sr)}, \quad (1.6)$$

avec q le flux d'infiltration (m/s), t le temps (s), ϕ la porosité totale du sol (-) et Sr le degré de saturation initial du sol (-).

En pratique, pour éviter une procédure longue et fastidieuse afin de déterminer d_f , l'hypothèse d'un gradient unitaire est prise. Elle est d'autant plus exacte que la lame d'eau est peu épaisse par rapport à d_f et que la charge matricielle au niveau du front ψ_f est proche de 0. En conséquence, on suppose qu'en régime stationnaire l'eau ne s'écoule plus que sous l'effet de la gravité. Dans le cas d'un essai Porchet, par contre, cette hypothèse d'un gradient unitaire est beaucoup plus discutable (Dassargues, 2019 & Javaux *et al.*, 2021).

Pour une charge hydrostatique variable, van Hoorn (1979) présente :

$$Q = K_s A = K_s (A_l(h) + A_f) = -A_f \frac{dz}{dt}, \quad (1.7)$$

avec A la surface totale d'infiltration, A_l la surface latérale, qui évolue avec la hauteur d'eau h , et A_f la surface du fond.

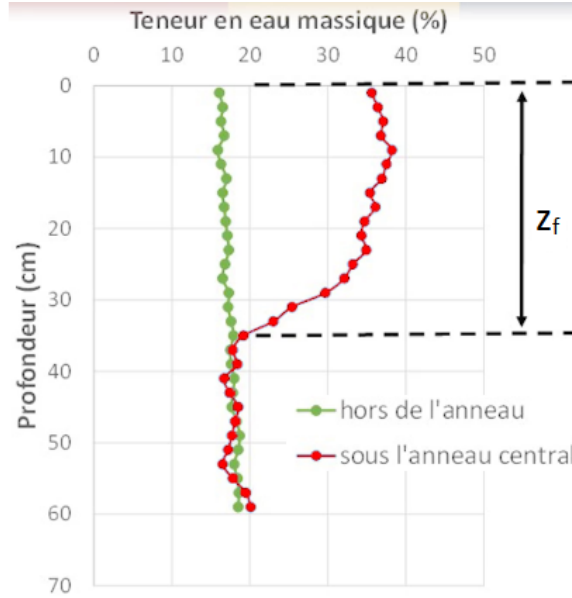


FIGURE 1.25 – Détermination de la profondeur du front d'infiltration par mesure de la teneur en eau de 2 carottes de sol (Javaux *et al.*, 2021).

Cette équation peut encore s'écrire :

$$K_s dt = \frac{-A_f}{A_l(h) + A_f} dz. \quad (1.8)$$

Après intégration et considérant $h = h_0$ en $t = 0$, on obtient :

$$K_s = \frac{C}{t} \ln \left(\frac{h_0 + C}{h + C} \right) = \frac{2,3C}{t} \log \left(\frac{h_0 + C}{h + C} \right), \quad \text{avec} \quad C = \frac{A_f}{A'_l(h)} \quad (1.9)$$

et avec h la hauteur d'eau au temps t .

Sur un graphique semi-logarithmique ($t, \log(h + C)$) les points de mesure s'alignent selon une droite de pente $\frac{K_s}{2,3C}$. Il est alors possible de moyenner la valeur de la conductivité hydraulique à saturation.

Dans le cas de l'essai Porchet, la surface d'infiltration est un cylindre de rayon r . La constante géométrique C vaut donc :

$$C = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2}.$$

Dans le cas de l'essai Matsuo, la surface d'infiltration est un parallélépipède de largeur l et de longueur L . La constante géométrique C vaut donc :

$$C = \frac{lL}{2(l + L)}.$$

Cette interprétation est également proposée par Mayer (2021c).

Par contre, dans le cas de l'essai double-anneaux (Panda), l'infiltration se fait seulement par le fond, sur un disque de rayon r . Dès lors, l'expression de van Hoorn devient :

$$K_s = -\frac{dh}{dt} = q \quad (1.10)$$

et la conductivité hydraulique à saturation est alors égale au flux d'infiltration q .

De son côté, Mayer (2021b) utilise la même interprétation que pour l'essai Porchet car il considère que la constante géométrique C équivaut au rapport entre l'aire du fond et le périmètre de l'anneau intérieur de rayon R_i :

$$C = \frac{A_f}{A'_l(h)} = \frac{A_f}{P_f} = \frac{\pi R_i^2}{2\pi R_i} = \frac{R_i}{2}.$$

1.5.2 Essai Porchet

Sur base de l'équation de van Hoorn :

$$K_s = \frac{r}{2t} \ln \left(\frac{h_0 + \frac{r}{2}}{h + \frac{r}{2}} \right), \quad (1.11)$$

K_s peut facilement être estimé sur le graphique semi-logarithmique $(t, \log(h + \frac{r}{2}))$ car les points de mesure s'alignent selon une droite de pente $\frac{K_s}{1.15r}$. Cette méthode offre l'avantage de moyenner l'estimation de la conductivité hydraulique à saturation sur plusieurs mesures et donc de minimiser l'erreur expérimentale.

Pour l'essai Porchet sous charge hydrostatique constante, plusieurs interprétations du flux d'infiltration tridimensionnel existent, avec la section de la lame d'eau $A = \pi r^2 \text{ m}^2$:

— Reynolds *et al.* (1985) proposent :

$$q(\psi) = K_s + \frac{2h^2}{r^2 C} K_s + \frac{2h}{r^2 C} \phi_m \quad (1.12)$$

avec $q(\psi)$ le flux d'infiltration (m/s) dépendant de la charge matricielle ψ , K_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s), h la charge hydrostatique (m), r le rayon du forage (m), ϕ_m le coefficient de Kirchhoff (m²/s) et C un coefficient adimensionnel (-) principalement dépendant du rapport entre la charge hydrostatique et le rayon du forage $\frac{h}{r}$ mais dépendant également des structures et texture du sol. Reynolds & Elrick (1987) ont déterminé C numériquement pour un certain intervalle de valeurs de $\frac{h}{r}$ et pour des sols "représentatifs" sableux, limoneux et argileux déstructurés.

Les trois termes de cette équation représentent, respectivement, les contributions approximatives de la gravité, de la pression hydrostatique et de la capillarité.

Avec l'hypothèse de Gardner (1958) liant ϕ_m et α , si le sol n'est pas trop humide initialement, cette équation se réécrit :

$$K_s = \frac{qr^2 C}{r^2 C + 2h^2 + \frac{2h}{\alpha}}. \quad (1.13)$$

— Gardner (1958) & Philip (1985) proposent :

$$K_s = q \left[\left(\frac{3}{2} \right)^{\frac{2}{3}} A + \frac{4 \left(\frac{3}{2} \right)^{\frac{1}{3}} BC^*}{\alpha r} \right]^{-1}, \quad (1.14)$$

avec

$$\begin{aligned} A &= \frac{(C^2-1)^{\frac{3}{2}}}{C \ln \left[C + (C^2-1)^{\frac{1}{2}} \right] - (C^2-1)^{\frac{1}{2}}}, \\ B &= \frac{(C^2-1)^{\frac{1}{2}}}{\ln \left[C + (C^2-1)^{\frac{1}{2}} \right]}, \\ C^* &= 0,56 + \frac{0,35}{C} \quad (\text{dérivé empiriquement}), \\ C &= \frac{h}{r}. \end{aligned}$$

Les deux termes de droite représentent, respectivement, les composantes saturée et non saturée du flux quittant le puits de forage. Le premier combine la pression hydrostatique et la gravité dans l'écoulement saturé alors que le second combine la capillarité et la gravité dans l'écoulement non saturé (Elrick *et al.*, 1990).

En simplifiant l'écoulement tridimensionnel en un écoulement horizontal à travers la surface latérale du forage et en un écoulement vertical à travers la surface du fond, avec des hypothèses de gradient hydraulique unitaire et de milieu homogène et isotrope, le bureau RAISô (Gérard, 2023) considère que, pour déterminer la conductivité hydraulique K_s verticale, le flux d'infiltration peut être pondéré par la proportion de la surface du fond dans l'ensemble de la surface mouillée :

$$K_s = \frac{A_f}{A_l + A_f} q, \quad (1.15)$$

avec A_f la surface du fond et A_l la surface latérale du forage.

En tout rigueur, cette interprétation devrait être utilisée pour des essais à charge constante mais il sera montré plus loin que son utilisation pour des essais à charge variable ne surestime que peu K_s lorsque la variation du niveau d'eau est faible. La hauteur d'eau alors implémentée dans l'équation de la superficie latérale est le niveau moyen lors de cette variation.

$$K_s = \frac{A_f}{2\pi r \left(\frac{h_0+h}{2} \right) + A_f} q = \frac{r}{h_0 + h + r} q, \quad (1.16)$$

avec K_s la conductivité hydraulique à saturation (m/s), q le flux d'infiltration (m/s), r le rayon du forage (m), h_0 la hauteur d'eau initiale et h la hauteur d'eau au temps t .

1.5.3 Essai Matsuo

Avant l'interprétation à charge variable de van Hoorn (1979), l'essai à charge constante et son interprétation ont été présentés par Matsuo *et al.* (1958). Ils considèrent un écoulement 3D principalement vertical dominé par la gravité. Avec la section de la lame d'eau $A = lL$ m², la conductivité hydraulique K_s s'exprime comme suit :

$$\begin{cases} K_s = \frac{lq}{l+2h} & \text{si la nappe se trouve à grande profondeur} \\ K_s = \frac{lq}{l-2h} & \text{si la nappe se trouve à faible profondeur,} \end{cases}$$

avec l la largeur de la fosse qui est de dimension bien plus faible que sa longueur.

1.5.4 Essai Nasberg

Nasberg (1951) & Terletskaia (1954) proposent une interprétation pour un essai en puits à charge constante (Lamachere, 1971) avec la section de la lame d'eau $A = \pi r^2 \text{ m}^2$:

$$K_s = \frac{0,423\pi r^2}{h^2} q \log\left(\frac{4h}{2r}\right), \quad \text{avec} \quad 50 < \frac{h}{r} < 200 \quad (1.17)$$

et où h la hauteur d'eau dans le puits (m) qui doit être d'au moins 50 fois le rayon du puits r (m). Il est estimé que la perméabilité ainsi mesurée s'applique sur une portion de terrain cylindrique, centrée sur le puits et de diamètre D tel que :

$$D = 2\sqrt{\frac{r^2 q}{K}}. \quad (1.18)$$

1.5.5 Discussion des hypothèses et limitations

Lorsque l'écoulement est considéré tridimensionnel, l'infiltration en régime permanent dépend de la conductivité hydraulique à saturation K_s et du coefficient empirique α alors que pour un écoulement considéré unidimensionnel, elle dépend seulement de K_s . Alors qu'il est plus tentant de choisir une approche unidimensionnelle, plusieurs auteurs ont montré des raisons pratiques et théoriques de privilégier l'approche tridimensionnelle pour interpréter les mesures de terrain.

En pratique, l'infiltromètre double-anneaux prend du temps pour atteindre le régime permanent et les résultats ne peuvent pas être complètement validés parce qu'un écoulement unidimensionnel avec $q_\infty = K_s$ est virtuellement impossible à atteindre (Bouwer, 1986). Swartzendruber & Olson (1986a, b) ont également montré qu'un fort effet de l'écoulement tridimensionnel existe même au niveau de l'anneau intérieur de l'infiltromètre double-anneaux et, selon Bouwer (1986), cela peut entraîner une surestimation de K_s de plus d'un facteur 3 dans un sable sec. De plus, Elrick *et al.* (1990) suggèrent que ce sont en fait les effets du flux tridimensionnel qui sont responsables de l'apparition du régime permanent apparent lors d'essai utilisant un double-anneau. On peut raisonnablement penser que les essais de type Porchet et Matsuo sont confrontés aux mêmes limitations dans une approche 1D.

Avec les équations de flux 3D, les deux inconnues α et K_s peuvent être déterminées par l'une des méthodes suivantes, utilisables dans un sol homogène.

- Deux opérations (au moins) de mesure en faisant varier la hauteur d'eau h (Reynolds & Elrick, 1985, 1986).
- Deux opérations (au moins) de mesure en faisant varier le rayon R_i de l'anneau intérieur de l'infiltromètre double-anneau (Scotter *et al.*, 1982).
- Estimation de α sur base des caractéristiques texturale et structurale du sol, une suggestion de valeurs étant présentée par Elrick *et al.* (1989) dans la Table 1.6. White & Sully (1987), de leur côté, ont montré que la valeur de 12 m^{-1} est réaliste pour une large gamme de sols structurés.

L'approche consistant à négliger la contribution de la capillarité (écoulement considéré 1D) entraîne une surestimation d'un facteur 1 à 10 en fonction des propriétés du sol, de la teneur

Caractéristiques structurales et texturales	α (m^{-1})
Argiles compactes	1
Sols non structurés à texture fine	4
Plupart des sols argileux à argilo-limoneux, sables moyens à fins non structurés et sables limoneux	12
Sables grossiers à graveleux, sols très structuré avec de larges fissures et macropores	36

TABLE 1.6 – Suggestion de valeurs pour le paramètre empirique α selon les caractéristiques structurales et texturales du sol (Elrick *et al.*, 1989).

en eau initiale et de la géométrie de la source d'eau de l'essai. Cette surestimation augmente avec la diminution de h et r , une teneur en eau faible, une texture de sol fine et une structure de sol faible (Talsma, 1987 ; Reynolds & Elrick, 1985, 1987).

L'infiltration dans un sol non saturé se faisant par le haut, des bulles d'air se retrouvent emprisonnées dans les pores et peuvent représenter jusqu'à 13% de la porosité totale du milieu (Fayer & Hiller, 1986). Ce phénomène induit une sous-estimation de K_s , d'au moins un facteur 2 avec un essai Porchet (Stephens *et al.*, 1987) mais, dans le cas de l'étude en zone non saturée, cette valeur de conductivité hydraulique à quasi saturation est plus pertinente que celle complètement saturée (Bouwer, 1986 ; Reynolds & Elrick, 1985).

Lors des tests d'infiltration beaucoup de sources d'erreur viennent perturber la mesure : destruction du sol, colmatage, limite de précision de l'appareil de mesure, ..., et l'interprétation de K_s : capillarité, hétérogénéité et anisotropie du sol, emprisonnement d'air, gonflement, On ne peut donc espérer obtenir plus qu'un ordre de grandeur de la conductivité hydraulique du sol étudié. Elrick *et al.* (1990) estiment que l'essai Porchet (et peut-être aussi l'essai double-anneaux) est précis à un facteur 2 près dans un sol sableux à faible structure, à un facteur 2-3 près dans un sol limoneux et à un facteur 3-5 près dans un sol argileux structuré.

Selon van Hoorn (1979), l'hétérogénéité du sol est une plus grande source d'incertitude sur les résultats de conductivité hydraulique que les hypothèses simplificatrices choisies pour les déterminer. Il est donc important de réaliser un nombre de tests d'infiltration suffisants pour obtenir un résultat représentatif.

Chapitre 2

Analyse des hypothèses et résultats théoriques des formules d'interprétation

Les Tables 2.1 et 2.2 résumet et comparent les différentes formules présentées dans le chapitre précédent du point de vue des hypothèses choisies pour les développer. A l'exception de la dimension des écoulements : 3D dans la première table ou 1D dans la deuxième, toutes les interprétations présentent les mêmes hypothèses d'un écoulement laminaire et permanent et d'un sol saturé entre la surface et le front d'infiltration d_f . Le sol est également considéré semi-infini (absence de nappe souterraine proche), sauf pour l'équation de Matsuo *et al.*, non déformable (non prise en compte du gonflement des argiles) ainsi que homogène et isotrope par rapport aux conductivités hydrauliques $K(\psi)$ et K_s et à la teneur en eau initiale θ_{init} .

