

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité

Géosciences pour une Terre durable
brgm

Document à accès immédiat

Barrières physiques souterraines en milieu alluvial. Etat de l'art, développements et application au cas du Gardon d'Anduze (30) Avancement 2024

Rapport final

BRGM/RP-74127-FR
Version 2 du 28 février 2025

Étude réalisée dans le cadre des projets d'appui aux politiques publiques

Frissant N., Dewandel B., Vignerot B., Mexler J., Tissoux H., Lanini S., Boissard G., Guillaumot L., Fournely J.

Ce rapport a été vérifié le 27/12/2024 et approuvé le 29/01/2025 selon la procédure interne en vigueur au sein du BRGM, qui garantit le respect de ses engagements contractuels, de l'intégrité et de l'impartialité du contenu scientifique et technique du présent rapport, de l'éthique et de la déontologie du BRGM, ainsi que des dispositions réglementaires et législatives auquel il est soumis pour l'exercice de son activité.

Le système de management de la qualité et de l'environnement du BRGM est certifié selon les normes ISO 9001 et ISO 14001.
Contact : qualite@brgm.fr

La Région Occitanie Pyrénées - Méditerranée

agence de l'eau RHÔNE MÉDITERRANÉE CORSE établissement public de l'État

EPTB Gardons Établissement Public Territorial de Bassin

Avertissement

Ce rapport est adressé en communication exclusive au demandeur, au nombre d'exemplaires prévu contractuellement.

Le demandeur assure lui-même la diffusion qu'il souhaite des exemplaires de ce tirage initial, dont il est seul propriétaire.

La communicabilité et la réutilisation de ce rapport sont régies selon la règlementation en vigueur, ainsi que par les termes de la convention.

Les justificatifs du contrôle qualité de ce rapport (auteur, vérificateur, approbateur) peuvent être communiqués à titre confidentiel au destinataire du rapport, à sa demande et dans le strict respect de la réglementation applicable au traitement des données à caractères personnels.

Le BRGM ne saurait être tenu responsable de la divulgation du contenu total ou partiel de ce rapport à un tiers non-autorisé qui ne soit pas de son fait et des éventuelles conséquences pouvant en résulter.

Votre avis nous intéresse

Dans le cadre de notre démarche qualité et de l'amélioration continue de nos pratiques, nous souhaitons mesurer l'efficacité de réalisation de nos travaux.

Aussi, nous vous remercions de bien vouloir nous donner votre avis sur le présent rapport en complétant le formulaire accessible par cette adresse **https://forms.office.com/r/yMqFcU6Ctq** ou par ce code :

Mots clés : Barrière physique souterraine, Gardon d'Anduze, carte piézométrique, techniques de construction, seuil en rivière ; solution analytique

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

Frissant N., Dewandel B., Vignerot B., Mexler J., Tissoux H., Lanini S., Boissard G., Guillaumot L., Fournely J. 2025. Barrières physiques souterraines en milieu alluvial. Etat de l'art, développement et application au cas du Gardon d'Anduze (30). Avancement 2024. Rapport final**.** BRGM/RP-74127-FR, 200 p., 117 ill. 11 tab., 4 ann.

© BRGM, **2025**, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

IM003-MT008-P2-08/04/2024

Synthèse

Une barrière physique souterraine (BPS) désigne en hydrogéologie, un écran peu perméable construit en travers de l'écoulement des eaux souterraines et dont l'objectif est de modifier les flux souterrains, la piézométrie et éventuellement contrer l'intrusion saline. Ce terme recouvre une large diversité de types d'ouvrages, d'effets recherchés, de configurations hydrogéologiques et de difficultés de mise en œuvre. Des BPS sont également construites dans d'autres contextes avec d'autres objectifs comme le BTP, les sites et sols pollués, l'exploitation minière….

Depuis des décennies, les BPS, parfois appelées « barrages souterrains » sont largement utilisées dans des pays confrontés à de forts contrastes saisonniers de précipitation qui entrainent de longues périodes de sécheresse (Japon, Chine, Brésil, …). Ces ouvrages servent essentiellement à stocker de l'eau qui n'aurait fait que transiter sur le territoire ou à protéger la ressource en eau souterraine des intrusions salines en contexte littoral. Un pays comme la Turquie a construit plus d'une centaine de BPS modernes au cours de la décennie et les publications scientifiques et techniques sur le sujet sont en fortes croissances dans le monde. Les eaux ainsi stockées sont utilisées pour des usages agricoles et d'alimentation en eau potable.

Sous l'impulsion de l'EPTB Gardons, le BRGM s'est intéressé aux intérêts, limites et contraintes de ces ouvrages qui sont très largement méconnus en Europe. Dans un premier temps, il a été dressé un état de l'art et un retour d'expérience multidisciplinaire a été mené sur les BPS dans le monde (technique de construction, impacts qualitatifs et quantitatifs, études de modélisation : solutions analytiques, modèles distribués, modèles réservoir).

Par ailleurs, des outils numériques ont été développés par le BRGM afin de mieux appréhender l'impact hydraulique des BPS à occultation latérale partielle sur les flux et les charges dans un aquifère. Ils ont donné lieu à plusieurs publications scientifiques dans des revues internationales. Globalement, l'approche du BRGM vise à identifier des configurations où des BPS, qui ont fait la démonstration de leur utilité sous des climats et des contextes différents de celui de la France, pourraient contribuer à sécuriser les prélèvements d'eau souterraine dans une France confrontée aux effets du changement climatique (tension sur la ressource en eau, étiages plus longs et plus sévères, remontée du niveau marin et progression des intrusions salines).

Cette approche se veut pluridisciplinaire. Elle fait appel à l'hydrogéologie, la modélisation hydrogéologique, la géochimie, la géologie, le génie civil (avec approches économiques). Des approches sociologiques complèteront ultérieurement celles déjà mises en œuvre qui seront poursuivies. Il est précisé que l'étude des BPS est complémentaire aux autres réflexions sur les adaptations au changement climatique, notamment autours des questions relatives à la sobriété.

Le présent rapport constitue le rapport final d'une étude réalisée dans le cadre d'une convention de recherche et développement à cout partagé entre l'EPTB Gardons et le BRGM avec l'appui financier de l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse et de la Région Occitanie. Des travaux complémentaires ont été et seront menés dans d'autres contextes contractuels grâce au financement sur fonds propres du BRGM, ou par le ministère en charge de la recherche - projet fléché du Contrat d'Objectif et de Performance du BRGM 2023-2027-, ou encore dans le cadre d'une convention de R&D avec l'Office Français de la Biodiversité sur le volet seuil en rivière. L'ensemble des avancées en lien avec l'objectif du projet ont été intégrées à ce rapport sans distinction du cadre contractuel dans lequel elles ont été obtenues.

Un inventaire des techniques de construction des BPS a été réalisé, leurs coûts de mise en œuvre ont été évalués pour des ouvrages de 5 à 30 m de profondeur, et leurs avantages et inconvénients ont été présentés. Certaines sont classiques et régulièrement mises en œuvre, d'autres en sont au stade du développement et sont présentées à titre informatif.

Les BPS construites dans le monde sont très majoritairement à occultation latérale totale (l'aquifère est barré sur toute sa largeur dans la zone saturée). Elles reposent sur le substratum de l'aquifère et permettent le débordement de la nappe par-dessus la crête de la BPS sans inonder la surface. La BPS de Massillargues-Attuech est différente car elle est à occultation latérale partielle. Elle repose sur le substratum de l'aquifère mais n'occulte qu'une partie de la largeur de l'aquifère, permettant ainsi aux eaux souterraines de la contourner latéralement tout en créant un bourrelet piézométrique en amont et une dépression piézométrique de même dimension en aval.

Pour rappel, au début des années 1990, la BPS de Massillargues-Attuech avait été conçue pour relever le niveau piézométrique et maintenir en eau un plan d'eau de surface à usage récréatif. Ces objectifs initiaux sont atteints et reproductibles ailleurs dans des contextes similaires. L'analyse des données piézométriques historiques et actuelles ainsi que les modélisations par solutions analytiques ont permis de montrer que la BPS de Massillargues-Attuech n'apporte qu'un gain négligeable au pompage des puits de Tornac situés 800 m en amont (5 à 10 cm de hausse du niveau d'eau). Par ailleurs, l'analyse des données disponibles n'a pas mis en évidence de dégradation de la qualité des eaux à la suite de la mise en place de la BPS.

En revanche, il a été démontré (analyses de la piézométrie et modélisations par solutions analytiques) que les seuils en rivière sur le Gardon impactaient considérablement les échanges entre la rivière et la nappe. Le seuil de la Tour de Barre serait responsable de 1 à 1.4 m de hausse du niveau piézométrique au champ captant de Tornac, soit responsable d'une hausse de 20 à 30 % du débit de pompage instantané.

D'une façon générale, une BPS à occultation partielle construite sur une seule rive de l'aquifère permet de faire remonter localement le niveau piézométrique en amont, mais est très peu efficace pour accroitre les possibilités de prélèvement par pompage quand elle est utilisée seule. En effet, la hausse du niveau piézométrique est contrebalancée par la présence de la limite étanche qui accroit le rabattement dans le puits de pompage. Une solution pour augmenter la hausse du niveau piézométrique consiste à allonger la BPS à occultation partielle, mais le puits de pompage devant être positionné dans l'axe du milieu de la BPS à occultation partielle, son éloignement de la rivière le rend beaucoup moins productif. Cette configuration ne serait pas intéressante au regard du cout de construction d'une telle BPS. Un simple puits supplémentaire dans l'aquifère permettrait d'accroitre les débits prélevés de manière plus significative.

Afin de compléter les premières réponses à la question de l'EPTB Gardons, le BRGM va poursuivre ses investigations pour rechercher des configurations dans lesquelles une barrière physique souterraine pourrait répondre aux attentes de sécurisation des prélèvements en eau souterraine en période de crise ou de façon pérenne.

D'autres configurations avec une BPS à occultation latérale partielle pourraient s'avérer utiles :

- BPS située de part et d'autre d'un cours d'eau pour générer un bourrelet piézométrique à proximité de la rivière qui permettrait de positionner un puits de pompage à la fois proche de la rivière et dans le bourrelet piézométrique,
- BPS implantée en complément d'un dispositif de recharge maitrisée d'aquifère, de seuil en rivière ou de gravière en eau,

- BPS construite à proximité du littoral pour contrer une intrusion saline, éventuellement en complément d'un seuil de rivière anti-sel.

D'autre part la question de la dynamique de remplissage et de vidange de l'aquifère autour de la BPS à occultation latérale partielle de Massillargues-Attuech n'a pas été totalement traitée. Des piézomètres seront prochainement implantés et équipés pour améliorer la compréhension des mécanismes autour de la BPS existante.

Des nouveaux outils de modélisation permettant de tester ces configurations seront développés et pourront bénéficier des chroniques piézométriques nouvellement acquises. Ils permettront la combinaison des effets de seuils en rivière, de puits de pompage et de BPS à occultation latérale partielle pour évaluer la complémentarité de ces différentes techniques. Les outils développés pourront être appliqués à d'autres problématiques autour des impacts de la mise en place d'obstacle souterrain à l'écoulement des eaux souterraines (génie civil ou sites et sols pollués).

L'essentiel du travail du BRGM a jusqu'à présent porté sur des BPS à occultation latérale partielle en raison des caractéristiques de l'ouvrage de Massillargues-Attuech. Cette configuration d'occultation est extrêmement rare. L'écrasante majorité des BPS construites dans le monde ont une occultation latérale totale et elles ont prouvé leurs intérêts dans leur zone et contexte de construction. Les impacts hydrogéologiques de ce type d'ouvrage, leur faisabilité, leurs contraintes et leurs limites dans des contextes climatiques, politiques, réglementaires, économiques et sociologiques français ont commencé à être étudiés par le BRGM et continueront à être approfondis dans d'autres contextes contractuels.

Sommaire

1. Introduction 17

2. Les barrières physiques souterraines (BPS) en milieu alluvial : état de l'art et retours d'expériences 19

2.1. Définitions des objets étudiés 19

2.2. Bibliométrie 21

2.2.1. Occultation verticale 23

2.2.2. Occultation latérale complète 25

2.2.3. Occultation latérale partielle 26

2.3. Dimensions des barrières physiques souterraines 26

2.3.1. Petites BPS : hauteur inférieure à 10-15 m environ – longueur de 50 à quelques centaines de mètres 26

2.3.2. Grandes BPS : hauteur de 10 à 30 m environ – longueur de 50 à quelques centaines de mètres 28

2.3.3. Très grandes BPS : hauteur de 30 m à 115 m – longueur jusqu'à 13 km 30

2.4. Prélèvement des eaux retenues par des BPS 32

2.4.1. Prélèvement par gravité 33

2.4.2. Prélèvement par pompage 38

2.4.3. Couplage des barrières physiques souterraines avec des dispositifs de recharge maitrisée des aquifères 39

2.4.4. Usage des eaux prélevées en amont de BPS hors contexte karstique 41

2.5. Intérêts, limites et contraintes des barrières physiques souterraines pour exploiter les ressources en eau en milieu alluvial, hors problématique d'intrusion saline 42

2.5.1. Les barrières physiques souterraines au Japon 42

2.5.2. Les BPS en Chine 45

2.5.3. Les BPS en Turquie 46

2.5.4. Les BPS au Brésil 46

2.6. Modélisation de l'impact des barrières physiques souterraines sur l'évolution des charges et des flux dans l'aquifère 48

2.6.1. Solutions analytiques 48

2.6.2. Modélisation distribuée 50

2.6.3. Modélisation réservoir 54

2.7. Techniques de Construction des barrières physiques souterraines 55

2.7.1. BPS a cœur d'argile 55

2.7.2. Rideau de palplanches 58

2.7.3. Paroi en coulis : « Slurry wall » ou « diaphragm wall » 61

2.7.4. Barrière en géomembrane 66

2.7.5. Parois de coulis Injecté 69

2.7.6. Paroi en Injection Haute Pression : « JET GROUTING » 70

2.7.7. Parois en Mélange de Sol (« Soil mixing » ou DSM) 72

2.7.8. Congélation des sols 73

2.7.9. Biocalcification des sols 75

2.7.10. BioGELs et BIOMUCUS 77
2.7.11. Historicité des solutions technique qui pourraient s'appliquer à la construction de BPS 78

3. Développements d'outils numériques dédiés à la caractérisation de la déformation piézométrique sous l'effet d'obstacles à l'écoulement en surface et en souterrain 81
3.1. Impacts hydrogéologiques d'une barrière physique souterraine À occultation latérale partielle 82
3.1.1. Modèle mathématique général 82
3.1.2. Extension de la zone impactée par la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle – exemple de calcul de charge 84
3.1.3. Combinaison d'une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle avec un dispositif de recharge maitrisée de l'aquifère et un pompage 85
3.1.4. Aspects pratiques, les abaques 87
3.1.5. Prise en compte des limites latérales de la nappe 98
3.2. Impact d'un seuil en riviÈre 99

4. Techniques de construction – comparaison des méthodes et solutions 101
4.1. Comparaison fonctionnelle 101
4.2. Comparaison financière 103
4.3. Comparaison des solutions en tranchée : Bentonite, Biocalcification et Géomembranes 116

5. Site de Massillargues-Attuech : barrière physique souterraine à occultation latérale partielle et seuils en rivière 119
5.1. Caractérisation géologique des formations alluviales du Gardon d'Anduze dans le secteur de Massillargues-Attuech 120
5.1.1. Formations géologiques rencontrées 121
5.1.2. Interprétations préliminaires des données existantes et observation de terrain .. 123
5.1.3. Description des niveaux indurés 130
5.2. Contexte hydrogéologique 133
5.3. Évolution des formations alluviales sous l'effet des prÉlÈvements de matÉriaux et impacts sur la ressource en eau souterraine 138
5.4. Mise en place de la barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech 141
5.5. Impacts de la construction de la BPS d'Attuech – DonnÉes utilisÉes 144
5.5.1. Cartes piézométriques 144
5.5.2. Chroniques piézométriques 152
5.5.3. Cartes de variations piézométriques 154
5.5.4. Débits d'exploitation 161
5.6. Impacts de la construction de la BPS d'Attuech – Modélisation 162
5.7. Impacts de la construction de la BPS d'Attuech – interpretation des donnees et des résultats des modeles 167
Récapitulatif des impacts de la barrière physique souterraine et des seuils en rivières de Massillargues-Attuech 169

6. Intérêts, limites et contraintes des barrières physiques souterraines dans le contexte des nappes alluviales des Gardons 171

7. Conclusion 175

8. Bibliographie 177

9. Bibliographie dédiée au génie civil 183

Liste des illustrations

Illustration 1 : Barrière physique souterraine bloquant l'intrusion saline. 19

Illustration 2 : Barrière physique souterraine pour exploiter les eaux souterraines. 20

Illustration 3 : Évolution du nombre de références bibliographiques consacrées aux barrières physiques souterraines hors mine et « barrage de sable ». 21

Illustration 4 : Bibliométrie sur les barrières physiques souterraines par pays Typologie en fonction de l'occultation 23

Illustration 5 : Barrière physique souterraine à occultation verticale partielle encrée dans le substratum. 23

Illustration 6 : Schéma d'une barrière physique souterraine (« barrage ») à occultation latérale et verticale complète. (Rémini, 2020). 24

Illustration 7 : Section schématique et vues de la BPS et de surface d'Elmadag en Turquie (Apaydin, 2016). 24

Illustration 8 : Barrière physique souterraine à occultation latérale complète. 25

Illustration 9 : Implantation en travers d'un aquifère alluvial d'une barrière physique souterraine à occultation latérale complète à Bahçecik en Turquie (Apaydin, 2023). 25

Illustration 10 : Barrière physique souterraine à occultation latérale partielle. 26

Illustration 11 : Photo et schémas d'une barrière physique souterraine au Burkina-Faso de 8 m de haut et 216 m de long. (Ministère de l'Environnement du Japon, 2004). 28

Illustration 12 : Barrière physique souterraine en cours de construction à Massillargues-Attuech (Gard - France). Tranchée, en cours de réalisation, hors d'eau, avant pénétration dans la nappe. (Masson, 2018). 28

Illustration 13 : Vue aérienne du site d'implantation de la BPS de Suludere en Turquie (Apaydin, 2023). 29

Illustration 14 : Construction de la BPS de Kırıkkale-Yahşihan (Turquie) (Kolay et al., 2021). 29

Illustration 15 : Construction de la BPS de Suludere en Turquie (20 m de haut) (Apaydin, 2023). 30

Illustration 16 : BPS de l'île de Miyako au Japon ((Masayuki, 2024). 31

Illustration 17 : Construction de l'écran de la très grande BPS d'Okinawa sur l'île de Ie (Japon), 2011 (source inconnue). 31

Illustration 18 : Barrière physique souterraine de Wanghe en Chine (Sun et al., 2019). 32

Illustration 19 : Méthode de prélèvement en amont de la BPS (Çavdar, 2024; Nilsson, 1988). 33

Illustration 20 : Carte géologique du site de la BPS de Malibogazi (d'après Hakyemez et al., 1986 dans Apaydin, 2009). 34

Illustration 21 : Coupe de la BPS de Maligobazi (Apaydin, 2005). 35

Illustration 22 : Coupes des BPS de YahSihan, As. Olunlu,et Bahsili avec différents dispositifs de captage par gravité (Apaydin, 2016). 36

Illustration 23 : Vues en coupe d'un aquifère occulté par une BPS au droit d'une source d'après (Blanc et al., 2006) – Suisse. 37

Illustration 24 : Schéma de principe. 147 forages et puits dans un aquifère de calcaire corallien – 50 000 m^3/j. BPS de Sunagawa, Japon (Yang et al., 2023). 38

Illustration 25 : Puits rayonnants implantées en domaine alluvial en amont de la BPS d'Okseong en Corée du Sud (Jeon et al., 2020). 38

Illustration 26 : Système sophistiqué de drains implantés « en peigne » dans un aquifère alluvial favorisant l'acheminement de l'eau souterraine jusqu'à un collecteur équipé d'une pompe. Le tout est associé à un stockage de surface qui peut, par ouverture d'une vanne, alimenter le collecteur. BPS de Senbaru, Japon (Masayuki, 2024). 39

Illustration 27 : Recharge par « pipe » en amont d'une BPS et de surface (Al-Ghat Dam, Arabie Saoudite) (Şen, 2021). 39

Illustration 28 : BPS et recharge maitrisée de l'aquifère sur l'oued Charuli - Afghanistan (Sun et al., 2019) cité par (BCEOM, 1978). 40

Illustration 29 : coupe schématique de la BPS de Wanghe (Chine) ((Sun et al., 2019)). 41

Illustration 30 : Localisation des principaux dispositifs de recharge maitrisée en amont de la BPS de Wanghe (Chine) (Sun et al., 2019). 41

Illustration 31 : Schéma de principe de la détection de fuite par la surveillance des niveaux piézométriques et recherche de rabattement (Furukawa et al., 2011). 44

Illustration 32 : Construction d'une barrière physique souterraine rustique au Brésil (Shubo, 2020). 47