Type d'essai	Simple-Anneau	Porchet	Matsuo
Hypothèses écoulement	3D, laminaire et permanent		
Hypothèses sol	Saturé entre la surface et le front d'infiltration d_f , non déformable, homogène et isotrope Semi-infini		Fini, de profondeur D
Charge hydrostatique h	Constante		
Hypothèse $K(\psi)$	$K(\psi) = K_s \exp(\alpha\psi)$ (Gardner, 1958)		/
Hypothèse ∇H	/		
Équation	$K_s = \frac{q\pi RC}{\pi RC + h + \frac{1}{\alpha}}$ $C = 0,316 \frac{e}{R} + 0,184$ (Wooding, 1968)	$K_s = \frac{qr^2 C}{r^2 C + 2h^2 + \frac{2h}{\alpha}}$ $C = \frac{h}{r}$ (Reynolds <i>et al.</i> , 1985)	$K_s = \frac{lq}{l+2h}$, si $D \gg$ $K_s = \frac{lq}{l-2h}$, si $D \ll$ (Matsuo <i>et al.</i> , 1958)
Limitations	Choix de α , solution analytique approximative		Écoulement très simplifié

TABLE 2.1 – Synthèse des approches principales pour l'interprétation des mesures obtenues par les différents types d'essai pour un écoulement supposé tridimensionnel.

Type d'essai	Double-Anneaux	Porchet	Matsuo
Hypothèses écoulement	1D vertical, laminaire et permanent		
Hypothèses sol	Saturé entre la surface et le front d'infiltration d_f , non déformable, semi-infini, homogène et isotrope		
Charge hydrostatique Δh	Constante/ Variable	Variable	
Hypothèse $K(\psi)$	/		
Hypothèse ∇H	$\nabla H = \frac{h+d_f}{d_f} \approx 1$, si $h \ll d_f$ et $\psi_f \approx 0$		
Équation	$K_s = q$ (Darcy, 1856)	$K_s = \frac{C}{t} \ln\left(\frac{h_0+C}{h+C}\right)$, $C = \frac{R_i}{2}$ (Mayer, 2021b)	$C = \frac{r}{2}$ $C = \frac{lL}{2(l+L)}$ (van Hoorn, 1979)
Limitations	Équation discutable	Effet de la capillarité négligé	Hypothèse du gradient unitaire discutable

TABLE 2.2 – Synthèse des approches principales pour l'interprétation des mesures obtenues par les différents types d'essai pour un écoulement supposé unidimensionnel.

Il ressort de cette synthèse que les formules prenant en compte les écoulements 3D (Table 2.1) nécessitent des tests à charge constante alors que les formules 1D (Table 2.2) sont utilisables pour des tests d'infiltration à charge variable, ce qui change pas mal les conditions de réalisation des essais. Ce sont généralement les tests à charge variable les plus simples à mettre en place sur le terrain car ils ne nécessitent pas de fixer un débit, c'est le mode opératoire choisi par RAISô.

Une autre différence notable entre les deux types de formules concerne l'équation de flux utilisée. En écoulement 3D, à l'exception de l'interprétation de Matsuo *et al.*, c'est l'équation de Buckingham-Darcy qui est utilisée alors qu'en écoulement 1D, le milieu est considéré saturé et c'est l'équation de Darcy qui est utilisée, négligeant les effets de capillarité. Le type d'hypothèses prises est donc également différent. Pour les écoulements 3D, l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la charge matricielle $K(\psi)$ est considérée exponentielle et proportionnelle à la conductivité hydraulique à saturation K_s (Gardner, 1958). Il faut, de plus, encore estimer le paramètre α avant de pouvoir utiliser les équations. Pour les écoulements 1D, le gradient hydraulique est considéré unitaire afin d'éviter des procédures de mesures longues et fastidieuses pour déterminer la profondeur du front d'infiltration d_f et la charge matricielle du front ψ_f . Dans ce cas, il est alors nécessaire de considérer une charge variable pour établir une relation entre le flux d'eau quittant le volume délimité par l'essai et le flux d'infiltration et ne pas simplement considérer $K_s = q$ (Darcy tronquée).

Ces tableaux mettent en évidence le fait que, quelle que soit l'interprétation choisie, la conductivité hydraulique à saturation est toujours linéairement proportionnelle au flux d'infiltration et au rayon ou à la largeur des excavations, à l'exception de l'équation tronquée de Darcy. De manière générale, K_s est donc égale à q à un coefficient près, coefficient qui dépend du type de tests ainsi que des hypothèses choisies sur les propriétés de l'écoulement et du sol. Ce coefficient est proportionnel aux dimensions de la lame d'eau appliquée à la surface ou dans les excavations.

Il est maintenant intéressant de comparer ces différentes interprétations de la mesure du flux d'infiltration réalisée sur le terrain en considérant une configuration du sol théorique et identique pour tous les types d'essai mais une géométrie de la lame d'eau différente pour chacun. Cette comparaison, présentée dans la Table 2.3, permet de se faire une idée de la variation des résultats de conductivité hydraulique K_s obtenus pour chacun des tests en fonction des hypothèses sur l'écoulement.

Le sol est considéré non saturé initialement, homogène, isotrope et semi-infini avec une structure et une texture telle que le paramètre empirique α est estimé à 12 m^{-1} . La teneur en eau volumique initiale θ_{init} du sol est considérée égale à la capacité au champ. Le flux d'infiltration q mesuré à stabilisation est de 6.10^{-5} m/s .

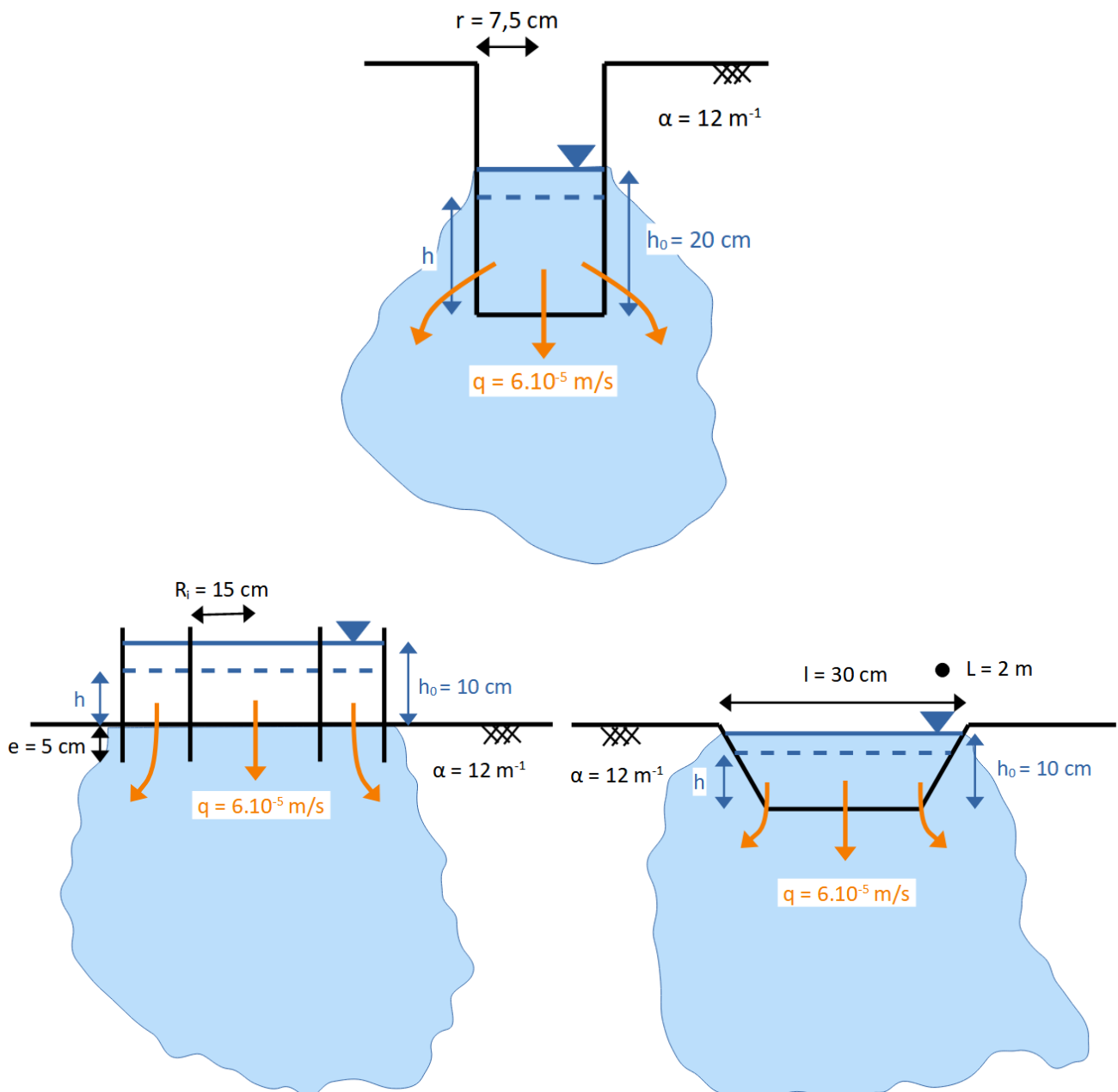


FIGURE 2.1 – Schémas des essais théoriques de type Porchet (en haut), double-anneaux (en bas, à gauche) et Matsuo (en bas, à droite).

Un essai Porchet typique est un forage d'une profondeur de 80 cm et de rayon $r = 7,5$ cm. La charge hydrostatique h_0 généralement appliquée est de 20 cm. Un essai double-anneaux classique se compose d'un cylindre intérieur de rayon $R_i = 15$ cm enfoncé d'une profondeur de $e = 5$ cm dans le sol. La charge hydrostatique h_0 généralement appliquée est de 10 cm. Un essai Matsuo peut prendre toute sorte de proportions, mais pour satisfaire aux conditions d'utilisation de l'interprétation de Matsuo *et al.*, imaginons une excavation rectangulaire de longueur $L = 2$ m et de largeur $l = 30$ cm. Elle est profonde de 10 cm et entièrement remplie d'eau. La Figure 2.1 présente le schéma de ces différents essais théoriques.

Pour les interprétations à charge variable, on considère $\Delta h = 1,8$ cm pour $\Delta t = 5$ min, ce qui équivaut à $q = 6.10^{-5}$ m/s.

Type d'essai		Équation		K_s (m/s)
Porchet	h_0	3D	$K_s = \frac{r^2 C}{r^2 C + 2h_0^2 + \frac{2h_0}{\alpha}} q$, $C = \frac{h_0}{r}$	(Gardner, 1958 & Reynolds <i>et al.</i> , 1985) 7,01.10 ⁻⁶
		3D	$K_s = \left[\left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{2}{3}} A + \frac{4\left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{1}{3}} BC^*}{\alpha r} \right]^{-1} q$	(Gardner, 1958 & Philip, 1985) 2,49.10 ⁻⁶
		1D	$K_s = \frac{r}{2h_0 + r} q$	(Gérard, 2023) 9,47.10 ⁻⁶
	Δh	1D	$K_s = \frac{r}{2t} \ln \left(\frac{h_0 + \frac{r}{2}}{h + \frac{r}{2}} \right)$	(van Hoorn, 1979) 9,85.10 ⁻⁶
Nasberg	h_0	3D	$K_s = \frac{0,423\pi r^2}{h_0^2} \log \left(\frac{4h_0}{2r} \right) q$	(Nasberg, 1951 & Terletskata, 1954) 8,15.10 ⁻⁶
Double-anneaux (Panda)	h_0	3D	$K_s = \frac{\pi R_i C}{\pi R_i C + h_0 + \frac{1}{\alpha}} q$, $C = 0,316 \frac{e}{R_i} + 0,184$	(Gardner, 1958 & Wooding, 1968) 25,59.10 ⁻⁶
	$\frac{h_0}{\Delta h}$	1D	$K_s = q$	(Darcy, 1856) 60,00.10 ⁻⁶
	Δh	1D	$K_s = \frac{R_i}{2t} \ln \left(\frac{h_0 + \frac{R_i}{2}}{h + \frac{R_i}{2}} \right)$	(Mayer, 2021b) 27,14.10 ⁻⁶
Matsuo	h_0	3D	$K_s = \frac{l}{l + 2h_0} q$	(Matsuo <i>et al.</i> , 1958) 36,00.10 ⁻⁶
	Δh	1D	$K_s = \frac{lL}{2(l+L)t} \ln \left(\frac{h_0 + \frac{lL}{2(l+L)}}{h + \frac{lL}{2(l+L)}} \right)$	(van Hoorn, 1979) 35,36.10 ⁻⁶

TABLE 2.3 – Comparaison des résultats des différentes interprétations présentées plus haut dans un cas théorique pour les essais Porchet (+ Nasberg), double-anneaux et Matsuo à charge constante (h_0) ou à charge variable (Δh). La Figure 2.2 résume les résultats obtenus.

Le résultat obtenu avec l'interprétation de Nasberg (1951) & Terletskata (1954) est seulement présenté à titre indicatif car l'équation a été développée pour une hauteur d'eau dans le puits au moins 50 fois plus grande que son rayon, ce qui n'est pas le cas ici.

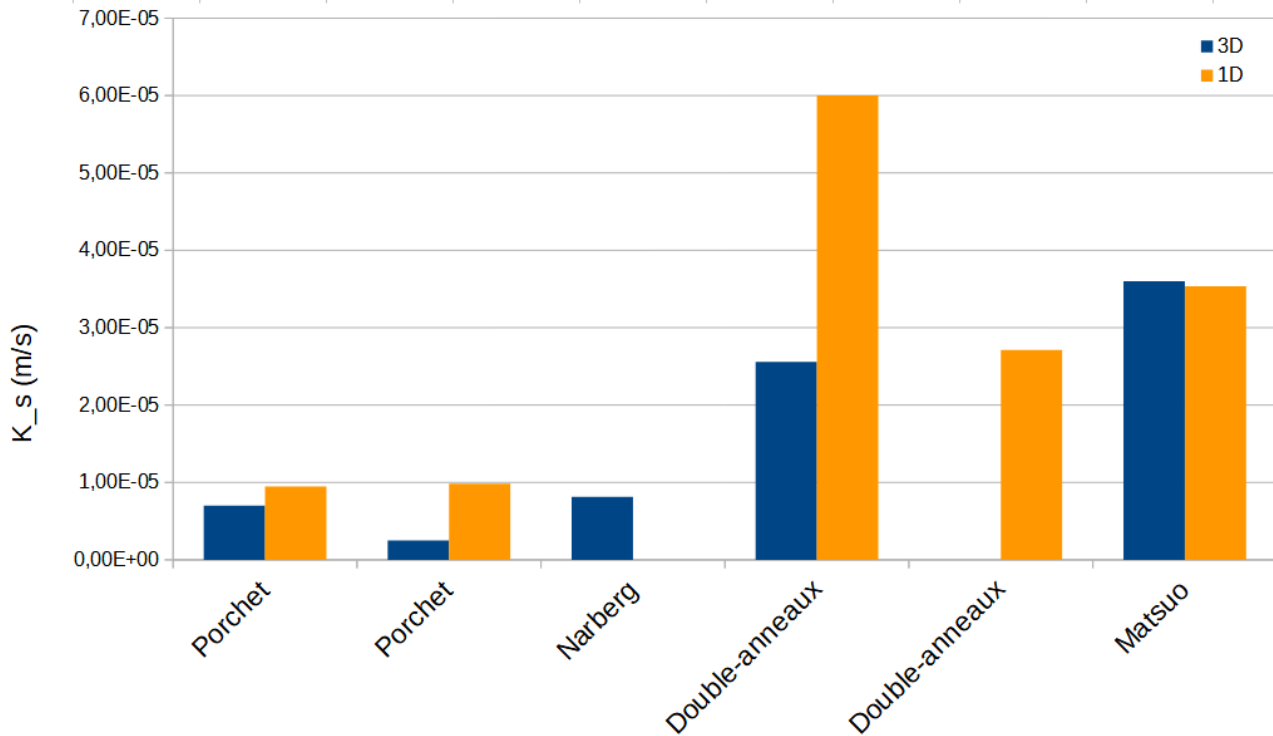


FIGURE 2.2 – Présentation des résultats de K_s présentés dans la Table 2.3 en fonction du type de test et de la dimensionnalité de l'écoulement considérée. Les résultats sont présentés de gauche à droite et dans le même ordre que de haut en bas dans le tableau.

Il ressort de cette Table 2.3, et de la Figure 2.2 résumant les résultats, que les interprétations des essais Porchet (+ Nasberg) et double-anneaux prenant en compte l'écoulement tridimensionnel conduisent à des conductivités hydrauliques plus faibles que les interprétations considérant l'écoulement comme unidimensionnel. En plus de considérer des hypothèses d'écoulement plus réalistes, prenant en compte la composante capillaire, ces interprétations 3D sont aussi plus sécuritaires.