Illustration 33 : Exemple d'abaques obtenus par Anwar, 1983 à partir de modèles analogiques. $\Delta=(\rho_s-\rho_f)/\rho_f$, contraste densitaire eau douce (ρ_f)-eau de mer (ρ_s). Haut : schéma, bas : exemples d'abaques pour les calculs de h_i et h_f. 49

Illustration 34 : Schéma du modèle SWAT-MODFLOW utilisé par Kim et al. (2017). Le schéma illustre l'impact d'une barrière souterraine sur les niveaux de nappe. 51

Illustration 35 : Simulation du niveau de nappe dans un piézomètre influencé par une recharge maitrisée et situé à une centaine de mètres en amont d'une barrière souterraine dans un modèle MODFLOW (Choi et Kim, 2022). 51

Illustration 36 : Exemple de modèle spatialisé (FEFLOW) utilisé en domaine côtier, avec trois implantations potentielles de barrières souterraines (Liu et al., 2023). 52

Illustration 37 : Exemple de modèles de type réservoir (Yoshimoto et al., 2013). Le schéma de gauche illustre l'imbrication de deux modèles de type réservoir. Le schéma de droite illustre un modèle de type réservoir en relation avec une barrière souterraine (« type cut-off wall »), à noter que l'eau peut ici s'écouler à travers la barrière et qu'elle s'écoule plus facilement vers l'aval si le niveau simulé dépasse l'altitude de la barrière. 54

Illustration 38 : Vue d'un barrage poids de retenue (Grand Maison) et coupe schématique (Photo BETCGB, Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrage 55

Illustration 39 : Installation de palplanche par vibro-hammer sur une berge (Arcelor-Mittal). 59

Illustration 40 : Types de serrure étanches (Arcelor-Mittal). 59

Illustration 41 : Exemple de paroi en coulis pour étancher un bassin de rétention au Maroc (Pearlman, 1999)..... 61

Illustration 42 : Composants typiques de la réalisation des parois et tranchées en coulis bentonitiques (Pearlman, 1999)..... 62

Illustration 43 : Conductivité hydraulique des remblais en sol-bentonite en fonction de la fraction fine et grossière du remblais (Katsumi et al., 2009). 63

Illustration 44 : Résistance des membranes HDPE aux différents polluants des nappes (Thomas & Koerner, 1996). 66

Illustration 45 : Schéma d'implantation de géomembrane dans les BPS (Evans 1995)..... 67

Illustration 46 : Schéma d'opération jet grouting par colonne (Bauer). 70

Illustration 47 : Comparaison des diamètres de colonnes atteints selon les milieux encaissants (Bauer). 71

Illustration 48 : Différents types de machines utilisés pour la mise en place de parois en « Mélange de Sol » : benne preneuse (gauche), hydrofraise (milieu) et DSM (droite) - (Bauer). 72

Illustration 49 : MAX BOGL Principe de la congélation à l'azote liquide (Max Bogl). 74

Illustration 50 : MAX BOGL Principe de la congélation à la saumure (Max Bogl). 74

Illustration 51 : Implantation de barrière en biogel sur une zone pilote (Soletanche Bachy). 77

Illustration 52 : Schéma d'une barrière physique souterraine semi-perméable à occultation latérale partielle avec un puits de pompage. a) vue en coupe, b) vue en plan ((Dewandel et al., soumis). 83

Illustration 53 : Graphique 3D (demi-espace) de la perturbation de la charge hydraulique créée par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle (Dewandel et al. 2024a). Lx= 5 m et Ly=500 m, i=0,005, D0=25 m. Lignes noires : charge hydraulique et lignes bleues (Δh) : différence de charge hydraulique par rapport à l'état initial sans barrière physique souterraine. Les flèches indiquent la direction de l'écoulement des eaux souterraines. 85

Illustration 54 : Exemples théoriques de calculs de charge hydraulique en régime permanent induite par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle et un dispositif de recharge maîtrisée pour différentes perméabilités de l'aquifère (Lx=5 m et Ly=500 m, 2xL=100 m et 2yL=200 m, R=5,56x10^{-6} m/s, i=0,005, D_0=25 m. K=3×10^{-3}, 5×10^{-3}, 3×10^{-2} et 10^{-2} m/s). Vues en coupe parallèle à l'axe des x. a) Avec la barrière souterraine. b) Sans barrière souterraine, uniquement la zone de recharge. Recharge maîtrisée : xL et yL : demi-longueurs de la structure (géométrie rectangulaire) et R : flux d'infiltration. h : charge hydraulique. Source : Dewandel et al. (2023). 86

Illustration 55 : Exemples théoriques de calculs de charge hydraulique en régime permanent induite par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle, une recharge maîtrisée et un puits de pompage pour différentes perméabilités de l'aquifère (Lx=5 m et Ly=500 m, 2xL=100 m et 2yL=200 m, R=5,56x10^{-6} m/s, i=0,005, D_0=25 m. K=3×10^{-3}, 5×10^{-3}, 3×10^{-2} et 10^{-2} m/s, Q_p=400 m^3/h). Vues en coupe parallèle à l'axe des x. *a) Avec la barrière souterraine avec un puits de pompage est situé à150 m de la barrière physique souterraine et du dispositif de recharge maitrisée. b) Sans barrière, uniquement la zone de recharge. Recharge maîtrisée : xL et yL : demi-longueurs de la structure (géométrie rectangulaire) et R : flux d'infiltration. h : charge hydraulique. Source : Dewandel et al. (2023).*..... 87

Illustration 56 : Rapport géométrique de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle Ly/Lx (longueur/largeur) par rapport à : a) variation normalisée de la charge hydraulique

dans l'aquifère au centre de l'ouvrage. L'équation proposée est donnée pour Ly/Lx>5. Sont également présentés, les résultats de la modélisation numérique distribuée (rouge) et les deux exemples de terrain (barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech et fondation d'une gare en Espagne). b) Augmentation maximale normalisée (h_{up}-$h_{nat.}$)/(iLx) et diminution maximale ($h_{nat.}$-h_{down})/(iLx) de la charge hydraulique au centre de la barrière. Sur le graphique : h_dam=h_{up} ou h_{down}, $h_{nat.}$: hauteur hydraulique sans barrière (condition d'écoulement naturel). Source : Dewandel et al. 2024a. 89

Illustration 57 : Exemple de calcul de l'augmentation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) à l'amont de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle (ou de la baisse à l'aval) pour différentes longueurs de barrières et différents gradients hydrauliques i (0,00175 à 0,14). Réalisée à l'aide de la relation de l'illustration précédente avec une largeur de l'ouvrage (Lx) de 3 m. 91

Illustration 58 : Courbe type du temps ($t \cdot D_0K/(S \cdot Ly^2)$, sans dimension) nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre (ratio $\Delta h_t/\Delta h_{t=\infty}$), pour une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle. Δh_t : variation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) en régime transitoire, $\Delta h_{t=\infty}$: en régime permanent. 92

Illustration 59 : Application des courbes types du temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la nappe, exemple de la fondation de la gare d'El Prat de Llobregat (Espagne). a) Mesures du niveau d'eau en amont et en aval de la fondation (modifié de Pujades et al. 2012). b) Analyse de la différence de charge hydraulique entre les deux piézomètres (amont et aval) après l'arrêt de la construction par rapport aux courbes types du temps. Diffusivité de la nappe : $4{,}2.10^{-2}$ m^2 /s, $\Delta h_{t=\infty}$:1,36 m. Les barres horizontales correspondent à l'incertitude sur le temps (±10 jours) et les barres verticales à l'incertitude sur la diffusivité de la nappe et sur les valeurs Δh_t (±0,02 à 0,05 m). R : coefficient de régression linéaire. RMSE D : écart quadratique moyen standardisé. 93

Illustration 60 : Courbes types de l'emplacement optimal du puits de pompage à proximité d'une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle. a) distance optimale (sans dimension) du puits par rapport au débit de pompage sans dimension. b) Inverse de l'efficacité de la barrière sur le puits de pompage (sans dimension) par rapport à la distance optimale du puits (sans dimension). R : coefficient de régression linéaire. 95

Illustration 61 : Efficacité d'une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle selon son coefficient de drainance, régime permanent. Construit à partir de simulations avec différentes caractéristiques de barrière, d'aquifère et de pompages. a) Schémas, b) graphique sans dimension, $\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')}$: variation de charge hydraulique maximale (centre de la barrière) pour une barrière semi-perméable, $\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')=\infty}$:variation de la charge hydraulique maximale (centre de la barrière) pour une barrière imperméable. 96

Illustration 62 : Évaluation de la conductivité hydraulique de la barrière souterraine k' pour différentes efficacités de la barrière (par rapport à une barrière imperméable), 90% (Lx·K/(Ly·k')=10,0), 95% (Lx·K/(Ly·k ')=20,0), 99% (Lx·K/(Ly·k')=60,0) et 100% (Lx·K/(Ly·k')=100,0). $K=2{,}5.10^{-3}$ m/s et Ly=1240 m. 98

Illustration 63 : Exemple de prise en compte de limites, limite alimentée (cours d'eau, charge imposée) et limite de la nappe, impact d'une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle sur les flux d'eau souterraine en régime permanent. Lx=3 m, Ly=500 m, i=0.005, largeur de l'aquifère : 530 m. Pourcentage d'occultation de l'aquifère : 94,3%. Les flèches bleues représentent le flux de l'eau souterraine. 98

Illustration 64 : Schéma conceptuel de l'impact sur la nappe d'un plan d'eau créé par un seuil ou un barrage. Le trait rouge en pointillé décrit le niveau de la nappe après effacement du seuil. Extrait de l'application « AquiSeuil ». 99

Illustration 65 : Coût des BPS Cœur argile avec la profondeur. 105

Illustration 66 : Coût des rideaux de palplanches avec la profondeur. 106

Illustration 67 : Coût des parois en coulis avec la profondeur. 107

Illustration 68 : Coût des parois moulées avec la profondeur. 108

Illustration 69 : Cout des BPS en amélioration de sols (jet grouting, soil mixing). 110

Illustration 70 : Comparaison financière des méthodes courantes. 110

Illustration 71 : localisation de la zone d'étude 120

Illustration 72 : Localisation de la zone d'étude (rectangle noir) et position de la BPS de Massillargues-Attuech sur fond de carte géologique à 1/50 000 du BRGM (carte n° 938 – Anduze) (en noir : BPS). 121

Illustration 73 : Localisation des sondages de la BSS possédant une description géologique. 123

Illustration 74 : Localisation des coupes réalisées dans des études antérieures (Sauvel, 1972). 124

Illustration 75 : Coupes réalisées à partir des sondages électriques et pénétromètre dans l'étude de Sauvel (1972). Une zone interprétée comme un surcreusement avait été identifiée 125