Utiliser les interprétations 1D n'entraîne pas pour autant un résultat foncièrement différent car les ordres de grandeurs sont les mêmes. Par rapport aux formules 3D, leur résultat varie d'un facteur :

- 1,4 pour l'essai Porchet, exception faite de l'équation de Gardner & Philip qui diffère d'un facteur 3,9. Elle est encore plus sécuritaire mais sous-estime probablement K_s ;
- 1,1 pour l'essai double-anneaux, exception faite de l'équation de Darcy qui diffère d'un facteur 2,3. Elle est à éviter car elle surestime très probablement K_s .

En ce qui concerne l'essai Matsuo, les interprétations 1D et 3D donnent des résultats très similaires.

Dès lors, utiliser les formules 1D, qui permettent de travailler à charge variable, en appliquant un coefficient de sécurité de 1,5 à 2 aux résultats, comme préconisé par l'AIDE (2022), permet de se rapprocher des valeurs obtenues par les formules 3D tout en étant plus sécuritaire qu'elles. Ce coefficient de sécurité permet de prendre en compte les erreurs de mesures et d'interprétations qui se glissent tout au long de l'étude ainsi que le risque de colmatage des ouvrages qui est important à prendre en compte lors de l'étape de dimensionnement.

On remarque également que les interprétations en 1D pour les essais réalisés en puits, qu'ils soient de petite (Porchet) ou de grande profondeur (Nasberg) donnent des résultats très similaires bien que les raisonnements et développements mathématiques qui se cachent derrière soient différents.

La Table 2.3 met finalement en évidence une conductivité hydraulique systématiquement plus grande de lors de l'utilisation des essais double-anneau et Matsuo. Entre les essais Porchet et double-anneaux le facteur est de 3 ou 4 et entre les essais Porchet et Matsuo il est de 4 ou 5. Cela s'explique par le fait que la conductivité hydraulique est proportionnelle aux dimensions des essais.

En dehors des résultats de ce tableau, il est intéressant de discuter de l'équation de B. Gérard pour l'essai Porchet et de la variation de ses résultats en fonction de son utilisation à charge constante ou variable. L'équation (1.15) est plus rigoureuse à charge constante car la surface latérale du forage est constante d'une mesure à l'autre, mais le plus souvent elle est utilisée pour interpréter un essai à charge variable.

En fonction de l'importance de la variation de hauteur d'eau Δh entre deux mesures à charge variable par rapport à la hauteur d'eau initiale h_0 , on remarque une différence d'un facteur jusqu'à proche de 2 entre les deux interprétations. Plus Δh est grand et s'approche de la valeur de h_0 (forage qui se vide complètement), plus le résultat s'éloigne de celui de l'équation considérant une charge constante.

La Table 2.4 et la Figure 2.3 présentent l'évolution du ratio entre le résultat à charge variable et à charge constante pour un intervalle de niveau d'eau initial dans le forage $h_0 \in [10; 50]$ cm et une variation de ce niveau égale à $\Delta h = ch_0$ avec $c \in [0; 1]$. On y remarque que plus h_0 est grand, plus le ratio augmente et plus son évolution est rapide pour des Δh important. Pour une variation du niveau d'eau dépassant la moitié du niveau initial $h_0 = 20$ cm, la conductivité hydraulique est surestimée de plus de 1,3.

Variation de la hauteur d'eau dans le forage	$h_0 = 5$ (cm)	$h_0 = 10$ (cm)	$h_0 = 20$ (cm)	$h_0 = 30$ (cm)	$h_0 = 40$ (cm)
$\Delta h = 0$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\Delta h = 0,25 h_0$	1,08	1,10	1,12	1,13	1,13
$\Delta h = 0,5 h_0$	1,17	1,22	1,27	1,29	1,30
$\Delta h = 0,75 h_0$	1,27	1,38	1,46	1,50	1,52
$\Delta h = h_0$	1,40	1,57	1,73	1,80	1,84

TABLE 2.4 – Comparaison du ratio des résultats de l'interprétation de Gérard à charge variable et constante.

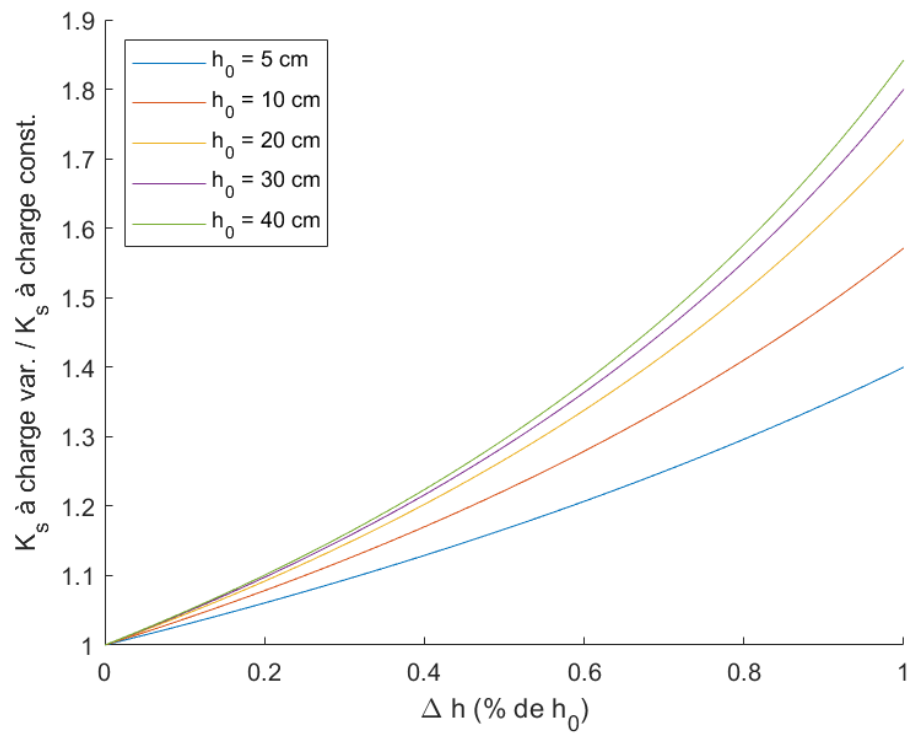


FIGURE 2.3 – Évolution du ratio des résultats de l'interprétation de Gérard à charge variable et constante.

Chapitre 3

Collecte de données sur le terrain

Toutes les données de terrains présentées ci-après ont été collectées de mi-février à mi-avril 2023 dans le cadre d'un stage réalisé chez RAISô, un bureau d'étude en hydrogéologie basé à Liège et actif dans la gestion de l'eau pluviale en région Wallonne.

Sur les sites de Kemexhe, Braives et Ortheuville, les types d'essai d'infiltration Porchet, Matsuo et double-anneaux ont été réalisés en parallèle. Dans ce chapitre, les résultats de l'interprétation des mesures *in situ* sont comparés. Le chapitre suivant présente l'analyse du (dys)fonctionnement d'un bassin d'infiltration mis en place sur le site de Saint-Georges-sur-Meuse.

Les sources d'information des cartes présentées ci-après sont les suivantes :

- Le site web WalOnMap (SPW, 2022) : Bassins versants - Série, Masses d'eau souterraine (MESO) - Version 2017, Carte des Principaux Types de Sols de Wallonie à 1/250000, Protection des captages - Série.
- Les cartes hydrogéologiques : n° 41/7-8 (Ruthy & Dassargues, 2010), n° 41/3-4, 33/7-8 (Hallet *et al.*, 2012), n° 60/5-6 (Bouezmarni *et al.*, 2015) et n° 41/5-6 (Sorel *et al.*, 2015).
- Autres : Les contributeurs d'OpenStreetMap, Unités administratives (geo.be, 2021).

3.1 Présentation des sites

La Figure 3.1 localise les différents sites étudiés en Région Wallonne, par rapport à Liège. Le bassin hydrographique et la masse d'eau souterraine dans lesquels ils se localisent sont également représentés.



FIGURE 3.1 – Localisation des sites d'étude.

3.1.1 Site de Kemexhe

Le site de Kemexhe, à Crisnée, (Fig. 3.2) est un site de pompage de la CILE situé au droit des galeries de drainage de l'aquifère des Craies de Hesbaye (Crétacé). A cet endroit, l'eau de pluie est collectée dans le bassin hydrologique du Geer et recharge la masse souterraine RWM040. Il est donc situé en zone de protection rapprochée. Il n'y a pas de développement de kast signalé dans la région mais bien une importante présence de carrières souterraines, la plus proche se trouvant à 570 m (SPW, 2022).

Le site est équipé d'un bassin d'infiltration de 2,5 m de profondeur (Fig. 3.3) utilisé comme sécurité en cas de problème avec les puits de captages et piézomètres. Il est mis en place dans un sol constitué de limons jaune-orangés considéré comme ayant un drainage naturel favorable. La nappe se trouve à environ 25,5m de profondeur (116,5 m d'altitude ; Hallet *et al.*, 2012).

3.1.2 Site de Saint-Georges-sur-Meuse

Le site de Saint-Georges (Fig. 3.4) se situe en zone urbanisée, le long de l'autoroute E42. Le sous-sol est constitué des sables fins de la Formation de Sint-Huibrechts-Hern (Oligocène) et des craies blanches à rognons de silex de la Formation de Gulpen (Crétacé), le tout de faible puissance. Le sol est, quant à lui, limoneux et à drainage naturel favorable sur une profondeur de plus de 2 m. Un forage réalisé sur le site par Briers & Gerard (2020) a rencontré 20 cm de

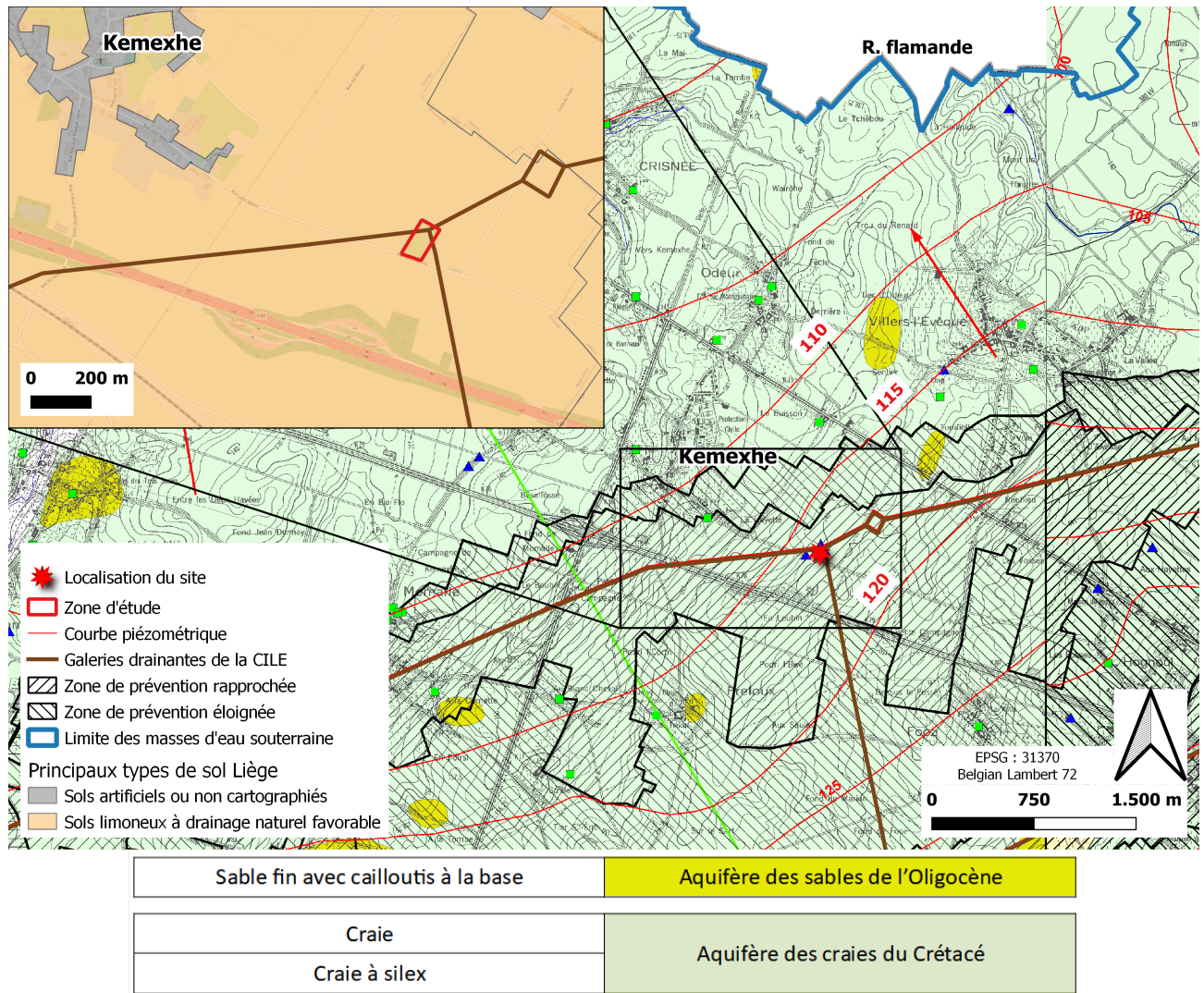


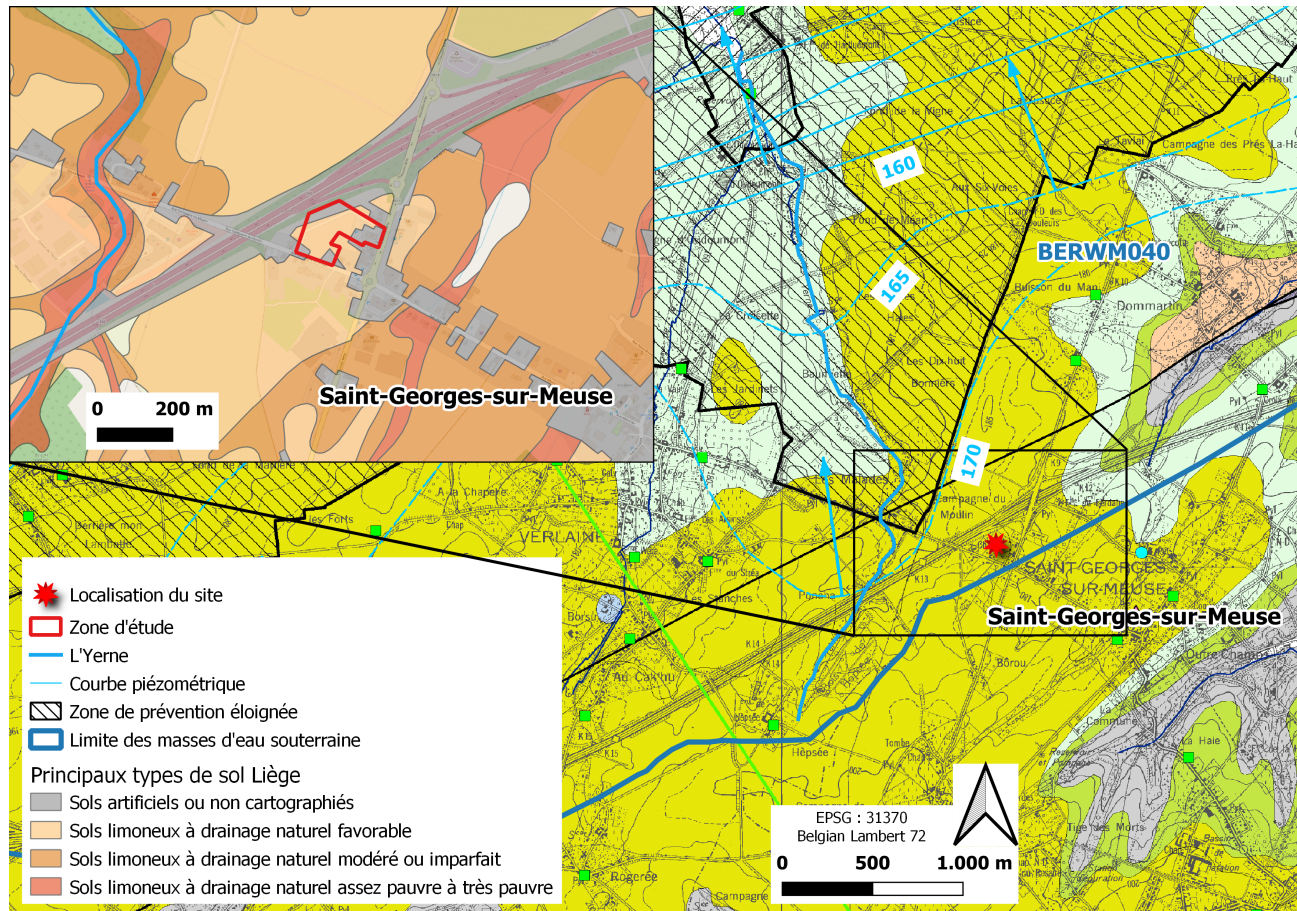
FIGURE 3.2 – Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Kemexhe.