Illustration 76 : Coupe géologique interprétative de la plaine alluviale au droit du puits d'Attuech (Artésie, 2019). 125

Illustration 77 : Vue de la zone d'étude depuis le point AT23 vers le sud et les reliefs oligocènes (photo H.Tissoux). 126

Illustration 78 : Localisation des points d'observation en surface – juin 2024 (H. Tissoux S. Caritg). 126

Illustration 79 : Modèles de mise en place de terrasses alluviales emboitée et étagées (modifié d'après (DESPRIÉE et al., 2012)). 127

Illustration 80 : Coupe B (Sauvel 1972 modifié par H. Tissoux, S. Caritg, Illustration 75) interprétée. Le remplissage sédimentaire n'est pas détaillé ici. 127

Illustration 81 : Lithologie de la matrice des sédiments observés en surface (Annexe 4). 128

Illustration 82 : Couverture limoneuse non carbonatée à gauche (AT24) et carbonatée à droite (AT16) (Annexe 4). Photos S. Caritg. 128

Illustration 83 : Présence de carbonate dans les sédiments superficiels des terrasses Fy-z et Fz. HCl ++ ou HCl + = matrice carbonatée, HCl - = matrice non ou décarbonatée. 129

Illustration 84 : Observation de surface au niveau du point AT20 à gauche et AT22 à droite (Annexe 4). Photos S. Caritg. 129

Illustration 85 : Localisation et profondeur des niveaux indurés mentionnés dans les sondages dans la BSS (points noirs) (Annexe 3) et avec les observations de terrain (points oranges) (Annexe 4) 130

Illustration 86 : Niveau de conglomérat visible à 3,5m de profondeur au fond du ruisseau de l'Ourne – point d'observation AT07 (Photos H. Tissoux et S. Caritg). 131

Illustration 87 : Différentes vues du niveau induré observé au point AT14. 132

Illustration 88 : Coupe synthétique de la brèche décrite au point d'affleurement AT14 dans le cours du ruisseau de Peironnelle. 132

Illustration 89 : Débit maximal journalier (m^3/s) du Gardon mesuré à Anduze entre 2014 et 2024 (source : Eaufrance). 133

Illustration 90 : Volumes prélevés annuels (2023) sur les ouvrages captant la nappe alluviale des Gardons d'Anduze..... 134

Illustration 91 : carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze – Juillet 2023. 136

Illustration 92 : Représentation graphique (diagramme de Piper) de la composition chimique des eaux prélevées au droit des qualitomètres localisés à proximité du barrage d'Attuech (source : ADES). 137

Illustration 93 : Localisation des qualitomètres à proximité de la BPS de Massillargues-Attuech (source : ADES). 137

Illustration 94 : Données de composition chimique utilisées pour réaliser les diagrammes de Piper (Source : ADES). 138

Illustration 95 : Évolution de la ligne d'eau du Gardons d'Anduze dans la plaine alluviale (d'après SIEE, 1997).Figure haute : amont. Figure basse : aval. Ordonné : altitude. Abscisse : distance linéaire 141

Illustration 96 : Plan d'eau d'Attuech en amont de la BPS. 143

Illustration 97 : Barrière physique souterraine en cours de construction à Massillargues-Attuech (Gard - France). Tranchée, en cours de réalisation, hors d'eau, avant pénétration dans la nappe. ((Masson, 2018). 143

Illustration 98 : Carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardons d'Anduze – 1971 hautes eaux (Sauvel, 1972). 145

Illustration 99 : Carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardons d'Anduze – 1971 basses eaux (Sauvel, 1972). 146

Illustration 100 : Carte piézométrique au droit de la future BPS d'Attuech – 1989 - CETE (d'après Masson, 2018). 147

Illustration 101 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Juillet 2022 – BRGM. 148

Illustration 102 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – octobre 2022 – BRGM. 149

Illustration 103 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – janvier 2023 – BRGM. 150

Illustration 104 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – juin 2023 – BRGM. 151

Illustration 105 : Carte piézométrique de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – juillet 2023 – BRGM & EPTB Gardons. 152

Illustration 106 : Évolutions de la piézométrie dans la nappe alluviale du Gardon d'Anduze (2018-2023). 153

Illustration 107 : Chronique piézométrique et localisation BSS002DLJD (1983-1998). 154

Illustration 108 : Variations piézométriques inter saisonnières dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze 1971. En rouge les variations les plus grandes. 155

Illustration 109 : Variations piézométriques inter saisonnières dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze - 1971 – Échelle de couleur identique à celle de l'Illustration 110. 156

Illustration 110 : Variations piézométrique dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze autour de la BPS de Massillargues-Attuech. 157

Illustration 111 : Variations piézométriques inter annuelles dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Hautes eaux « piézométrie 2023 moins piézométrie 1971 » / Présentation avec deux échelles de couleur, carte du haut avec la même échelle que l'Illustration 112. 160

Illustration 112 : Variations piézométriques inter annuelles dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Hautes eaux piézométrie 2023 - piézométrie 1971. 161

Illustration 113 : a) Coupe parallèle au cours d'eau et passant par le centre de la barrière physique souterraine montrant la topographie et le niveau piézométrique (m NGF). La BPS induit une variation de charge hydraulique maximale de part et d'autre de la structure d'environ 1,7 m (Δh). b) Rapport géométrique de la BPS Ly/Lx par rapport à la variation normalisée de la charge hydraulique au centre de la BPS avec report du cas de l'ouvrage de Massillargues-Attuech (identique à l'Illustration 56). 163

Illustration 114 : Exemple de calcul de l'augmentation maximale de la charge hydraulique (centre de la BPS) à l'amont de la BPS (ou de la baisse à l'aval) pour différentes longueurs de barrières et différents gradients hydrauliques i (0,00175 à 0,14). Attuech : Ly : 470 m, ∆h=0,8 m). 164

Illustration 115 : Courbe type du temps ($t \cdot D_0K/(S \cdot Ly^2)$, sans dimension) nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre (ratio $\Delta h_t/\Delta h_{t=\infty}$), pour une barrière imperméable. Δh_t : variation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) en régime transitoire, $\Delta h_{t=\infty}$: en régime permanent. Identique à Illustration 58. 164

Illustration 116 : Courbes types de l'emplacement optimal du puits de pompage à proximité d'une barrière souterraine imperméable. a) distance optimale (sans dimension) du puits par rapport au débit de pompage sans dimension. b) Inverse de l'efficacité de la barrière sur le puits de pompage (sans dimension) par rapport à la distance optimale du puits (sans dimension). R : coefficient de régression linéaire. Identique à Illustration 60. 166

Illustration 117 : Modélisation sur la nappe du seuil (seuil de la Tour de Barre, site de Massillargues-Attuech, France). Variation de la charge hydraulique (∆h), parallèlement au cours d'eau à l'emplacement du champ captant. Les ∆h ont été calculés pour différentes perméabilités de berge à l'aval du plan d'eau ($0 \leq R_{r\,av} \leq 10^3$ m, R=Kb/k' ; b et k' : épaisseur et perméabilité de la berge, K : perméabilité de l'aquifère), les échanges entre le cours d'eau et l'aquifère au niveau du plan d'eau et à l'amont sont considérés parfaits ($Rr=R_{r\,am}=0$). 167

Liste des tableaux

Tableau 1 : Évaluation Générale des Géomembranes en tant que Barrières Verticales (Rumer et al., 1996, tel que présenté par Pearlman, 1999). 67

Tableau 2 : Comparaison des méthodes et des coûts d'installation des géomembranes en tant que Barrières Verticales (Rumer et al., 1996, tel que présenté par Pearlman, 1999). 68

Tableau 3 : Relation entre la Perméabilité du Sol et l'Injection (Karol 1990 in Voss et al., 1994 présenté par Pearlman 1999). 69

Tableau 4 : Comparaison fonctionnelle des différentes techniques de construction. 101

Tableau 5 : Évaluation des coûts d'une BPS en cœur argile. 105

Tableau 6 : Évaluation des coûts d'un rideau de Palplanches. 106

Tableau 7 : Évaluation des couts d'une paroi en coulis. 107

Tableau 8 : Évaluation des coûts d'une paroi moulée. 108

Tableau 9 : Évaluation des couts d'amélioration de sol. 109

Tableau 10 : Coût d'une solution de congélation de sol (1000 m²). 112
Tableau 11 : Coût d'une solution de congélation de sol (10 000 m²)..... 113
Tableau 12 : Coût d'une solution de biocalcification (10 000 m²). 115
Tableau 13 : Coût d'une solution de biogel (10 000 m²)..... 116
Tableau 14 : Étude comparative de trois types de parois. 117

Liste des annexes

Annexe 1 Piézométrie : valeurs ponctuelles mesurées par le BRGM et l'EPTB en 2022 et 2023 187

Annexe 2 : Description des sondages Piezo réalisés dans le cadre de l'étude Artésie 2019. 192

Annexe 3 : Description lithologique des sondages issus de la BSS dans la zone d'étude. Seuls les sondages présentant une information géologique ont été mentionnés ici. 193

Annexe 4 : Points d'observation de la campagne de terrain de juin 2024 (H. Tissoux, S. Caritg). 197

1. Introduction

L'extraction de matériaux dans le lit du Gardon d'Anduze jusqu'aux années 1950 a entrainé une baisse de la ligne d'eau de la rivière et du niveau piézométrique dans la nappe alluviale. Depuis les années 1960, des seuils en rivières ont été réalisés notamment pour limiter cette baisse des niveaux. En 1993, une barrière physique souterraine a été construite par le CETE (CEREMA depuis 2014) dans l'aquifère alluvial du Gardon (commune de Massillargues-Attuech) dans le cadre d'un projet de réaménagement d'un ancien site d'extraction de matériaux (Masson, 2018; Frissant *et al.*, 2022). Cet ouvrage, initialement appelé « barrage souterrain d'Attuech », n'avait pas vocation à sécuriser ou améliorer l'approvisionnement en eau souterraine, mais à favoriser la reprise végétative sur le secteur, à permettre le maintien en eau d'un plan d'eau de surface à usage récréatif et à rehausser le niveau piézométrique dans la partie sud de l'aquifère. En 2018, l'EPTB Gardons s'est interrogé sur l'intérêt que pourrait représenter ce type d'ouvrage pour sécuriser les prélèvements en eau souterraine dans les aquifères alluviaux des Gardons, dans la perspective de périodes d'étiage plus longues et plus sévères sous l'effet du changement climatique, et a questionné le BRGM à ce sujet. Ce questionnement de l'EPTB Gardons est à l'origine de l'intérêt scientifique que porte le BRGM au sujet des barrières physiques souterraines (BPS). Ces infrastructures pourraient en effet permettre dans des contextes spécifiques de ralentir l'écoulement des eaux sur des périodes critiques et ainsi permettre aux acteurs des territoires de pouvoir mieux gérer la ressource en eau souterraine dans un contexte de changements globaux.