FIGURE 3.3 – Bassin d'infiltration de la CILE à Kemexhe, Crisnée.

limon de couverture brun-gris puis 30 cm de limon sablo-argileux brun compact et sec et enfin 150 cm de limon argileux brun foncé légèrement bigarré blanc et collant en profondeur.

Le site se trouve à la frontière SE de l'aquifère des craies de Hesbaye, toujours dans la masse d'eau RWM040 mais dans le bassin hydrologique Meuse aval. La nappe se trouve à environ 11 m de profondeur (172 m d'altitude ; Ruthy & Dassargues, 2010).



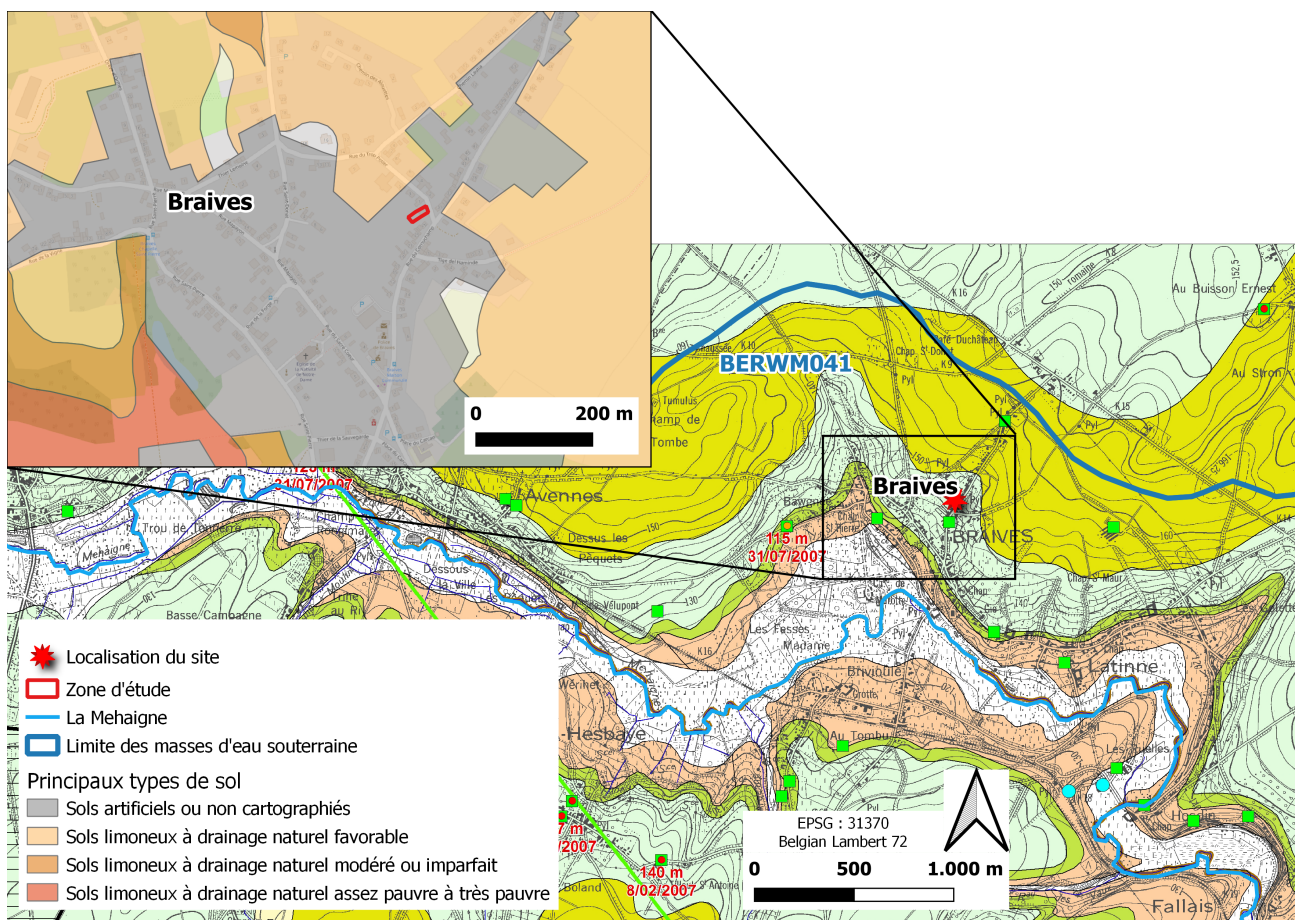
Sable fin avec cailloutis à la base	Aquifère des sables de l'Oligocène
Craie	Aquifère des craies du Crétacé
Craie à silex	
Sable, marne, grès, argile, gravier de base	
Grès, psammite, schiste avec houilles variées	
Poudingue, arkose	
Grès souvent feldspathique, psammite, schiste, houille, terre-houille	Aquiclude à niveaux aquifères du Houiller
Ampélite, sans houille	
Schiste ou phyllade et psammite	Aquiclude du socle cambro-silurien
Tufs kératophyriques	
Schiste	
Schiste quartzeux	

FIGURE 3.4 – Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Saint-Georges-sur-Meuse.

3.1.3 Site de Braives

Le site de Braive (Fig. 3.5) se situe en zone urbanisée, dans le jardin d'un particulier. Le sous-sol est constitué des craies blanches à rognons de silex de la Formation de Gulpen (Crétacé) et le sol est constitué de limons sableux avec charge caillouteuse centimétrique sur une profondeur de plus de 2,8 m (Fig. 3.6; Bruyninckx & Gérard, 2023). Il n'y a pas de phénomène karstique signalé dans la région mais l'un des essais réalisé montre une perméabilité très importante qui peut être expliquée par la présence de remblais ou d'une cavité sous le puits.

Le site se trouve à la frontière SO de l'aquifère des craies de Hesbaye, dans la masse d'eau souterraine RWM041 et le bassin hydrologique de la Meuse. La nappe se trouve à environ 17,5 m de profondeur (125 m d'altitude; Sorel *et al.*, 2015).



Sable fin avec cailloutis à la base	Aquifère des sables de l'Oligocène
Craie	Aquifère des craies du Crétacé
Craie à silex	
Sable, marne, grès, argile, gravier de base	Aquiclude des marnes du Campanien
Schiste ou phyllade et psammite	Aquiclude du socle cambro-silurien
Tufs kératophyriques	
Schiste	
Schiste quartzeux	

FIGURE 3.5 – Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Braives.

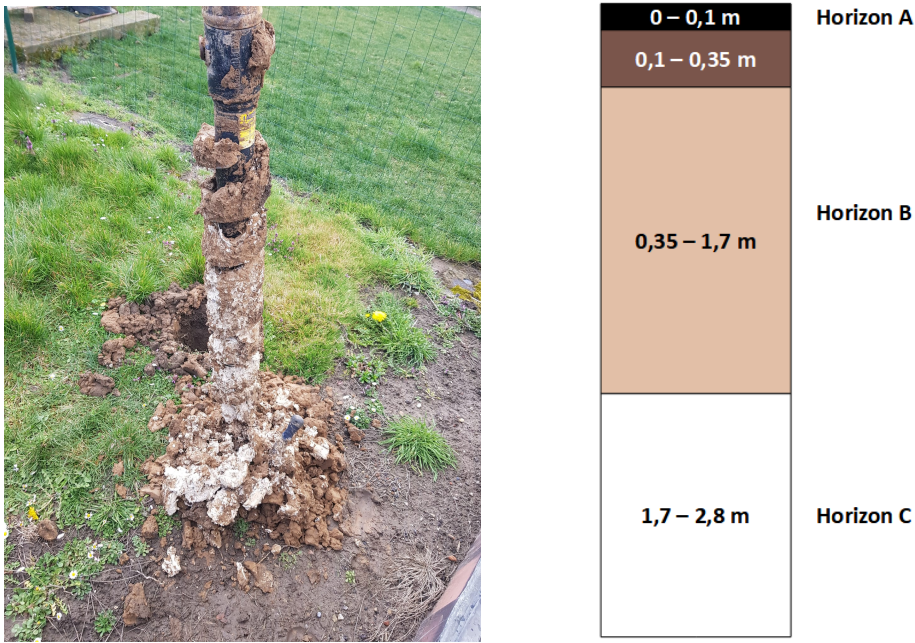


FIGURE 3.6 – Mèche de forage (à gauche) et log de forage du site de Braives (à droite). Noir : couverture végétale (horizon A), brun foncé et clair : limon sableux à charge caillouteuse centimétrique (horizon B), blanc : altération de la craie (horizon C ; Bruyninckx & Gérard, 2023).

3.1.4 Site de Ortheuille

Le site de Ortheuille (Fig. 3.7) a un sous-sol constitué des phyllades silteux gris-bleus de la Formation de La Roche (Dévonien Inférieur) et un sol limono-caillouteux à charge schistophylladeuse et à drainage naturel favorable (SPW, 2022). Le bedrock est atteint à 1,5 m de profondeur : le sol et la zone d'altération sont respectivement épais de 1 m et 0,5 m (Burette & Gérard, 2023). Le terrassement à la pelleuse met bien en évidence la charge caillouteuse contrairement au forage à la tarière hydraulique qui broie le sol et produit des fines (Fig. 3.8).

Le site se trouve dans l'aquiclude du Dévonien inférieur, dans la masse d'eau souterraine RWM100 et le bassin hydrologique de l'Ourthe. La nappe se trouve à plus de 1,5 m de profondeur car les forages et terrassement n'ont pas révélé de présence d'eau.

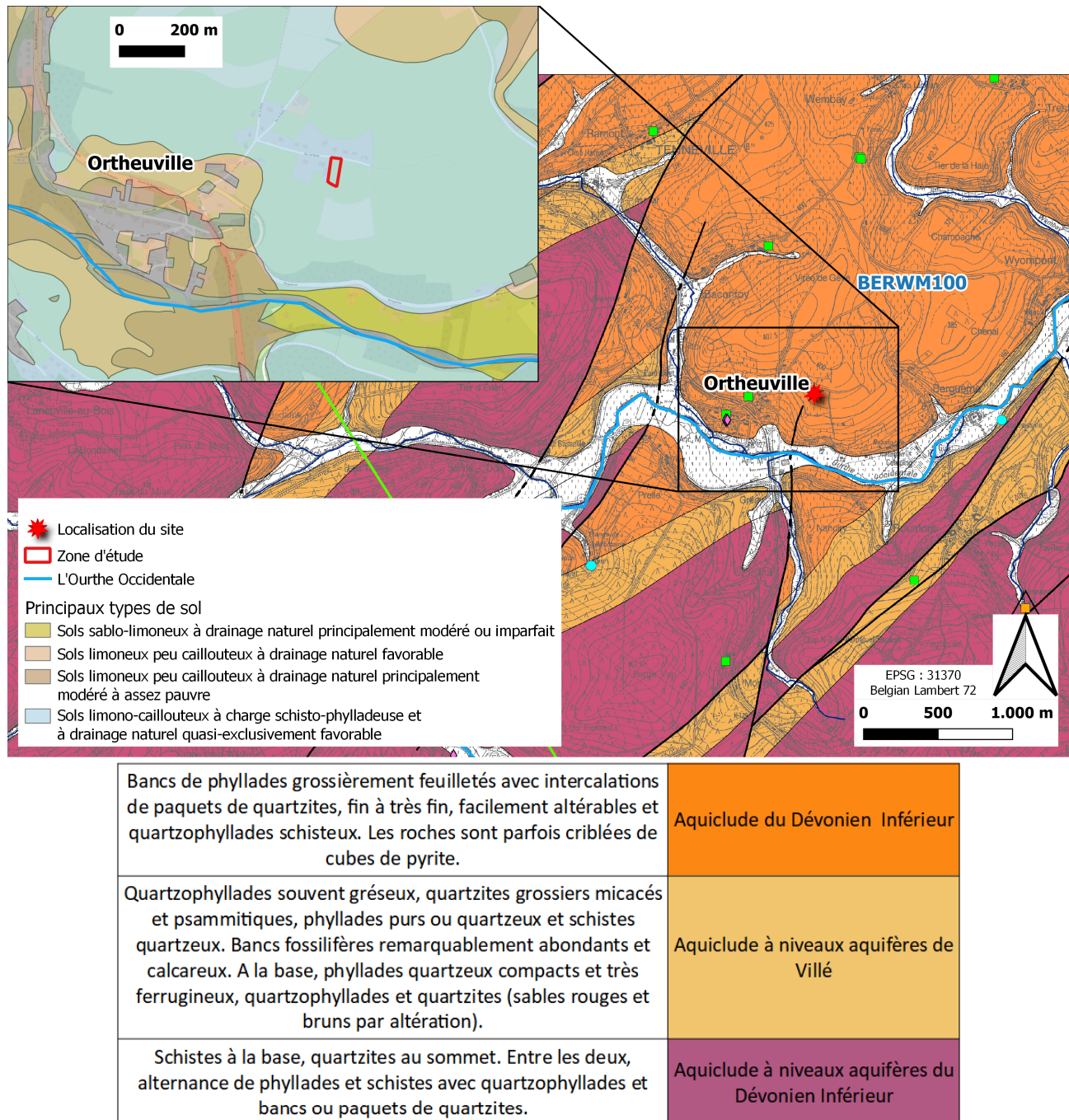


FIGURE 3.7 – Localisation et mise en contexte de la zone d'étude à Ortheville.



FIGURE 3.8 – Fosse et forage équipé (à gauche) et log de forage du site de Ortheuville (à droite). Noir : couverture végétale (horizon A), brun-gris et gris : limon argilo-sableux brun à gris avec cailloux centi- à décimétriques (horizon B), bleu-gris : altération du bedrock (horizon C; Burette & Gérard, 2023).

3.2 Présentation des résultats

Les essais d'infiltration de type Porchet, perméamètre automatique, double-anneaux et Matsuo ont été comparés sur les différents sites détaillés plus haut. Les résultats sont présentés dans cette section et ensuite comparés dans le chapitre suivant. Sur chaque site, les essais ont été réalisés dans les mêmes conditions météorologiques et atmosphériques (essais réalisés au même moment) et dans le même type de sol et sous-sol.

Lors de chaque essai, plusieurs mesures de vitesse d'infiltration sont effectuées. En gardant en tête que plus le temps passe, plus on s'approche de la vraie valeur, la vitesse retenue est

1. la vitesse de stabilisation si les données font apparaitre un plateau,
2. la vitesse minimale mesurée si les données ne cessent d'osciller.

3.2.1 Site de Kemexhe

La Figure 3.9 localise les différents essais réalisés dans la zone d'étude du site de pompage de la CILE, 3 tests ont été réalisés en fond de bassin : 1 Porchet (E1), 1 perméamètre automatique (P1) et 1 double-anneaux (D1), et 4 à l'extérieur, à la même profondeur que celle de l'ouvrage d'infiltration : 2 Porchet (E2 et E3), 1 perméamètre automatique (P2) et 1 double-anneaux (D2; Fig. 3.10).

Le bassin a ensuite été rempli et la variation du niveau d'eau monitorée pour comparer son fonctionnement réel avec les résultats des essais. Cette variation du niveau en fonction du temps (Fig. 3.11) présente deux évolutions différentes au début et en fin d'infiltration. Le taux d'infiltration $q = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ lorsque le niveau d'eau est haut ou bas vaut, respectivement, $q = 2,29 \cdot 10^{-6}$ m/s ou $q = 5,13 \cdot 10^{-6}$ m/s. La valeur minimum est choisie comme référence pour la comparaison avec les tests réalisés.



FIGURE 3.9 – Localisation des tests d'infiltration réalisés à Kemexhe.



FIGURE 3.10 – Tests d'infiltrations réalisés en fond de bassin (à gauche) et à l'extérieur (à droite) sur le site de la CILE à Kemexhe.