Ce rapport constitue le livrable final de la convention entre l'EPTB Gardons et le BRGM. A noter que le BRGM a entrepris des investigations complémentaires sur ce même sujet et sur ce même secteur dans d'autres contextes contractuels (financements internes BRGM, financement du ministère en charge de la Recherche et convention avec l'Office Français de la Biodiversité) dans des projets de recherche et d'appuis aux politiques publiques. Ces différentes approches sont menées simultanément et sont mutualisées. Les éléments présentés dans ce rapport sont issus de l'ensemble de ces démarches. Bien qu'il s'agisse du rapport final d'une convention spécifique, d'autres rapports viendront compléter et affiner celui-ci par la suite.

La convention de recherche et développement à cout partagé entre le BRGM et l'EPTB Gardons qui encadre ce rapport a bénéficié des cofinancements de l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse et de la Région Occitanie. Les résultats présentés vont au-delà de l'application du programme technique contractuel du fait de la mutualisation des travaux. Il a fait l'objet d'une vérification et d'une approbation dans le cadre de la démarche Qualité iso 9001. Ce rapport est à accès libre.

Le premier chapitre décrit l'état de l'art et est consacré à une présentation générale des différents types de barrières physiques souterraines (BPS) qui ont été construites dans des aquifères alluviaux pour gérer la ressource en eau souterraine hors problématique d'intrusion saline. Plusieurs aspects sont abordés : typologies d'occultations, dimensions des ouvrages, les différents usages de la ressource en eau, les intérêts, les limites et contraintes pour les principaux contextes étudiés dont les questions de qualité des eaux. Les outils numériques existants permettant d'évaluer l'impact hydrogéologique sur la nappe en lien avec la présence d'une BPS sont présentés, ainsi que les techniques de construction les plus courantes de BPS et l'historique de leur mise en œuvre.

Les chapitres suivants décrivent de nouveaux résultats scientifiques. Le deuxième chapitre présente brièvement les développements de solutions analytiques réalisés par le BRGM pour évaluer l'impact de BPS sur les niveaux piézométriques et les flux souterrains.

Le troisième chapitre est consacré à la comparaison des différentes méthodes de construction de BPS sur des critères techniques (facilité de mise en œuvre, possibilité de contrôle de la bonne réalisation, longévité, réversibilité structurelle) et économiques. Des techniques de construction encore peu développées et pour lesquelles nous ne disposons pas de chiffrage global font l'objet d'une évaluation budgétaire plus détaillée.

Le quatrième chapitre est consacré à la BPS de Massillargues-Attuech et à son impact sur l'aquifère alluvial et sur le champ captant de Tornac. L'exploitation de données piézométriques anciennes et actuelles améliore la compréhension de l'évolution de la dynamique de la nappe sous l'effet des différents travaux d'aménagement (seuil en rivière, BPS, chenalisation). Les modélisations par solutions analytiques présentées au chapitre 2 sont appliquées sur le secteur.

Un dernier chapitre sous forme de discussion porte sur l'intérêt que présente une BPS telle que celle de Massillargues-Attuech pour créer des conditions permettant de répondre aux enjeux sur la ressource en eau sur certains territoires, dont celui du Gardon d'Anduze et notamment dans le contexte du changement climatique. Des perspectives de recherches et développements qui sont d'ores et déjà engagées sont décrites, dans l'objectif de donner des outils supplémentaires aux acteurs du territoire pour gagner des marges de manœuvres en période critique dans leur gestion quotidienne de la ressource en eau, en complément des démarches de sobriété.

2. Les barrières physiques souterraines (BPS) en milieu alluvial : état de l'art et retours d'expériences

2.1. DEFINITIONS DES OBJETS ETUDIES

Bien que les termes « barrage souterrain » ou « barrage de subsurface » soient souvent utilisés, nous lui préférons ceux plus génériques, de « barrière physique souterraine » (BPS) ou « barrière physique de subsurface » qui sont également largement employés dans la littérature scientifique (un « barrage souterrain » étant un cas particulier de « barrière physique souterraine »). Une barrière physique souterraine (BPS) désigne en hydrogéologie, un écran peu perméable construit en travers de l'écoulement des eaux souterraines et dont l'objectif est de modifier les flux d'eau souterraine, la piézométrie et éventuellement contrer l'intrusion saline. Ce terme recouvre une large diversité de types d'ouvrages, d'effets recherchés, de configurations hydrogéologiques et de difficultés de mise en œuvre. Des BPS sont également construites dans d'autres contextes avec d'autres objectifs comme le BTP, les sites et sols pollués et l'exploitation minière. Des milliers de barrières physiques souterraines ont été construites dans le monde et leur intérêt dans les pays arides et semi-arides a été identifié depuis des décennies (Margat, 1974; BCEOM, 1978). Certains ouvrages sont de dimensions modestes et de conceptions rustiques ; d'autres sont intégrés à de très grands projets nationaux dont le coût est de plusieurs milliards de dollars (Japon, Chine) (Masayuki, 2024).

Deux grandes catégories de BPS sont généralement distinguées en fonction de l'objectif recherché :

- Limitation de l'intrusion saline dans un aquifère littoral (Hussain *et al.*, 2019; Ishida *et al.*, 2011; Shi *et al.*, 2014) (Illustration 1). Cette fonctionnalité des BPS est à rapprocher de celles des barrages anti-sel installé en surface dans certaines rivières. Cette première catégorie ne sera pas développée dans le cadre de ce rapport mais le sera dans un rapport du BRGM à venir.

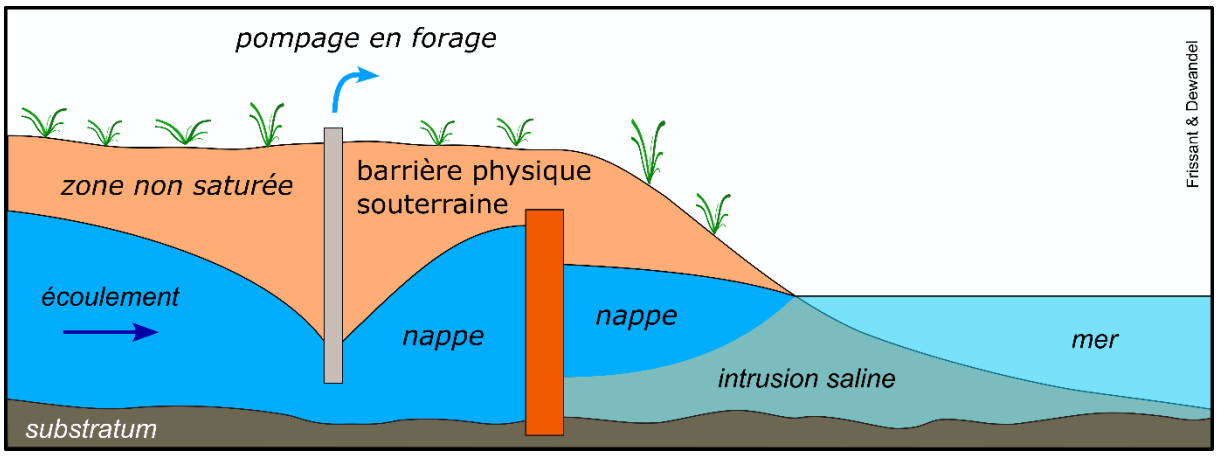


Illustration 1 : Barrière physique souterraine bloquant l'intrusion saline.

- Exploitation de l'eau souterraine en amont de celles-ci (Illustration 2). Nous verrons que l'exploitation peut consister à stocker l'eau souterraine (en bloquant les écoulements vers l'aval) et/ou à accroitre l'épaisseur mouillée pour augmenter le débit de pompage instantané. Il peut arriver que des BPS aient les deux objectifs.

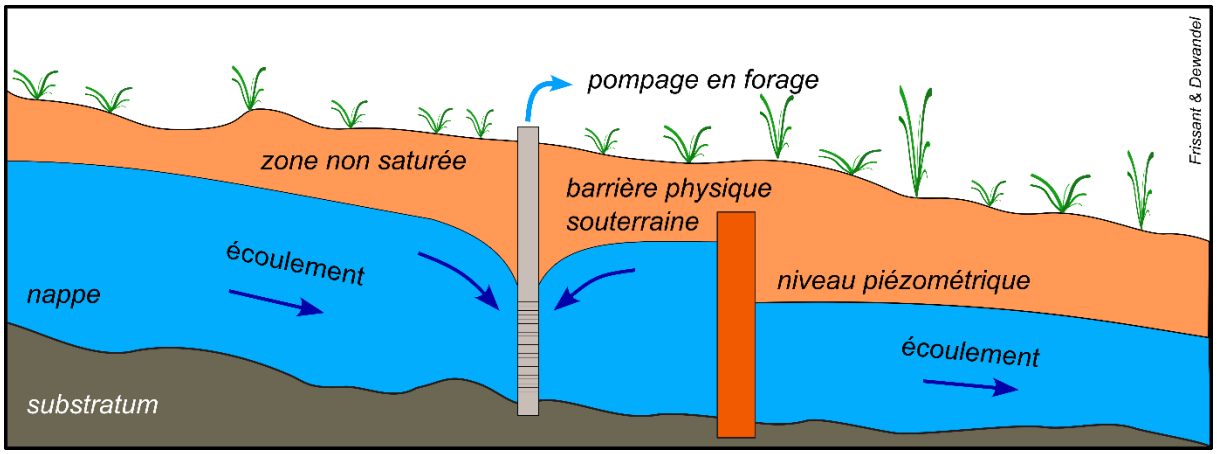


Illustration 2 : Barrière physique souterraine pour exploiter les eaux souterraines.