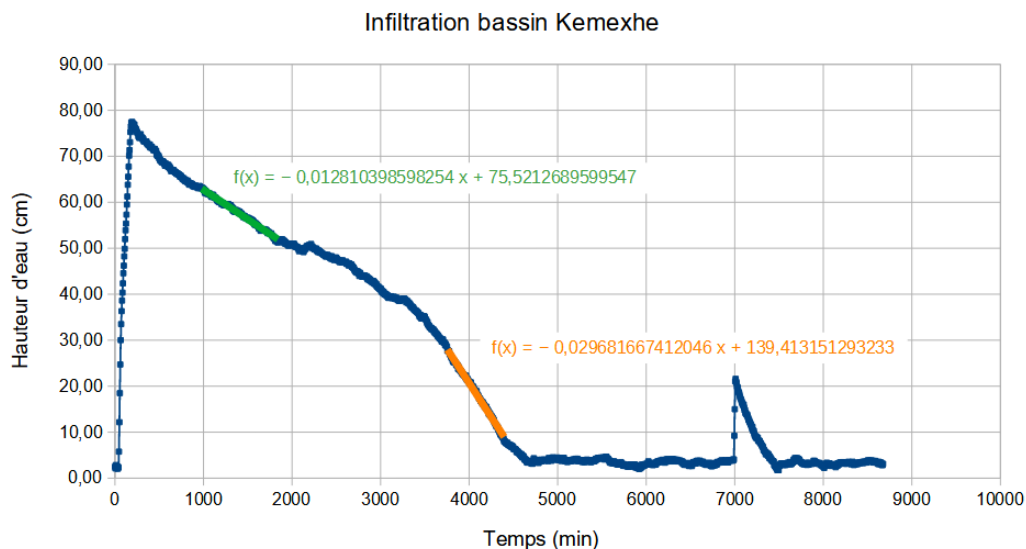


FIGURE 3.11 – Évolution de la hauteur d'eau dans le bassin en fonction du temps.

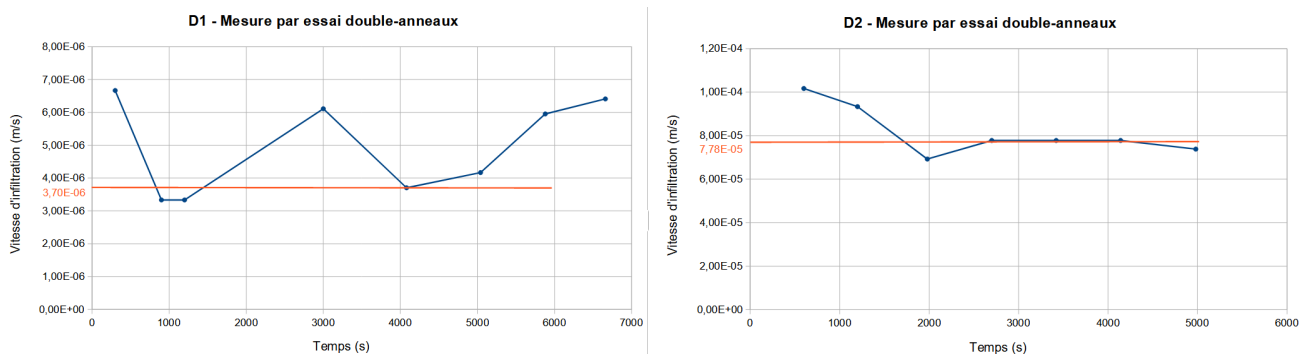


FIGURE 3.12 – Évolution du flux d'infiltration des essais double-anneaux (D1 et D2) en fonction du temps à Kemexhe.

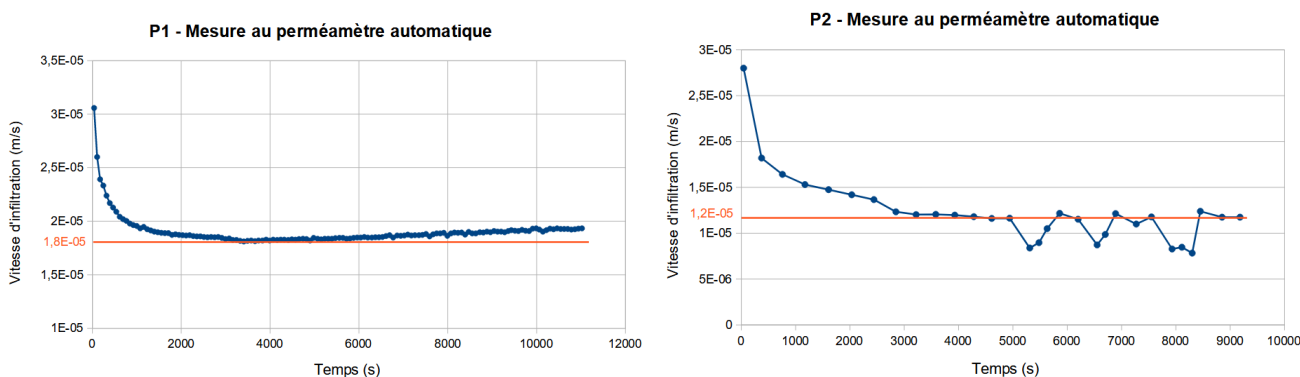


FIGURE 3.13 – Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (P1 et P2) en fonction du temps à Kemexhe.

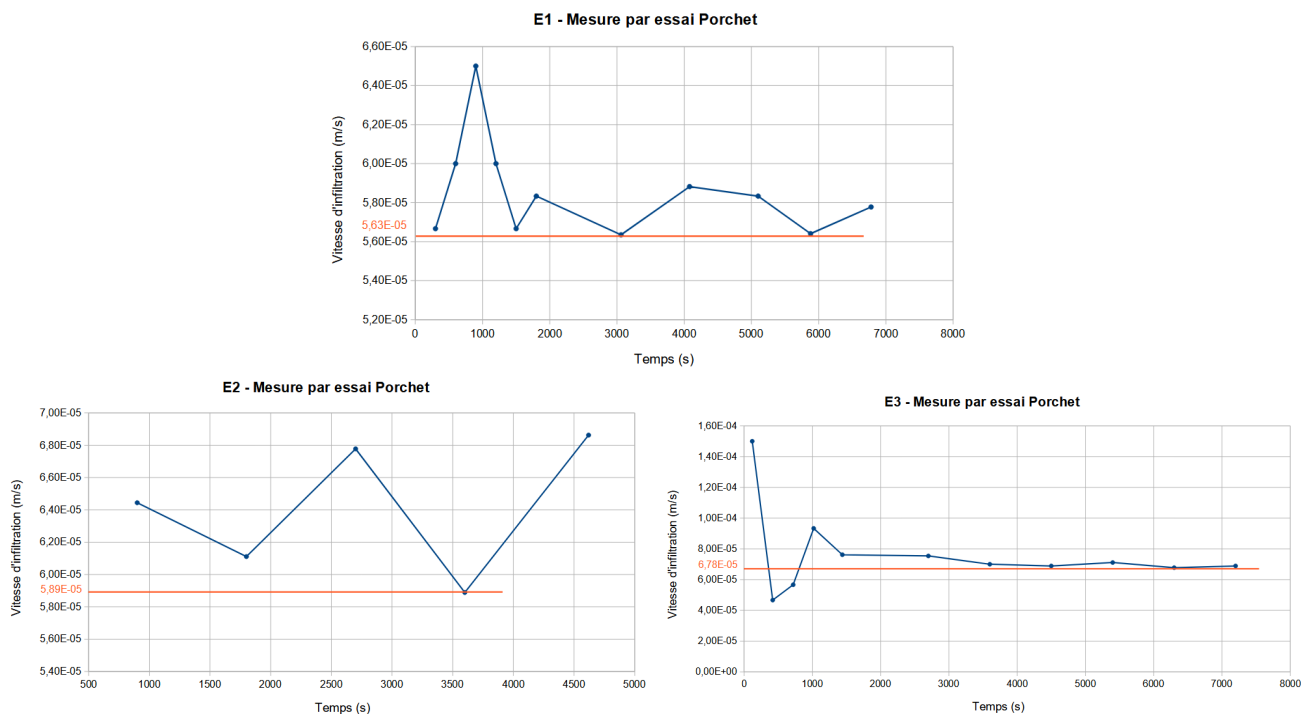


FIGURE 3.14 – Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E1, E2 et E3) en fonction du temps à Kemexhe.

3.2.2 Site de Braives

La Figure 3.15 localise les différents essais réalisés dans la zone d'étude du site de Braives. Seuls les essais réalisés au perméamètre automatique P1 et P2 (Fig. 3.16) et Porchet E4, E5 et E6 (Fig. 3.17) sont pertinents pour une comparaison car ils ont la même profondeur de puits (80 cm). Le forage de reconnaissance F1 et les essais Porchet E1, E2 et E3 sont d'une profondeur de 2,8 et 1,5 m respectivement.

Tous les essais sont séparés d'au moins 2 m en surface pour éviter les interférences des uns sur les autres et les tests des paires P1-E4, P2-E5 et P2-E6 sont assez proches entre-eux pour supposer que les propriétés du sol sont identiques, permettant une comparaison de leur résultat.



FIGURE 3.15 – Localisation des tests d'infiltration réalisés sur le site de Braives.

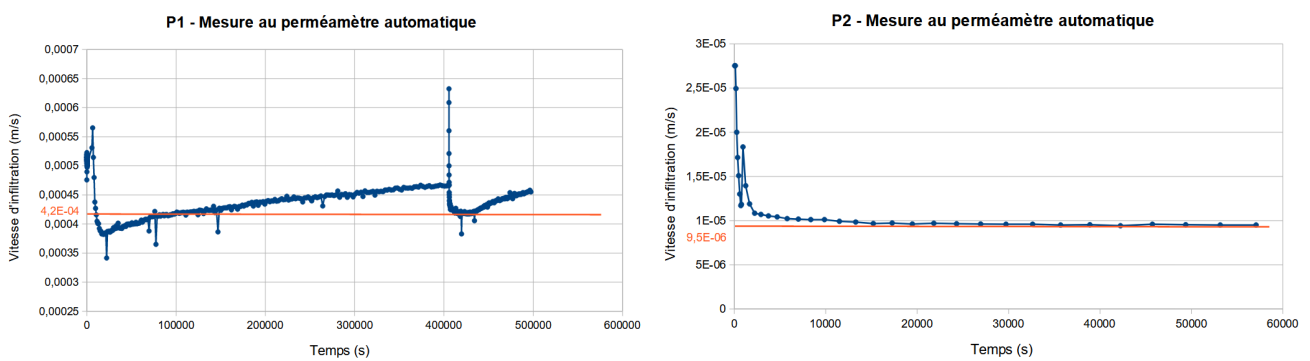


FIGURE 3.16 – Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (P1 et P2) en fonction du temps à Braives.

3.2.3 Site de Ortheuville

La Figure 3.18 localise les différents essais réalisés dans la zone d'étude du site de Ortheuville : les essais Matsuo M1, M2 et M3 (Fig. 3.19) et Porchet E1, E2 et E3 (Fig. 3.20). Le sol est supposé homogène et de propriétés identiques pour les deux tests de chaque paire du même chiffre (Mx, Ex) car ils sont proches mais tout de même séparés d'une distance de $\pm 2,5$ m pour éviter toute interférence de l'un sur l'autre.

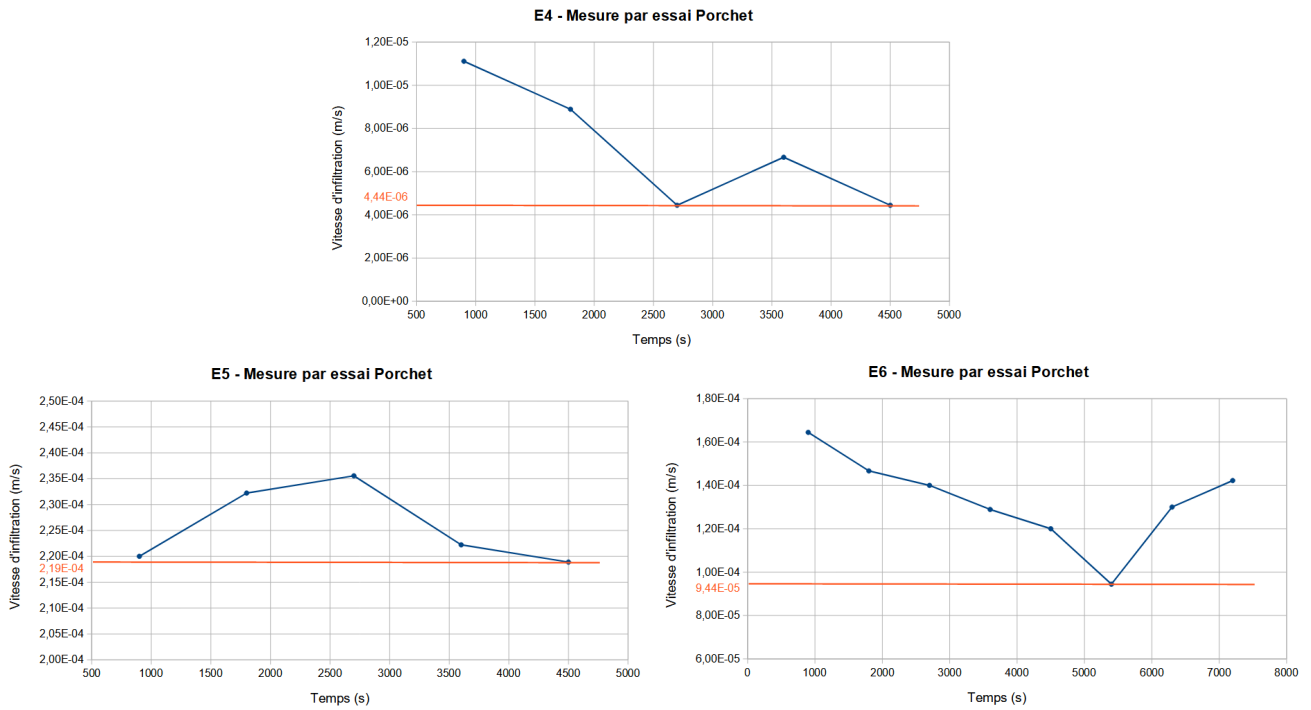


FIGURE 3.17 – Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E4, E5 et E6) en fonction du temps à Braives.



FIGURE 3.18 – Localisation des tests d'infiltration réalisés sur le site de Ortheuille.

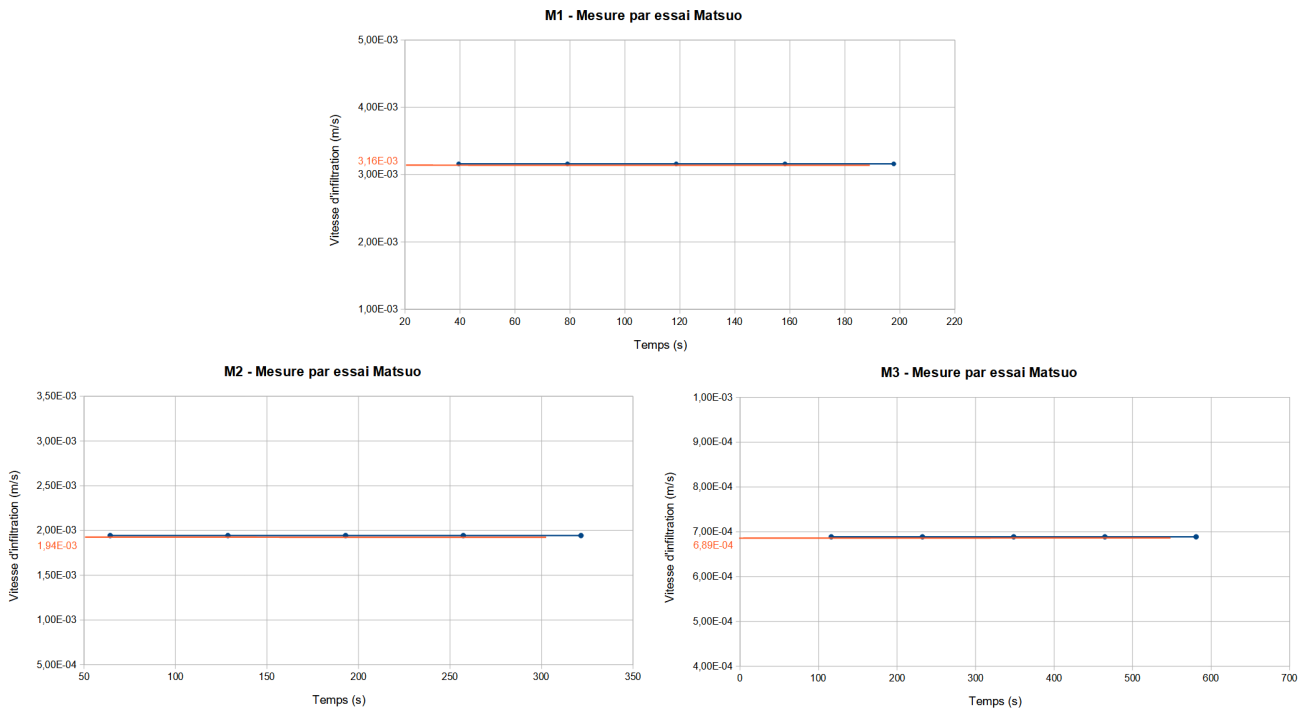


FIGURE 3.19 – Évolution du flux d'infiltration des essais au perméamètre automatique (M1, M2 et M3) en fonction du temps à Ortheuville.

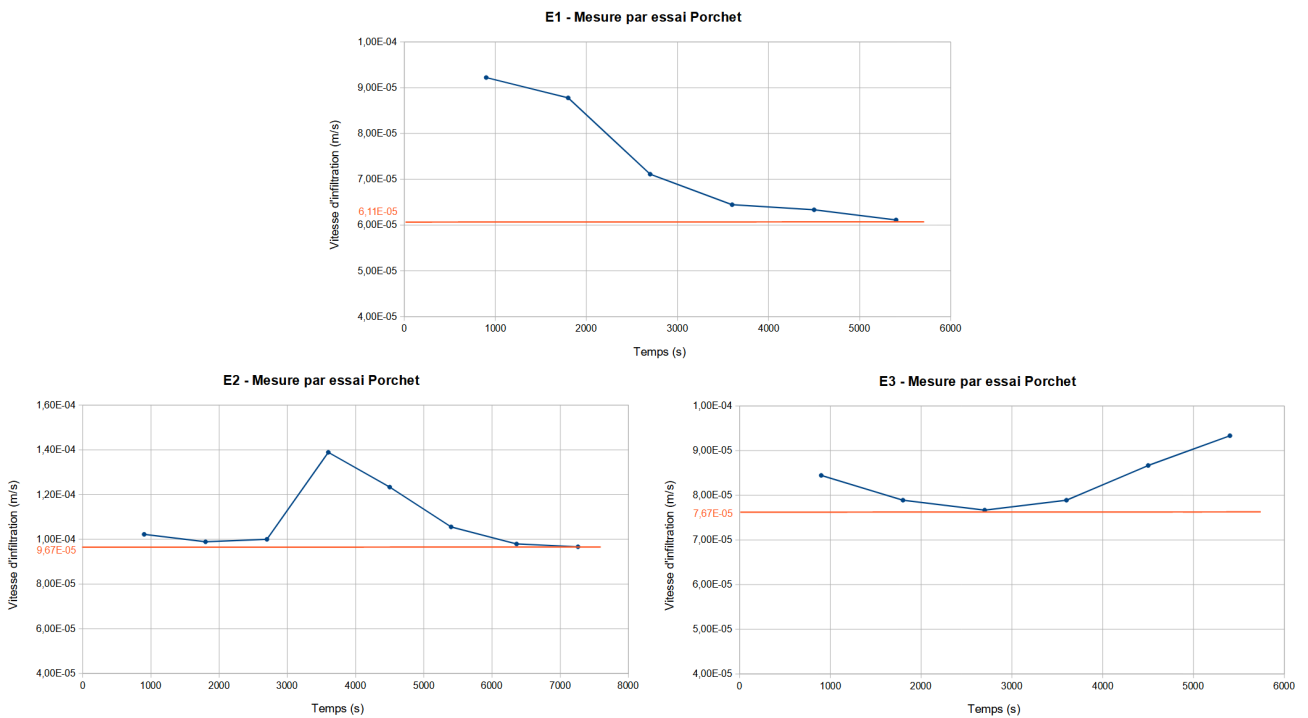


FIGURE 3.20 – Évolution du flux d'infiltration des essais Porchet (E1, E2 et E3) en fonction du temps à Ortheuville.

Chapitre 4

Comparaison des essais d'infiltration, de leur interprétation et de l'influence sur le dimensionnement des ouvrages

Dans cette section, les résultats des différents tests d'infiltration présentés plus haut sont comparés. Ces essais ayant été réalisés à charge variable, les interprétations en 1D sont nécessaires. Pour les essais Porchet et Matsuo ainsi que pour le perméamètre automatique, les équations de van Hoorn sont utilisées et pour l'essai double-anneaux, celle de Mayer.

4.1 Site de Kemexhe

En fond de bassin	Profondeur (m)	Flux d'infiltration $q = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ (m/s)	Conductivité hydraulique K_s (m/s)
Perméamètre P1	0,3	18, 10.10 ⁻⁶	17, 13.10 ⁻⁶
Essai Porchet E1	0,4	56, 35.10 ⁻⁶	12, 17.10 ⁻⁶
Double-anneaux D1	/	3, 70.10 ⁻⁶	1, 49.10 ⁻⁶
Bassin (Matsuo)	/	2, 29.10 ⁻⁶	1, 83.10 ⁻⁶
A l'extérieur du bassin			
Perméamètre P2	2,6	11, 80.10 ⁻⁶	4, 41.10 ⁻⁶
Essais Porchet E2	2,6	58, 89.10 ⁻⁶	11, 45.10 ⁻⁶
Essais Porchet E3	2,6	67, 78.10 ⁻⁶	14, 02.10 ⁻⁶
Double-anneaux D2	Surface	77, 78.10 ⁻⁶	32, 35.10 ⁻⁶

TABLE 4.1 – Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Kemexhe.

La Table 4.1 compare les essais réalisés à Kemexhe. Pour interpréter les résultats du remplissage du bassin, celui-ci est assimilé à un essai Matsuo. En effet, les parois latérales du bassin étant maçonnées de briques, on peut les supposer peu perméables et ainsi considérer que, malgré leur

proportion importante par rapport à la surface du fond, les parois latérales ne jouent pas un grand rôle. Le fond du bassin est de forme carrée et la longueur de son côté est de 9 m.

Il ressort de la Table 4.1 que :

1. globalement :

- Les conductivités hydrauliques déterminées par les essais Porchet E1, E2 et E3 sont très proches : $12, 17.10^{-6}$; $11, 45.10^{-6}$ et $14, 02.10^{-6}$ m/s. Il y a une bonne cohérence entre les 3 essais. La moyenne des résultats est de $12, 55.10^{-6}$ m/s.
- Les essais au perméamètre automatique P1 et P2, par contre, montrent des résultats différents. La valeur de K_s obtenue en fond de bassin (P1) est presque 4 fois plus grande que celle obtenue à l'extérieur du bassin (P2). Le résultat de P1 : $17, 13.10^{-6}$ m/s, est assez proche de celui des autres essais Porchet contrairement au résultat de P2 : $4, 41.10^{-6}$ m/s.
- Les essais double-anneaux en fond de bassin (D1 : $1, 49.10^{-6}$ m/s) et en surface (D2 : $32, 35.10^{-6}$ m/s) déterminent des conductivités hydrauliques variant d'un ordre de grandeur, d'un facteur 22 pour être précis. Une infiltration plus importante en surface est attendue car la couche superficielle d'un sol est plus poreuse et aérée grâce à l'activité des organismes vivants (vers, insectes, plantes, ...). Une couche située à 2,5 m de profondeur, quant à elle, est moins poreuse car compactée par le poids des terres la recouvrant.

2. en fond de bassin :

- L'essai double-anneaux et le remplissage du bassin donne des résultats de flux d'infiltration proches, ce qui n'est pas surprenant car leur fonctionnement est assez similaire : infiltration par la surface du fond. Leur interprétation présente des conductivités hydrauliques presque identiques : D1 : $1, 49.10^{-6}$ m/s et Bassin : $1, 83.10^{-6}$ m/s. La valeur moyenne est de $1, 66.10^{-6}$ m/s.
- Les essais Porchet manuel (E1) et automatique (P1) déterminent respectivement une conductivité hydraulique 7 et 10 fois plus grande que celle du bassin. Si une campagne de tests Porchet à charge variable avait été réalisée à l'emplacement et à la profondeur du bassin avant sa construction, elle aurait conduit à une surestimation de la conductivité hydraulique de la couche de limon d'un facteur 7,5.

4.2 Site de Braives

La Table 4.2 présente des essais réalisés à Braives dans un sol constitué de limon argilo-sableux brun à charge caillouteuse centimétrique à pluri-centimétrique. Au vu de leur emplacement respectif (3.15), les essais P2 et E5 et P2 et E6 sont comparés entre-eux. Les essais P1 et E4, par contre, ne peuvent pas être comparés car les matériaux retirés de l'essai P1, étaient crayeux.

Il ressort de ce tableau que la différence de lithologie des essais P1 et E4 conduit à une variation de conductivité hydraulique de presque 2 ordres de grandeur. Concernant les comparaisons P2-E5 et P2-E6, on constate une assez bonne cohérence des résultats entre l'essai automatique et les essais manuels, même si le terrain montre une hétérogénéité entre E5 et E6. Entre ces deux essais les plus espacés, la conductivité hydraulique varie d'un facteur 3.

	Profondeur (m)	Vitesse d'infiltration $q = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ (m/s)	Conductivité hydraulique K_s (m/s)
Perméamètre P1	0,8	417.10^{-6}	$47,70.10^{-6}$
Essais Porchet E4	0,8	$4,44.10^{-6}$	$0,61.10^{-6}$
Perméamètre P2	0,8	$9,50.10^{-6}$	$10,40.10^{-6}$
Essais Porchet E5	0,8	219.10^{-6}	$56,00.10^{-6}$
Essais Porchet E6	0,8	$94,44.10^{-6}$	$17,19.10^{-6}$

TABLE 4.2 – Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Braives.

4.3 Site de Ortheuville

La Table 4.3 présente des essais réalisés à Ortheuville dans un sol constitué de limon argilo-sableux brun et gris à charge caillouteuse schisteuse centimétrique à pluri-centimétrique. Au vu de leur emplacement respectif (3.18), les couples d'essais comparés sont M1-E1, M2-E2 et M3-E3.

	Profondeur (m)	Vitesse d'infiltration $q = \frac{\Delta h}{\Delta t}$ (m/s)	Conductivité hydraulique K_s (m/s)
Essai Matsuo M1	0,9	2130.10^{-6}	1380.10^{-6}
Essais Porchet E1	0,9	$61,11.10^{-6}$	$12,69.10^{-6}$
Essai Matsuo M2	0,9	1810.10^{-6}	1170.10^{-6}
Essais Porchet E2	0,9	$96,67.10^{-6}$	$24,36.10^{-6}$
Essai Matsuo M3	0,9	555.10^{-6}	429.10^{-6}
Essais Porchet E3	0,9	$76,67.10^{-6}$	$18,74.10^{-6}$

TABLE 4.3 – Comparaison des résultats de mesure de vitesse d'infiltration pour les tests réalisés à Ortheuville.

Tout d'abord, les essais d'un même type donnent des résultats assez proches : pour les essais Porchet, K_s varie de maximum un facteur 2 et pour les essais Matsuo, K_s varie de maximum un facteur 3. Cette bonne cohérence des tests montre une faible hétérogénéité du terrain. La comparaison des types d'essais en est d'autant meilleure.

Ensuite, le tableau met en évidence une très grande différence de conductivité hydraulique obtenue avec l'un au l'autre type de test. Les résultats des essais Matsuo sont de 20 à 100 fois plus grands que ceux des essais Porchet. Cela pourrait s'expliquer par la manière dont les essais sont mis en place. Dans le cas des tests Porchet, le creusement des trous et le broyage de la charge caillouteuse du sol ont produit une poussière qui pourrait avoir colmaté le fond des forages (Fig. 4.1, à gauche). Les fosses, elles, ont été terrassées à la pelleuse et ont conservé la structure originel du sol. Le fond des fosses est principalement constitué de galets schisteux (Fig. 4.1, à droite).

Dans ce type de sol, les essais Matsuo sont plus proches du fonctionnement réel des ouvrages d'infiltration qui seront mis en place sur le site (drains et noues) que les essais Porchet.



FIGURE 4.1 – Les terres sorties des puits forés (à gauche) et les terres sorties des fosses terrassées (à droite).

4.4 Conclusion

On peut conclure de cette comparaison des mesures de terrain que :

- Les essais Porchet manuels et automatiques (perméamètre automatique) donnent des résultats similaires. Ayant le même fonctionnement, ils se distinguent seulement dans la précision du relevé de hauteur d'eau lors des prises de mesures. On peut raisonnablement penser que ce genre d'erreurs n'a dès lors pas un grand poids dans le résultat final.
- Dans des sols limoneux, les méthodes Porchet sont susceptibles de surestimer K_s d'un ordre de grandeur. Dans les sols à charge caillouteuse schisteuse (production de fines lors du forage), elles sont susceptibles de sous-estimer K_s jusqu'à deux ordres de grandeur.
- L'essai double-anneau est assez robuste en fond de bassin, de fouille, ... mais doit impérativement être réalisé à la profondeur à laquelle l'ouvrage d'infiltration sera installé. Réalisé en surface, il surestime la valeur de K_s à coup sûr.

Chapitre 5

Étude du fonctionnement du bassin d'infiltration à Saint-Georges-sur-Meuse

Ce chapitre se consacre à l'étude du (dys-)fonctionnement du bassin d'infiltration mis en place à Saint-Georges-sur-Meuse dans le cadre d'une étude de gestion de l'eau pluviale. L'objectif est d'étudier le comportement réel de l'ouvrage d'infiltration après son dimensionnement et sa mise en place.

C'est le bureau d'étude RAISô qui, en 2020, a réalisé la campagne de tests et le dimensionnement d'un système de collecte et d'infiltration des eaux pluviales pour le projet de construction d'un nouvel espace de voirie et de parkings ainsi que d'un restaurant, dans la commune de Saint-Georges-sur-Meuse (Fig. 5.1). L'ensemble du système comprend (Brassinne, 2023 & Gérard, 2023) :

- un revêtement perméable pour les parkings ;
- un bassin d'infiltration (le grand au nord) ;
- des noues de transfert vers ce bassin ;
- une citerne, un massif drainant et une station d'épuration individuelle enterrés pour la toiture du restaurant. Le trop-plein de ces ouvrages est redirigé vers le bassin d'infiltration.

Pour un autre projet, un plus petit bassin d'infiltration a également été mis en place au sud du site. Avec des citernes enterrées, il permet de gérer les eaux de pluie collectées par la toiture d'un nouveau magasin tout juste construit (non encore présent sur la Figure 5.1). Le trop-plein de cet ouvrage est également redirigé vers le grand bassin, au nord (Brassinne, 2023).

Le plan du projet de construction d'une voirie et d'un parking ainsi que des photos du bassin sont présentés en Annexe E.

La discussion qui suit se focalise sur le bassin nord qui ne se vide pas. Elle cherche à comprendre pourquoi le bassin ne fonctionne pas et quelles pourraient être les pistes de solutions à mettre en place pour améliorer son fonctionnement. Dans l'idéal, un ouvrage aérien devant se vider en 24h.



FIGURE 5.1 – Localisation et résultats des tests d'infiltration réalisés par RAISô en 2020 à Saint-Georges (modifié d'après Briers & Gérard, 2020). En vert : les tests présentant une infiltrabilité moyenne, en rouge : les tests présentant une mauvaise infiltrabilité ainsi que la zone de faible perméabilité, en bleu : le forage de reconnaissance F1, en indigo : les bassins d'infiltration, celui étudié étant le plus grand, au nord, et en orange : le restaurant.

Grâce à l'installation d'une sonde de pression dans le fond du bassin fin janvier 2023, l'évolution du niveau d'eau a pu être monitoré toutes les 5 minutes. Une première partie des données est présentée sur la Figure 5.2. On peut y remarquer que :

1. le niveau baisse de seulement quelques centimètres en 24h, l'infiltration est trop lente ;
2. le bassin n'est jamais à sec ;
3. il existe un apport en eau autre que les précipitations qui, elles, sont représentées par les lignes bleues verticales sur la figure.