Les problématiques associées à ces ouvrages sont très différentes suivant les contextes géologiques et hydrogéologiques dans lesquels ils sont implantés. Les BPS développées dans des contextes spécifiques et en dehors d'un contexte alluvial ne feront pas l'objet d'une analyse détaillée dans ce rapport, c'est le cas pour :

- Les BPS construites dans les systèmes karstiques permettant de fournir de l'eau ou produire de l'hydroélectricité : les enseignements ne sont pas de nature à améliorer la compréhension des BPS en milieu alluvial. Nous renvoyons les lecteurs intéressés vers le travail très complet sur ce sujet de (Milanovic, 2020).
- Les BPS implantées en milieu poreux mais non alluvial, comme celles implantées au Japon dans des aquifères de calcaire corallien dont les contextes sont différents (épaisseur de plusieurs dizaines de mètre) (Ishida *et al.*, 2011; Masayuki, 2024) ; toutefois, les nombreux enseignements applicables aux contextes alluviaux seront repris dans ce rapport.
- Les BPS construites au sein d'un versant pour intercepter un écoulement souterrain convergeant vers une source comme cela existe en Suisse (Blanc *et al.*, 2006) seront seulement évoquées.
- Certains auteurs anciens associent les « barrages de sable » aux barrières physiques souterraines. Ces ouvrages construits dans des oueds sont des barrages de surface qui bloquent dans un premier temps le transit sédimentaire durant les crues et provoquent l'accumulation de matériaux alluvionnaires et dans un second temps la constitution d'un aquifère de faible dimension ((Hanson *et al.*, 1986; Lasage *et al.*, 2015)). Nous n'intégrons pas ces « barrages de sable » dans le périmètre de nos recherches.
- Les BPS construites au sein des mines pour isoler hydrauliquement certains compartiments ou pour y stocker de l'eau (Kong *et al.*, 2021).
- Enfin, les barrières perméables réactives utilisées autour de sites et sols pollués (Budania *et al.*, 2023) ou les ouvrages destinés à confiner des sites sensibles.

Ce travail est donc focalisé sur les barrières physiques souterraines implantées en contexte alluvial et destinées à permettre l'exploitation des eaux souterraines en amont de celles-ci, et donc dans un contexte géologique similaire à celui des aquifères alluviaux des Gardons. Il est à noter que les retours d'expériences présentés portent essentiellement sur des zones géographiques aux conditions climatiques différentes de celles rencontrées actuellement en France métropolitaine avec des étiages beaucoup plus longs et sévères, avec des cadres réglementaires spécifiques, et des contextes sociologiques et politiques singuliers. Les cas mis

en avant n'ont pas vocation à être reproduits en France mais permettent d'illustrer l'existant afin d'en tirer des enseignements utiles aux réflexions sur les intérêts, limites et contraintes des BPS pour exploiter les eaux souterraines en France métropolitaine dans le contexte des changements globaux.

2.2. BIBLIOMETRIE

Cette synthèse bibliométrique est rédigée en septembre 2024. 314 références bibliographiques ont été recensées et consultées sur les BPS de façon globale hors mine et « barrage de sable ». Le document le plus ancien date de 1935, c'est une publication française d'ingénierie qui porte sur l'alimentation en eau potable de la ville d'Ankara (Liefrinck, 1935). Les dernières sont parues en 2024 et sont consacrées à des BPS existants ou en projet au Japon, en Turquie, en Chine, en Iran, au Maroc et en France, sur des développements d'outils numériques ou expérimentaux en laboratoire. L'intérêt pour les BPS est croissant comme le montre l'évolution du cumul du nombre de publications annuelles sur le sujet (

Illustration 3). Les termes à rechercher dans la littérature pour trouver des documents sur le sujet sont « barrage souterrain » (underground dam), « barrage de subsurface » (subsurface dam), « barrière physique souterraine » (underground physical barrier) ou « barrière physique de subsurface » (subsurface physical barrier) et plus rarement « aquifère artificiel ».

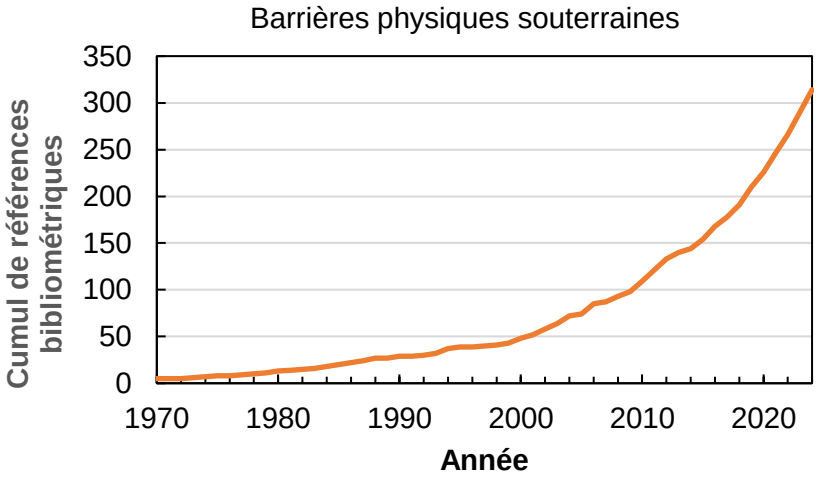


Illustration 3 : Évolution du nombre de références bibliographiques consacrées aux barrières physiques souterraines hors mine et « barrage de sable ».

Ces 314 références bibliographiques sont constituées de :

- 26 livres ou chapitres de livre ;
- 206 articles de revues scientifiques internationales (hydrogéologie, environnement, agronomie, génie civil) ;
- 5 thèses ;
- 15 rapports techniques ;
- 14 articles de colloques ;
- 3 présentations ;
- 32 sites web et billets de blog ;
- 4 documents ;

- 13 articles de presse généraliste.

Parmi ces 314 références, 93 évoquent les BPS destinées à contrer les intrusions salines ; 57 sont consacrées totalement ou partiellement aux BPS au sein de systèmes karstiques ; 8 documents font références à des occultations latérales partielles, les autres concernant des occultations latérales complètes (voir 0) ; 52 documents évoquent des aspects relatifs à la qualité ou à la chimie des eaux souterraines autour de BPS ; 86 documents traitent de modélisation ; 20 évoquent des couplages de barrières physiques souterraines et de dispositifs de recharge maitrisée ; 19 références traitent d'approches multicritères à bases de système d'information géographique (SIG) pour identifier les sites d'implantation de BPS et 98 documents font références à des constructions avérées.

Les principaux pays faisant l'objet d'études dans les 314 références sont listés ci-dessous (Illustration 4). Le Japon, la Chine, la Turquie et la Corée du Sud font partie des pays les plus avancés en matière de construction de BPS. Le Burkina-Faso dispose également d'une BPS construite par la coopération japonaise à Nare en 1998. Des milliers de BPS existent au Brésil mais semblent de dimensions très modestes et de conceptions très rustiques. Les références en France concernent des BPS en milieux karstiques et l'ouvrage de Massillargues-Attuech dans le Gard qui sera vu en détail dans ce rapport.

Il est à noter que les pays possédant le plus de références bibliographiques sont également ceux avec des références récentes (postérieures à 2020).

Pays	Nombre de documents	Année première référence	Année dernière référence
Chine	42	1980	2024
Japon	39	1975	2024
France	29	1974	2024
Turquie	21	1935	2024
Iran	18	1993	2024
Brésil	18	1988	2023
Croatie	9	2003	2022
Algérie	9	1948	2021
Corée du Sud	9	2003	2023
Inde	8	2004	2024
Burkina Faso	8	2004	2022
Suisse	5	2006	2010
USA	4	1939	2023
Serbie	4	2007	2020
Ethiopie	3	1986	2015
Syrie	2	2007	2012
Maroc	2	1978	2024
Grèce	2	1981	2013
Kenya	2	2004	2011
Indonésie	2	2010	2021
Australie	2	2014	2016
Espagne	2	2018	2023

Allemagne	1	1978	1978
Afghanistan	1	1978	1978
Cap vert	1	1984	1984
Monténégro	1	2000	2000
Irak	1	2015	2015
Pakistan	1	2016	2016
Thaïlande	1	2017	2017
Suède	1	2018	2018
Afrique du Sud	1	2018	2018
Oman	1	2019	2019

Illustration 4 : Bibliométrie sur les barrières physiques souterraines par pays Typologie en fonction de l'occultation

Les BPS diffèrent en fonction du degré d'occultation de la section de l'aquifère à la fois sur ses dimensions verticales et latérales.

2.2.1. Occultation verticale

Les BPS implantées en contexte alluvial et destinées à accroitre le volume d'eau souterraine en leur amont reposent toujours sur un substratum imperméable et s'encrent généralement dans ce de dernier pour limiter les « fuites » (Illustration 5). Ce point sera repris dans le chapitre portant sur la construction des BPS (2.7)

Les BPS n'atteignent généralement pas la surface (Illustration 5) pour éviter des inondations par remontée de nappe, notamment durant les épisodes de crue comme cela fût constaté sur des ouvrages japonais (Furukawa *et al.*, 2011). Une couche de drainage peut être installée à la hauteur de la crête de la BPS pour éviter les remonter d'eau trop proche de la surface (Illustration 11).

Il existe cependant quelques BPS occultant la section sur l'ensemble de la verticale et pouvant même être surmontées d'un seuil (cas au Maghreb) (Illustration 6) ou d'un barrage de surface (cas au Japon : BPS de Kaniin sur l'île de Kume, préfecture d'Okinawa ou sur le barrage de Elmadag en Turquie (Apaydin, 2016), (Illustration 7) pour favoriser la recharge par mise en charge et maintien d'une lame d'eau en surface et cumuler stockage souterrain et stockage en surface (Apaydin, 2023; BCEOM, 1978; Masayuki, 2024; Remini, 2020).

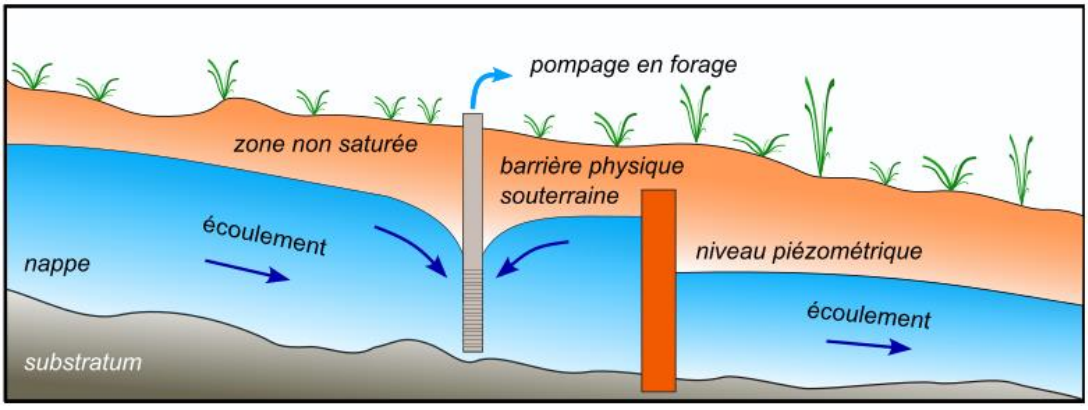


Illustration 5 : Barrière physique souterraine à occultation verticale partielle encrée dans le substratum.