Ce monitoring a également permis d'estimer la conductivité hydraulique du bassin en assimilant celui-ci à un essai Matsuo de dimensions 11 x 50 m. K_s moyenne elle est de $0,15 \cdot 10^{-6}$ m/s (Fig. 5.3). Cette valeur très faible montre bien que les conditions ne sont pas propices à l'infiltration.

Le dysfonctionnement du bassin étant maintenant clair et vérifié, la question se pose de savoir si il aurait pu être prédit. Tout d'abord, le résultat de la campagne de tests de 2020 est analysé.

La Figure 5.1 met clairement en évidence une zone de faible perméabilité dans le nord du terrain, entre le restaurant et le grand bassin. En effet, les trois essais E4, E5 et E7 présentant une faible conductivité hydraulique avaient permis d'identifier, sans en définir les limites, une zone de perméabilité insuffisante pour permettre l'infiltration des eaux pluviales. Ils se trouvent dans des terrains remaniés et compacts (Briers & Gerard, 2020).

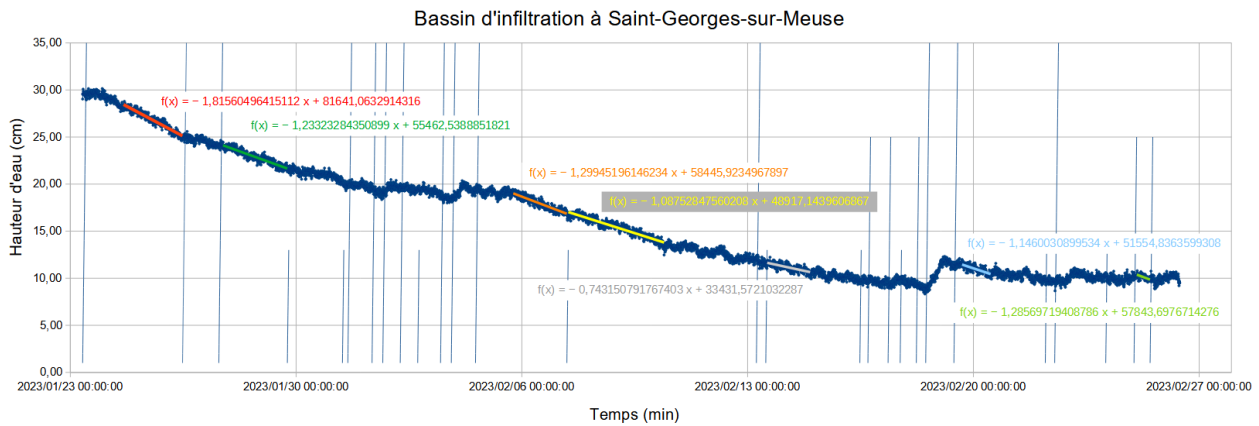


FIGURE 5.2 – Évolution de la hauteur d'eau dans le bassin d'infiltration de Saint-Georges. Les lignes verticales représentent les pluies.

ΔT	ΔT (s)	Δh (m)	q (m/s)	K_s (m/s)
43:50:00	157800	0,042	2,65E-07	1,92E-07
47:50:00	172200	0,032	1,83E-07	1,62E-07
39:50:00	143400	0,027	1,92E-07	1,35E-07
71:15:00	256500	0,048	1,88E-07	1,54E-07
31:55:00	114900	0,021	1,87E-07	6,09E-08
21:15:00	76500	0,020	2,55E-07	2,32E-07
09:50:00	35400	0,012	3,44E-07	8,00E-08
			2,31E-07	1,45E-07

FIGURE 5.3 – Calculs de K_s du bassin à 7 reprises, entre les épisodes pluvieux.

Puisque le bassin se trouve dans la prolongation de cette zone non délimitée, sa faible perméabilité aurait pu être soupçonnée et il aurait été intéressant de réaliser une deuxième campagne de tests à son emplacement, comme cela avait été préconisé par RAISô (Briers & Gerard, 2020).

Ensuite, après consultation des résultats de l'étude de terrain, une visite sur place permet de rapidement se rendre compte que le bassin est, effectivement, localisé dans des terrains remaniés (Figure 5.4). On remarque également qu'il est de texture assez argileuse.

Il était donc possible, avant même le début du monitoring du niveau d'eau dans le bassin, de soupçonner une trop faible infiltration même si la profondeur d'investigation de la campagne de tests de RAISô (0,5 m) et celle du bassin (1,7 - 2,3 m) sont différentes.

L'étape suivante de l'analyse du fonctionnement du bassin a été la réalisation d'essais d'infiltration dans les terrains aux alentours du bassin pour caractériser les propriétés des deux types de sols identifiés. Des essais en fond de bassin n'étant pas possible puisque celui-ci est constamment rempli. La Figure 5.5 montre l'emplacement et le résultat des essais Porchet, réalisés à la profondeur du bassin. L'essai P1 a été réalisé dans les terrains remaniés constituant le bassin alors que les deux autres, P2 et P3, ont été forés dans les terrains naturels, à l'endroit d'un dénivelé réduisant la distance entre la surface et le fond du bassin. La Table 5.1 présente le détail des forages.



FIGURE 5.4 – Limite entre terrains remaniés (en rouge) et naturels (en orange), le long du bord nord du grand bassin.



FIGURE 5.5 – Localisation et résultats des tests d'infiltration autour du grand bassin de Saint-Georges. En vert : le test présentant une infiltrabilité moyenne, en rouge : les tests présentant une mauvaise infiltrabilité ainsi que la zone de faible perméabilité identifiée précédemment par RAISô, en indigo : le bassin d'infiltration étudié.


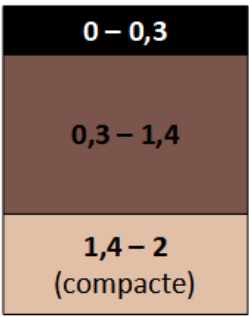
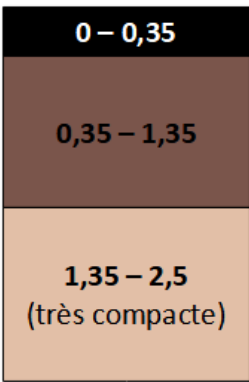
	Essai P1 (terrain remanié)	Essai P2 (terrain naturel)	Essai P3 (terrain naturel)
Profondeur (m)	1,4	2	2,5
Distance au bassin (m)	2,5	5	5,5
Log de forage (m)	 0 – 1,4	 0 – 0,3 0,3 – 1,4 1,4 – 2 (compacte)	 0 – 0,35 0,35 – 1,35 1,35 – 2,5 (très compacte)
	Pas de présence d'eau en fond de forage.		
Conductivité hydraulique (m/s)	$0,38 \cdot 10^{-6}$	$0,95 \cdot 10^{-6}$	$5,38 \cdot 10^{-6}$

TABLE 5.1 – Détail des forages réalisés autour du bassin pour la réalisation d'essais Porchet. Légende log : en noir : terre, en brun : limon argileux brun foncé, en orange : argile et en beige : argile silteuse brun clair.

Les résultats montrent des conductivités hydrauliques plus importantes dans les terrains naturels que dans les terrains remaniés du bassin. K_s est considérée trop faible pour P2, quoique fort proche du seuil de $1 \cdot 10^{-6}$ m/s, et considérée moyenne pour P3. Cette dernière valeur est assez proche de la perméabilité moyenne calculée sur l'ensemble de la zone d'étude par Briers & Gerard, en 2020 : $6,65 \cdot 10^{-6}$ m/s (Fig. 5.1). La valeur de K_s déterminée en P1, quant à elle, est bien inférieure au seuil de perméabilité permettant l'infiltration. Elle est plus proche de la valeur de l'essai E4, qui avait permis d'identifier la zone de faible perméabilité en 2020, que de celle de P2 ou P3.

Il est, dès lors, possible d'espérer trouver un milieu d'une perméabilité moyenne dans les terrains naturels, en dessous de cette couche peu perméable dont le bassin d'infiltration est constitué.

Lors de cette même campagne de tests, deux puits supplémentaires ont été réalisés en bas de la rampe d'accès, entre P1 et le fond du bassin. Le premier, réalisé à 45 cm de l'eau et proche de l'allée, était rempli d'eau dont le niveau était identique à celui du bassin (35 cm). Par contre, le second, réalisé à 60 cm de l'eau et plus éloigné de l'allée, était sec. Cette observation est intéressante mais incomplète pour permettre de déterminer si l'eau est seulement présente dans les fondations de l'allée ou si elle est présente dans l'ensemble des parois du bassin, montrant ainsi une infiltration latérale sur environ 50 cm. Ceci reste encore à investiguer.

La conductivité hydraulique du fond du bassin a ainsi été estimée par monitoring du niveau d'eau : $0,15 \cdot 10^{-6}$ m/s et déterminée par essai Porchet : $0,38 \cdot 10^{-6}$ m/s. On remarque que le résultat de l'essai d'infiltration est proche du comportement réel de l'ouvrage d'infiltration.

Cette faible perméabilité n'est pas la seule raison du dysfonctionnement de l'ouvrage d'infiltration. Un autre problème identifié est l'alimentation constante en eau provenant du trop-plein de la station d'épuration du restaurant situé au sud-est de la zone d'étude, de l'autre côté du parking (Fig. 5.1 ; Brassinne, 2023). En période de pluies, une partie de l'eau tombant sur le parking drainant percole à travers le revêtement et l'autre partie ruisselle vers des tranchées drainantes empierrées qui sont elles-mêmes connectées au bassin étudié. L'eau tombant sur la voirie, quant à elle, est entièrement collectée et directement redirigée vers l'ouvrage d'infiltration. Les quantités d'eau ainsi amenées au bassin sont importantes mais irrégulières. C'est, par contre, l'apport régulier du restaurant qui maintient le niveau d'eau dans le bassin et l'empêche de se vider.

D'après Paul Lens (2023), agronome, ce genre d'ouvrage d'infiltration a besoin de cycle de remplissage-assèchement pour que les terres aient le temps de s'aérer et ainsi éviter le colmatage des pores. L'absence de bioturbation peut donc également être une des causes de la faible perméabilité du bassin.

En plus de l'apport continu en eau, le trop-plein de la station d'épuration du restaurant amène de la matière organique. Toujours selon Paul Lens (2023), c'est cette matière organique et la constante immersion du fond du bassin qui sont à l'origine de la couche de vase présente dans le fond de l'ouvrage d'infiltration. Ce biofilm créé pourrait être une autre cause du colmatage du fond.

Maintenant que les causes possibles du dysfonctionnement du bassin ont été étudiées, les solutions à développer et mettre en place peuvent être discutées. En considérant l'apport constant de la station d'épuration du restaurant comme une contrainte non modifiable, voici des pistes à explorer :

- approfondir le bassin pour atteindre les terrains naturels (jusqu'où creuser ?),
- curer le fond du bassin pour retirer le biofilm,
- remanier le fond du bassin pour aérer les terres,
- ajouter du gravier calcaire (dolomie de récupération par exemple) pour favoriser l'activité biologique et améliorer le drainage,
- ajuster le pH de l'environnement pour retrouver des conditions propices aux processus biologiques aérobiques,
- réaliser un espace de lagunage en tête de bassin pour y localiser la formation de biofilm et peaufiner l'épuration : créer deux profondeurs différentes,
- ensemercer des vers de terre pour augmenter la perméabilité des terrains, seulement envisageable si le bassin finit par se vider rapidement (Grenon, 2016 & Grenon & Leroy, 2017).

Toutes ces idées se concentrent uniquement sur le bassin étudié mais d'autres solutions pourraient être envisagées en aval de l'ouvrage d'infiltration.

Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages d'infiltration est réalisé d'une part, sur base de la conductivité hydraulique du sol dans lequel il sont mis en place et d'autre part, sur base du calcul du volume d'eau maximum pouvant être collecté par les surfaces urbanisées lors de longues pluies d'une intensité équivalente à une période de retour de 25 ou 50 ans. Pour déterminer la conductivité hydraulique d'un terrain, il faut réaliser une campagne de tests d'infiltration et interpréter les résultats de la vitesse d'infiltration obtenue pour chacun d'entre eux.

Dans un premier temps, il faut choisir le type d'essai à réaliser sur le terrain. La base de ces essais doit se trouver à la profondeur d'emplacement envisagée pour le futur système d'infiltration. L'essai Porchet est le plus répandu car il est facile à mettre en place et ne nécessite pas beaucoup d'eau, il ne teste cependant les propriétés du sol que sur une faible zone. L'essai double-anneaux est également assez populaire, il est facile à mettre en place et investigate une zone assez grande du sol mais nécessite beaucoup d'eau. Il est intéressant à utiliser en fond de fouille mais cette opération oblige à excaver de grand volume de sol. Finalement, l'essai Matsuo est rarement utilisé car il demande énormément d'eau et nécessite également d'excaver un grand volume de sol.

En fonction du type de sol, différents type de tests peuvent être privilégiés. Dans les limons, l'essai double-anneaux semble très précis et l'essai Porchet semblent surestimer d'un peu moins d'un ordre de grandeur la conductivité hydraulique. Dans les sols composés de gravier schisteux, l'essai Matsuo est le plus adapté car il conserve la structure du sol. Elrick *et al.* (1990), eux, estiment que l'essai Porchet (et peut-être aussi l'essai double-anneaux) est précis à un facteur 2 près dans un sol sableux à faible structure, à un facteur 2-3 près dans un sol limoneux et à un facteur 3-5 près dans un sol argileux structuré.

Le type d'ouvrage envisagé peut également guider le choix de la méthode d'investigation. Une similitude dans la géométrie de l'essai et de l'ouvrage permet de se rapprocher des vraies conditions.

Dans un second temps, il faut choisir la méthode d'interprétation. Il en existe de 2 types : celles considérant l'écoulement tridimensionnel et celle le considérant unidimensionnel. Au premier abord cette première catégorie semble la plus adéquate pour interpréter les mesures car elle considère l'effet de capillarité qui est influencé par la structure et la texture du sol. Cependant, une comparaison des résultats de ces équations avec celles faisant l'hypothèse d'un écoulement unidimensionnel, lors d'un cas théorique et pour un type d'essai identique, montre qu'ils ne sont pas éloignés de plus d'un facteur 1,4 les uns des autres. Cette comparaison montre également que les essais double-anneaux et Matsuo déterminent respectivement une conductivité hydraulique 3 à 4 fois et 4 à 5 fois plus grande que l'essai Porchet.

Selon certains auteurs (Talsma, 1987 ; Reynolds & Elrick, 1985, 1987), négliger la contribution de la capillarité entraîne une surestimation d'un facteur 1 à 10 en fonction des propriétés du sol, de la teneur en eau initiale et de la géométrie de la source d'eau de l'essai.

De manière générale, on ne peut pas espérer obtenir plus qu'un ordre de grandeur de la conductivité hydraulique du sol étudié car beaucoup d'erreurs se glissent dans la mesure de la vitesse d'infiltration : déstructuration du sol, colmatage, limite de précision de l'appareil de mesure, ..., et dans l'interprétation de la conductivité hydraulique de par les hypothèses simplifiant la complexité du phénomène d'infiltration en zone non saturée.

Les hypothèses simplificatrices sont importantes à garder en tête quelle que soit la dimensionnalité de l'interprétation choisie (1D ou 3D). Tout d'abord, le sol est considéré :

- homogène, isotrope et semi-infini ;
- indéformable (non gonflant) ;
- saturé entre la surface et le front d'infiltration ;
- non stratifié sur toute la profondeur traversée par le front d'infiltration ;
- de texture, structure et teneur en eau initiale uniformes ;

Ensuite, l'écoulement est considéré :

- laminaire et permanent ;
- non freiné par la présence de bulles d'air.

Selon van Hoorn (1979), l'hétérogénéité du sol est une plus grande source d'incertitude sur les résultats de conductivité hydraulique que les hypothèses simplificatrices choisies pour les déterminer. Il est donc important de réaliser un nombre de tests d'infiltration suffisants pour obtenir un résultat représentatif.

Une fois l'ouvrage mis en place, il est important de le surveiller et de l'entretenir pour éviter le plus possible son colmatage. Il faut également veiller à ce qu'il suive des cycles réguliers de remplissage-vidange pour permettre une bioturbation du sol pour un bon fonctionnement de la porosité. Pour finir, il est important de séparer la gestion des eaux usées de la gestion des eaux pluviales.