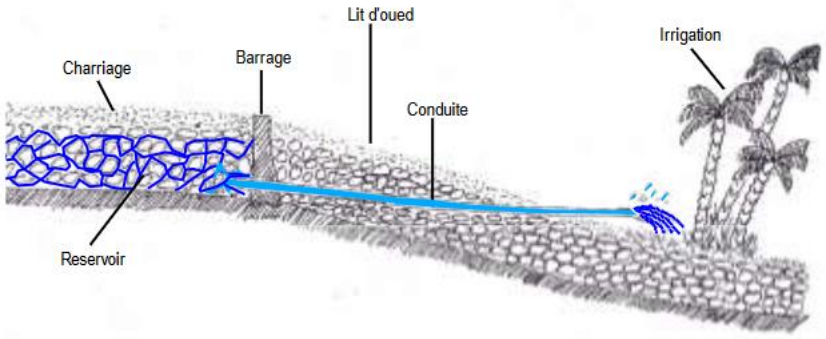


Illustration 6 : Schéma d'une barrière physique souterraine (« barrage ») à occultation latérale et verticale complète. (Rémini, 2020).

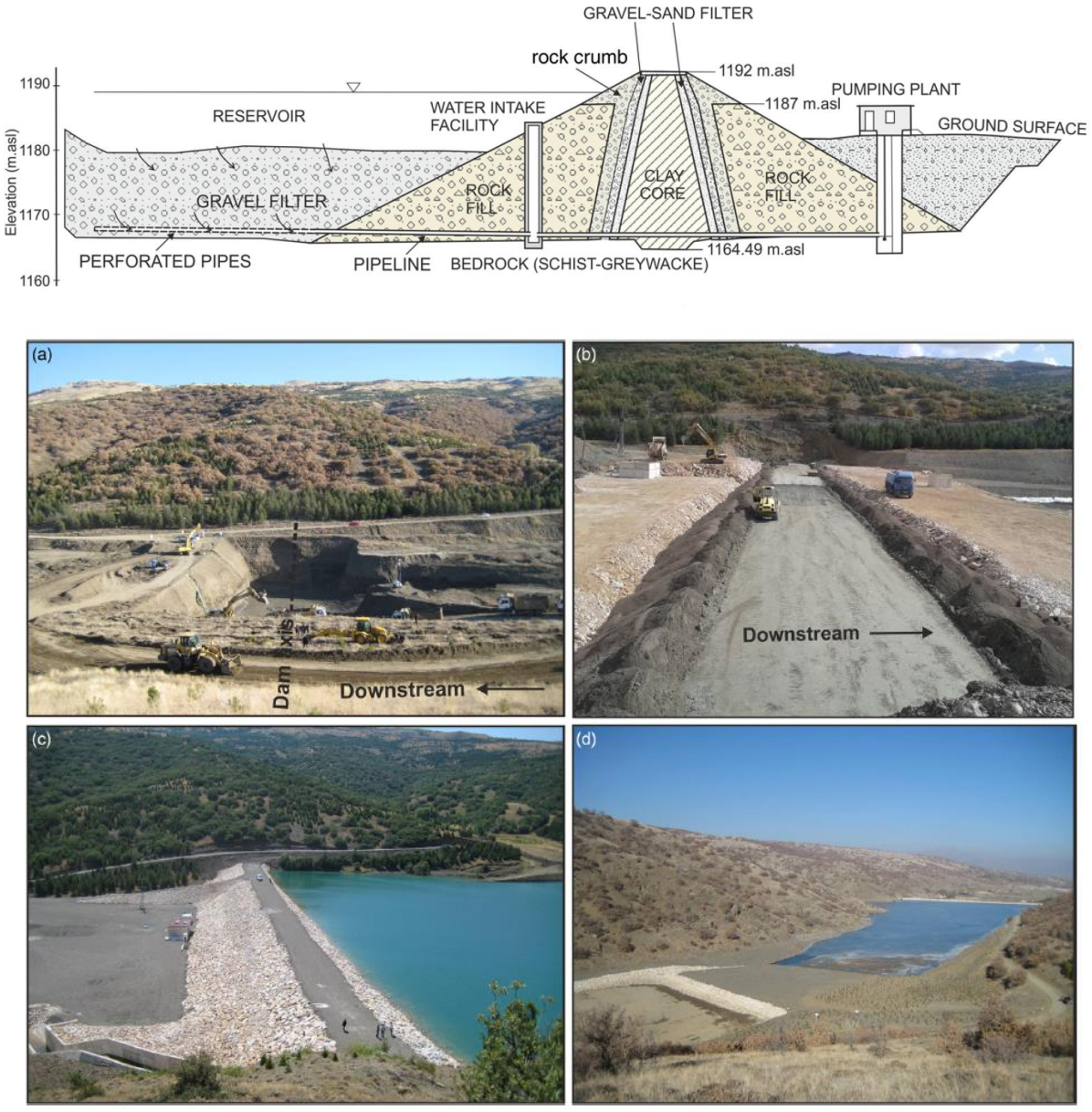


Illustration 7 : Section schématique et vues de la BPS et de surface d'Elmadag en Turquie (Apaydin, 2016).

2.2.2. Occultation latérale complète

Les BPS à occultation latérale complète sont de très loin les plus fréquentes. A la façon d'un barrage de surface, elles occultent l'aquifère sur toute sa largeur (Illustration 8), l'occultation verticale variant suivant les cas. Elles peuvent obstruer totalement l'écoulement souterrain quand le niveau d'eau est inférieur à la crête du seuil. Quand le niveau d'eau est au-dessus de la crête de la BPS, l'écoulement se fait par débordement au-dessus de la BPS, le flux souterrain n'est pas modifié. Des ouvertures peuvent être envisagées pour permettre un flux continu au travers de la BPS.

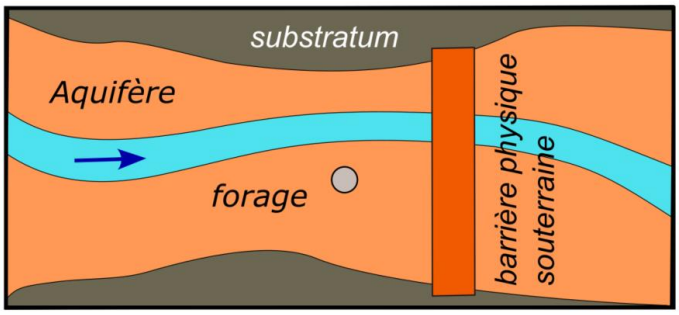


Illustration 8 : Barrière physique souterraine à occultation latérale complète.

Les ouvrages traditionnels construits en travers des lits de rivière non pérennes en zone aride ou semi-aride (oued, wadi) sont de ce type (BCEOM, 1978; Kolay *et al.*, 2021; Nishigaki *et al.*, 2004; Raju *et al.*, 2006; Remini, 2020; Şen, 2021) (Illustration 6).

Les barrières physiques souterraines construites dans les années 2020 en Turquie sont également à occultation latérale complète (Apaydin, 2023) (Illustration 9).



Illustration 9 : Implantation en travers d'un aquifère alluvial d'une barrière physique souterraine à occultation latérale complète à Bahçecik en Turquie (Apaydin, 2023).

Cette typologie de BPS permet d'intercepter et de stocker au sein de l'aquifère une fraction des écoulements intermittents dans la vallée et de les exploiter par gravité ou par pompage.

2.2.3. Occultation latérale partielle

Une BPS à occultation latérale partielle occulte seulement une partie de la section de l'aquifère (Illustration 10).

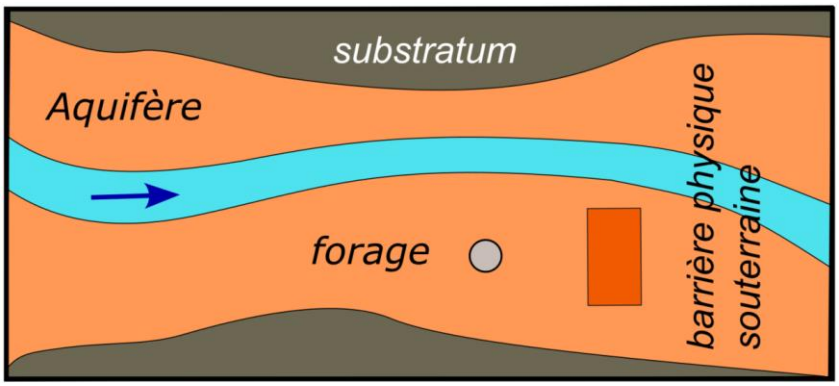


Illustration 10 : Barrière physique souterraine à occultation latérale partielle.

La capacité de rétention d'eau de ce type d'ouvrage est bien inférieure à celle d'une BPS à occultation latérale complète mais ces BPS permettent localement l'augmentation du niveau de la nappe sans interrompre l'écoulement souterrain (Dewandel *et al.*, 2023). De telles BPS à occultation latérale partielle ne présentent *a priori* pas ou du moins très peu d'intérêt en milieu aride ou semi-aride pour intercepter des écoulements temporaires dans un oued et retenir l'eau en amont de la barrière C'est la raison pour laquelle les BPS à occultation latérale partielle sont rares ; seul deux exemples ont été recensés (bibliographie), une en Inde (Bhusari *et al.*, 2016) et l'autre à Massillargues-Attuech dans le Gard (Frissant *et al.*, 2022) qui sera détaillée dans ce rapport.

Le terme « barrage souterrain » n'est pas adapté à ce type d'ouvrage compte tenu de l'absence d'obstruction totale à l'écoulement souterrain.

Le terme « barrage souterrain » est en revanche adapté aux barrières physiques souterraines reposant sur le substratum de l'aquifère et occultant l'aquifère sur toute sa largeur.

2.3. DIMENSIONS DES BARRIERES PHYSIQUES SOUTERRAINES

Afin de mieux illustrer l'extrême hétérogénéité des dimensions des barrières physiques souterraines existantes dans le monde, nous ne nous limiterons pas à celles implantées dans les formations alluviales. Nous les présentons de façon très subjective en trois classes qualifiées respectivement de petites, grandes et très grandes (fonction de leur longueur et de leur hauteur). La hauteur des BPS est discriminante ainsi que la longueur pour les plus longues d'entre elles.