Pour compléter ce travail, il serait intéressant de modéliser le phénomène d'infiltration en milieu non saturé dans les différentes configurations des essais Porchet, double-anneaux et Matsuo qui ont été présentées dans le chapitre 2. Cela permettrait de comparer l'effet d'une charge variable ou constante sur l'écoulement, de déterminer l'importance des effets de capillarité et de la multi-dimensionnalité de l'écoulement et puis d'analyser l'évolution du front d'infiltration. Le modèle de Green et Ampt (Annexe B) permettrait d'étudier l'écoulement transitoire 1D et les équations de Philip (Annexe C), l'écoulement transitoire 3D.

Ces modèles numériques permettraient de prendre en compte des paramètres supplémentaires des propriétés du sol comme la teneur en eau initiales, la charge matricielle de front, la taille moyenne des pores λ_m ou le paramètre empirique de Gardner.

Références

- AFNOR, 2014a. *NF P 94-523-2 - Reconnaissance et essais géotechniques - Essais géohydrauliques - Partie 2 : Essais de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert*. La Plaine Saint-Denis Cedex, Association Française de Normalisation (AFNOR), 35 p.
- AFNOR, 2014b. *NF P 94-523-2 - Reconnaissance et essais géotechniques - Essais géohydrauliques - Partie 5 : Essais d'infiltration*. La Plaine Saint-Denis Cedex, Association Française de Normalisation (AFNOR), 29 p. Non consulté.
- AIDE, 2017. *Ouvrages de gestion intégrée des eaux pluviales : Généralités – Hypothèses de dimensionnement*. Note technique n°1, 8 p.
- AIDE, 2022. *L'infiltration des eaux pluviales - Guide pratique*. 12 p.
- Amraoui, N., 1997. *Module faible perméabilité - Méthodes d'interprétation des essais Panda en tenant compte de la non saturation du sol*. Rapport BRGM R39796, 35 p.
- Berckmans, J., De Cruz, L., De Troch, R., Duchêne, F., Hamdi, R., Termonia, P., Van de Vyver, H., & Van Schaeybroeck, B., 2020. Modélisation climatique régionale. In Gellens, D. (ed.), *Rapport climatique 2020 - De l'information aux services climatiques*. Uccle, IRM - Institut Royal Météorologique de Belgique, 89 p.
- Bjerrum, L., Nash, J.K.T.L., Kennard, R.M. & Gibson, R.E., 1972. Hydraulic Fracturing in Field Permeability Testing. *Géotechnique*, 22, 2, 319–322 p. Non consulté.
- Bouezmarni M., Hanson A., Debbaut V., 2015. *Carte hydrogéologique de Wallonie, Planchettes Amberloup - Flamierge n° 60/5-6*. 1/25 000. Belgique, Service public de Wallonie, Direction des Eaux Souterraines (SPW ARNE). carto1.wallonie.be/HG/HG_RW/viewer.htm?carte=6056. Consulté le 17/10/2023.
- Boulvain, F., 2021. *Éléments de sédimentologie et de pétrologie sédimentaire [support de cours]*. Université de Liège, 95 p., inédit.
- Bouwer, H., 1986. Intake Rate : Cylinder Infiltrometer. In Klute, A., *Methods of Soil Analysis - Part 1 : Physical and Mineralogical Methods*. Madison, American Society of Agronomy, Agronomy, 9, 825–844 p. Non consulté.
- Brassinne, S., 2023. Discussion avec l'architecte du projet, sur le parking du Aldi à Saint-Georges-sur-Meuse, le 3 mars 2023.
- Briers, P. & Gerard, B., 2020. *Étude de gestion des eaux pluviales à Saint-Georges-sur-Meuse [Rapport client, 1ère version]*. Liège, RAISô, 23 p., inédit.
- Brooks, R.H. & Corey, A.T., 1964. *Hydraulic Properties of Porous Media*. Hydrology Papers, Colorado, Colorado State University, No. 3, 27 p.
- Brouyère, S., 2002. *Étude et modélisation du transport et du piégeage de solutés en milieu variablement saturé*. Liège, Université de Liège, Thèse de doctorat, 572 p.

- Bruyninckx, S. & Gérard, B., 2023. *Etude de gestion des eaux pluviales à Braives [Rapport client]*. Liège, RAISô, 14 p., inédit.
- Burette, S. & Gérard, B., 2023. *Etude de gestion des eaux pluviales et usées à Ortheuville [Rapport client]*. Liège, RAISô, 23 p., inédit.
- Cassan, M., 1979. Filtrations dans les cavités souterraines : applications à l'épuisement des fouilles superficielles - Première partie : Cavités sphériques. *Annales de l'ITBTP*, 371, 51 p. Non consulté.
- Charlier, R., 2016. *Géotechnique - Tome 1 : Mécanique des sols [support de cours]*. Université de Liège, 183 p., inédit.
- Chorover, J., Kretzschmar, R., Garcia-Pichel, F. & Sparks, D.L., 2007. Soil Biogeochemical Processes within the Critical Zone. *Elements*, 3 (5), 321–326 p. Non consulté.
- Darcy, H., 1856. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris, Victor Dalmont, 647 p.
- Dassargues, A., 2019. *Hydrogeology : Groundwater science and engineering*. Première édition. Boca Raton, CRC Press - Taylor & Francis Group, 471 p.
- Dhouib, A., Shahrouf, I., Lafhaj, Z. & Delfault, A., 1998. Essais Lefranc pour la mesure de la perméabilité in situ : étude théorique et interprétation pratique. *Revue Française de géotechnique*, 84, 10 p.
- Elrick, D.E., Reynolds, W.D. & Tan, K.A., 1989. Hydraulic Conductivity Measurements in the Unsaturated Zone Using Improved Well Analyses. *GroundWater Monitoring Revue*, 9, 184–193 p.
- Elrick, D.E., Reynolds, W.D., Geering, H.R. & Tan, K-A., 1990. Estimating Steady Infiltration Rate Times for Infiltrimeters and Permeameters. *Water Resources Research*, 26, 4, 759–769 p.
- Fayer, M.J. & Hiller, D., 1986. Air Encapsulation : I. Measurement in a Field Soil. *Soil Science Society of America Journal*, 50, 568–572 p. Non Consulté.
- François, B., 2023a. L'eau dans les terrains rocheux. In *GCIV0045-4 : Mécanique des roches et ouvrages au rocher [support de cours]*. Université de Liège, 6 p., inédit.
- François, B., 2023b. Propriétés des matériaux rocheux. In *GCIV0045-4 : Mécanique des roches et ouvrages au rocher [support de cours]*. Université de Liège, 7 p., inédit.
- Gardner, W.R., 1958. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with applications to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85, 228–232. Non consulté.
- geo.be, 2021. *Unités administratives - situation au 1er janvier*. geo.be. <https://www.geo.be/catalog/details/629ad470-71dc-11eb-af47-3448ed25ad7c?l=fr>. Consulté le 09/08/2023.
- Gérard, B., 2023. Communication personnelle concernant les formules d'interprétation des mesures *in situ* de la vitesse d'infiltration ainsi que d'autres aspects liés à la gestion de l'eau pluviale.
- Gibson, R.E., 1963. An Analysis of System Flexibility and its Effect on Time Lag in Pore-water Measurement. *Geotechnique*, 13, 1, 1–11 p. Non consulté.
- Gibson, R.E., 1966. A Note on the Constant Head Test to Measure Soil Permeability *In Situ*. *Geotechnique*, 16, 3, 256–257 p. Non consulté.
- Grela, R., Xanthoulis, D., Marcoen, J.M., Lemineur, M. & Wauthélet, M., 2004. L'infiltration des eaux usées épurées - Guide pratique. In SAIWE (ed.), *Convention d'étude entre la FUSAG, l'INASEP et la DGRNE : Étude de méthodes et d'outils d'aide à la décision pour la planification et la mise en œuvre de systèmes d'épuration individuelle ou groupée*. Namur, Système d'Assistance et d'Information Wallon pour l'Épuration autonome, 29 p.

- Grenon, Q., 2016. *Recolonisation post-chantier des noues de voirie par les vers de terre*. Canteleu, Infra Service - R&D, 8 p.
- Grenon, Q. & Leroy, MC., 2017. *Les vers de terre augmentent-ils la perméabilité du sol ? - Tests au laboratoire*. Canteleu, Infra Service - R&D, 7 p.
- Hallet V., Peters V., Ruthy I., Gogu R. C., Dassargues A., 2012. *Carte hydrogéologique de Wallonie, Planchettes Waremme - Momalle, Heers - Borgloon n° 41/3-4, 33/7-8*. 1/25 000. Belgique, Service public de Wallonie, Direction des Eaux Souterraines (SPW ARNE). carto1.wallonie.be/HG/HG_RW/viewer.htm?carte=4134. Consulté le 17/10/2023.
- Haverkamp, R., Ross, P.-J., Smetten, K.R.J. & Parlange, J.-Y., 1994. Three-dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer : 2. Physical based infiltration equation. *Water Resources Research*, 30, 2931–2935. Non consulté.
- Hvorslev, M.J., 1951. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Levels and Pressures*. Vicksburg, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Bulletin 36, 50 p. Non consulté.
- Javaux, M., Rahhal, M.E., Vanclooster, M., Akponikpe, P., Bielders, C., Abdou, M.M., Jean-Pierre Vandervaere, J.-P. & Larabi, A., 2021. *L'eau et les sols - Hydrodynamique des milieux poreux [cours en ligne sur la plateforme edX]*. Université Catholique de Louvain. <https://www.edx.org/course/leau-et-les-sols-hydrodynamique-des-milieux-poreux>. Consulté le 05/08/2023.
- Lamachere, J.M., 1971. *Mesure in situ de la perméabilité d'un sol non saturé - Étude bibliographique*. Orléans, BRGM, 72 p.
- Ledun, J., Saunier, M., Delamarche, F. & Ouvry, JF., 2018. *Techniques alternatives de gestion des eaux pluviales urbaines - Etude régionale sur la capacité d'infiltration*. AREAS, 72 p.
- Lens, P., 2023. Discussion en ligne sur le colmatage du bassin d'infiltration de Saint-Georges-sur-Meuse (le 23 mars).
- Martial, L., 2023. Communication personnelle lors des campagnes de terrain réalisées en stage chez RAISô.
- Matsuo, S., Honmachi, Y. & Akai, K., 1958. *A Field Determination of Permeability*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), communication au IIIème congrès international de mécanique des sol, Zurich, 4 p.
- Mayer, F., 2021a. *Essais de perméabilité : Essai à charge constante : Porchet Classique*. Bruxelles Environnement, 5 p.
- Mayer, F., 2021b. *Essais de perméabilité : Essai Double-Anneau (à charge constante ou variable)*. Bruxelles Environnement, 5 p.
- Mayer, F., 2021c. *Essais de perméabilité : Essai Matsuo ou Essai « à la fosse » (à charge variable)*. Bruxelles Environnement, 5 p.
- Mualem, Y., 1976. New model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12, 513–296 p. Not consulted.
- Nasberg, V.M., 1951. *La question de filtration dans les terrains secs*. Communication à l'Académie des Sciences d'U.R.S.S. Non Consulté.
- Philip, J.R., 1985. Approximated Analysis of the Borehole Permeameter in Unsaturated Soil. *Water Resources Research*, 21, 1025–1033 p. Non consulté.
- Reynolds, W.D. & Elrick, D.E., 1985. *In Situ Measurement of Field-saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the α -parameter Using the Guelph Permeameter*. *Soil Science*, 140, 292–302 p. Non

consulté.

Reynolds, W.D. & Elrick, D.E., 1986. A Method for Simultaneous *In Situ* Measurement in the Vadose Zone of Field-saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the Conductivity-pressure Head Relationship. *GroundWater Monitoring Review*, 6, 84–95 p. Non consulté.

Reynolds, W.D. & Elrick, D.E., 1987. A Laboratory and Numerical Assesment of the Guelph Permeameter Method. *Soil Science*, 144, 282–299 p. Non consulté.

Reynolds, W.D., Elrick, D.E. & Clothier, B.E., 1985. The Constant Head Well Permeameter, Effect of Unsaturated Flow. *Soil Science*, 139, 172–180 p. Non consulté.

Ruthy I., Dassargues A., 2010. *Carte hydrogéologique de Wallonie, Planchettes Jehay-Bodegnée - Saint-Georges-sur-Meuse n° 41/7-8*. 1/25 000. Belgique, Service public de Wallonie, Direction des Eaux Souterraines (SPW ARNE). carto1.wallonie.be/HG/HG_RW/viewer.htm?carte=4178. Consulté le 17/10/2023.

Scotter, D.R., Clothier, B.E. & Harper, E.R., 1982. Measuring Saturated Hydraulic Conductivity and Sorptivity Using Twin Rings. *Aust. J. Soil Res.*, 20 295–304 p. Non consulté.

SIG France, 2018. *SIG PERMEA3 - Notice d'utilisation (V6)*. Bouvron, 12 p.

SIG France, 2023. *Essai de perméabilité Porchet*. SIG Permea. <https://porchet-infiltration.jimdofree.com/fr/essai-de-perm%C3%A9abilit%C3%A9-porchet/>. Consulté le 2/05/2023.

Sond&Eau, 2023. *Test d'infiltration*. Etude de sol. <http://www.sond-et-eau.fr/index.php/fr/home/etude-de-sol>. Consulté le 2/05/2023.

Sorel A., Rekk S., Hallet V., 2015. *Carte hydrogéologique de Wallonie, Planchettes Wasseiges - Braives n° 41/5-6*. 1/25 000. Belgique, Service public de Wallonie, Direction des Eaux Souterraines (SPW ARNE). carto1.wallonie.be/HG/HG_RW/viewer.htm?carte=4156. Consulté le 17/10/2023.

SPW - Service Public de Wallonie, 2022. *WalOnMap : Toute la Wallonie à la carte*. Géoportail de la Wallonie : Le site de l'information géographique wallonne. <https://geoportail.wallonie.be/walonmap#SHARE=FAA4332905B916EEE053D5AFA49D52B9>. Consulté le 21/08/2023.

SPW - Service Public de Wallonie, 2023. *Production d'eau de distribution*. État de l'environnement wallon. <http://etat.environnement.wallonie.be/contents/indicatorsheets/RESS%203.html#>. Consulté le 27/04/2023.

Stephens, D.B., Lambert, K. & Watson, D., 1987. Regression Models for Hydraulic Conductivity and Field Test of the Borehole Permeameter. *Water Resources Reseach*, 23, 2207–2214 p. Non consulté.

Swartzendruber, D. & Olson, T.C., 1961a. Sand-model Study of Buffer Effects in the Double-ring Infiltrometer. *Soil Science Society of America Journal*, 25, 5–8 p. Non consulté.

Swartzendruber, D. & Olson, T.C., 1961b. Model Study of the Double-ring Infiltrometer as Affected by Depth of Wetting and Particle Size. *Soil Science*, 92, 219–225 p. Non consulté.

Talsma, T., 1987. Re-evaluation of the Well Permeameter as a Field Method for Measuring Hydraulic Conductivity. *Aust. J. Soil Res.*, 25, 361–368 p. Non consulté.

Teller, J. (dir.), Djanaralieva, L., Flas, M., Moulana, M.L., Onan, L., Privot, J. & Archambeau, P., 2023. *Référentiel. Gestion durable des eaux pluviales*. Namur, Service public de Wallonie (EDIWALL), 95 p.

Terletskata, M.N., 1954. Détermination de la perméabilité dans les terrains secs. *Construction Hydrogéologique*, 2. Non consulté.

van Genuchten, M.T., 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892–898 p. Non consulté.

van Hoorn, J.W., 1979. Determining hydraulic conductivity with the inverse auger hole and infiltrometer methods. *In Proc. of the Int. Drainage Workshop*, ed. Wesseling, J. Wageningen. ILRI Publication, 25, 150–154 p.

Weber, W.G., 1968. *In Situ* Permeabilities for Determining Rates of Consolidation. *Highway Research Record*, 243, 49–61 p. Non consulté.

White, I. & Sully, M.J., 1987. Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration. *Water Resources Research*, 23, 8, 1514–1522 p. Non consulté.

Whiting, D., Card, A., Wilson, C., Moravec, C. & Reeder, J., 2015. *CMG GardenNotes #213 - Managing Soil Tillage Texture, Structure and Pore Space*. Colorado State University Extension, 10 p., inédit.

Wilkinson, W.B., 1968. Constant Head *In Situ* Permeability Tests in Clay Strata. *Géotechnique*, 18, 2, 172–194 p. Non consulté.