2.3.1. Petites BPS : hauteur inférieure à 10-15 m environ – longueur de 50 à quelques centaines de mètres

Les BPS construites traditionnellement dans les oued en zones arides ou semi-arides ont une hauteur comprises généralement entre 3 et 15 mètres suivant la technique de construction choisie et une longueur de quelques dizaines à quelques centaines de mètres (Hanson *et al.*, 1986; Ministère de l'Environnement du Japon, 2004; Nilsson, 1988; Raju *et al.*, 2006) (Illustration 11). Les volumes d'eau souterraine retenue dépendent de la longueur et de la hauteur de l'ouvrage,

de la géométrie de l'aquifère à l'amont de la BPS et de la porosité de l'aquifère. Les volumes d'eau souterraine stockée en amont de ces BPS varient entre 12 000 m^3 et 4 millions de m^3 notamment sur des retenues de Corée du Sud (Ishida *et al.*, 2011). L'augmentation des hauteurs de BPS est plus problématique que celle de leur allongement qui ne nécessite pas de changement de technique de construction (voir chapitre 2.7). Des milliers de BPS de cette dimension ont été construites dans le monde. La BPS de Massillargues-Attuech (France, Gard) a des dimensions comparables (4 m de haut sur quelques centaines de mètre de long) (Illustration 12). Seules des photos de chantier avec décaissement de l'aquifère sont présentées ci-dessous par soucis de clarté, mais d'autres techniques existent qui ne nécessitent pas de réalisation de large tranchée. Les techniques de construction de BPS en zones alluviales sont présentées plus loin dans le rapport (voir chapitre 2.7)

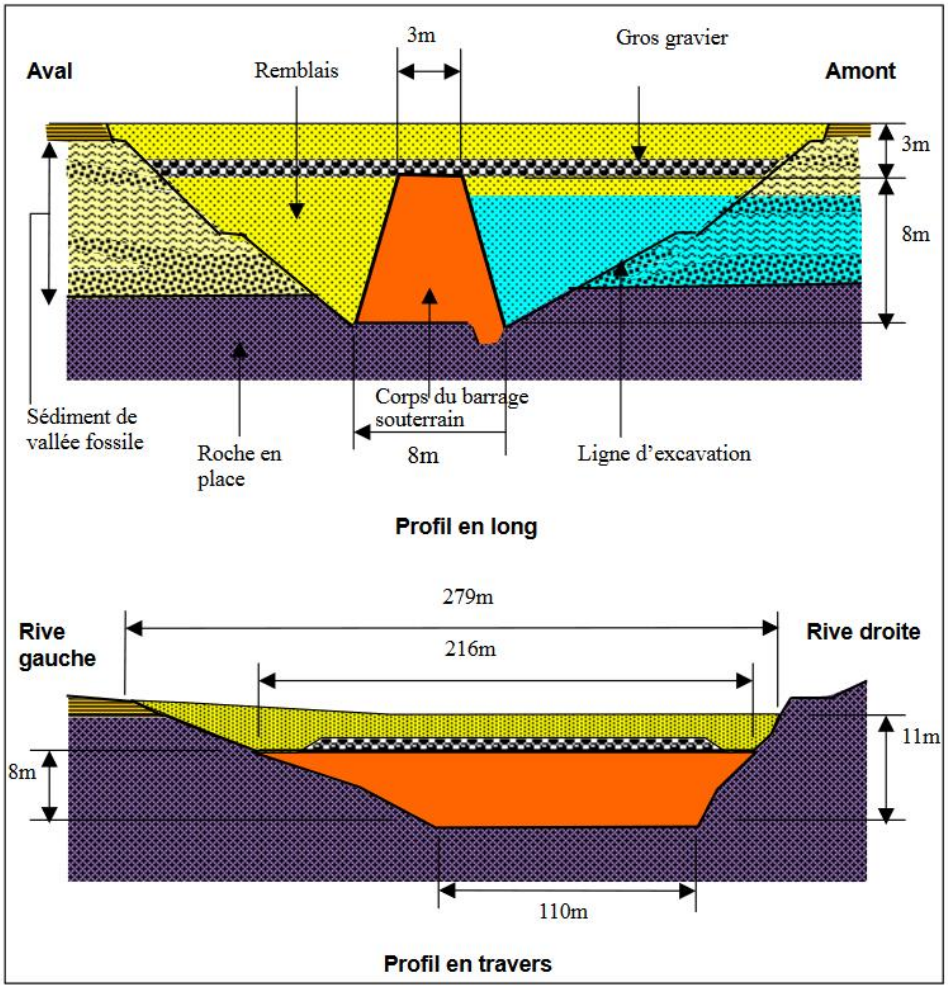




Illustration 11 : Photo et schémas d'une barrière physique souterraine au Burkina-Faso de 8 m de haut et 216 m de long. (Ministère de l'Environnement du Japon, 2004).



Illustration 12 : Barrière physique souterraine en cours de construction à Massillargues-Attuech (Gard - France). Tranchée, en cours de réalisation, hors d'eau, avant pénétration dans la nappe. (Masson, 2018).

2.3.2. Grandes BPS : hauteur de 10 à 30 m environ – longueur de 50 à quelques centaines de mètres

Des BPS construites dans des formations alluviales avec des techniques modernes peuvent atteindre 30 à 35 mètres de haut comme c'est le cas respectivement sur les BPS de Bahçecik

(Illustration 9) et de Hanönü construites en 2022 dans le Nord de la Turquie (Apaydin, 2023) ou à Kırıkkale-Yahşihan (Kolay *et al.*, 2021) (Illustration 14). Ces deux ouvrages, tout comme celui de Suludere à l'Ouest de la Turquie, recoupent l'aquifère sur toute sa largeur et mesurent approximativement 200 m de long (Illustration 13). Ils ont été construits dans le cadre du « plan d'action Barrage souterrain » (YBEP) annoncé en 2019 avec le slogan « *100 barrages souterrains en l'honneur du 100ème anniversaire de la République de Turquie* ». Des centaines de BPS de cette dimension ont été construites dans le monde. Le décaissement n'est pas la seule technique de construction de BPS (voir chapitre 2.7, Illustration 15), cependant cette technique offre l'avantage pédagogique de permettre une bonne visualisation de la section de l'aquifère recoupée par la BPS. Leur capacité de stockage est très variable et est comprise entre 20 000 et 10 millions de m^3 d'eau souterraine (Ishida *et al.*, 2011).



Illustration 13 : Vue aérienne du site d'implantation de la BPS de Suludere en Turquie (Apaydin, 2023).



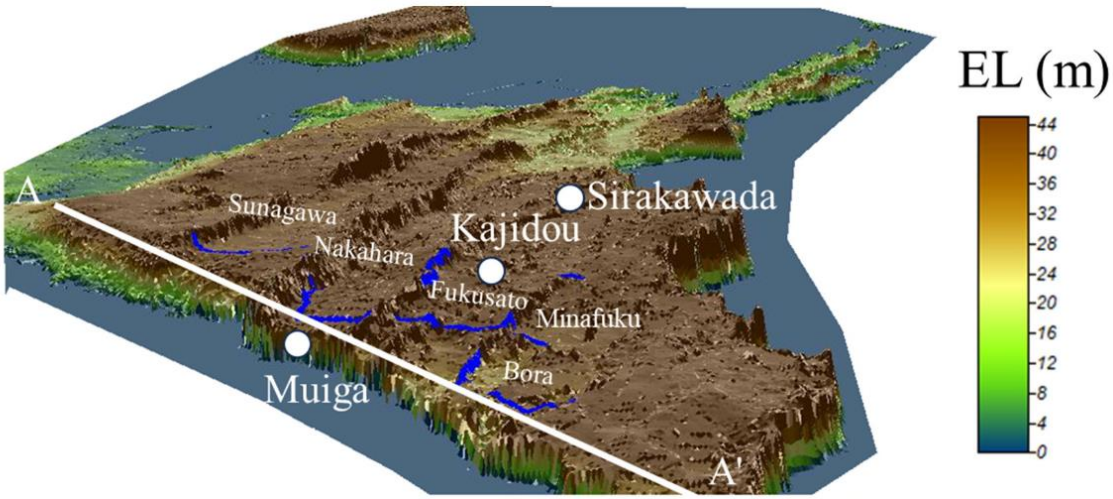
Illustration 14 : Construction de la BPS de Kırıkkale-Yahşihan (Turquie) (Kolay et al., 2021).



Illustration 15 : Construction de la BPS de Suludere en Turquie (20 m de haut) (Apaydin, 2023).

2.3.3. Très grandes BPS : hauteur de 30 m à 115 m – longueur jusqu'à 13 km

Le terme « Giga » est utilisé par les auteurs japonais pour désigner les très grands ouvrages souterrains construits au Japon (Ishida *et al.*, 2011). Des BPS beaucoup plus hautes que celles présentées précédemment ont été construites au Japon entre les années 1990 et 2010 dans des formations non alluviales après un développement des conceptions, des techniques de construction et des modes de gestion entrepris dès les années 1970 (Illustration 16, Illustration 17). Les plus hautes BPS japonaises mesurent 69 m, 68 m, 57 m de haut avec des longueurs respectives de 2.3 km, 0,7 km et 1 km (Komesu, Yokatsu, Ie, Nakahara) et peuvent stocker plus de 10 millions de m^3 d'eau souterraine (Ishida *et al.*, 2011). En chine, ce type de BPS a également été réalisé et permet le stock d'environ 20 millions de m^3 d'eau (Liu *et al.*, 2006). Des dizaines de BPS de cette dimension ont été construites dans le monde.



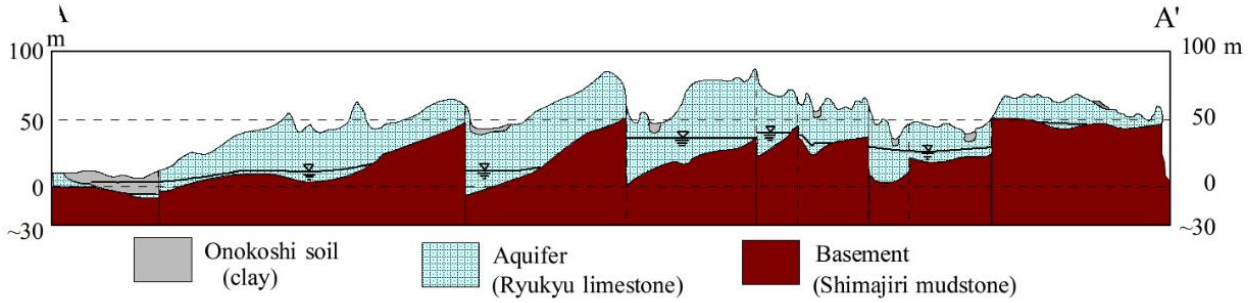


Illustration 16 : BPS de l'île de Miyako au Japon ((Masayuki, 2024).



Illustration 17 : Construction de l'écran de la très grande BPS d'Okinawa sur l'île de Ie (Japon), 2011 (source inconnue).

Les BPS les plus longues ont été construites en Chine, notamment au sein de l'aquifère alluvial de la rivière Wanghe (ou Wang) (13.5 km de long, et 35 m de haut au maximum) (Sun *et al.*, 2019) (Illustration 18) ou sur la rivière Huangshui (6 km de long et 40 m de haut au maximum) (Yin *et al.*, 2023).

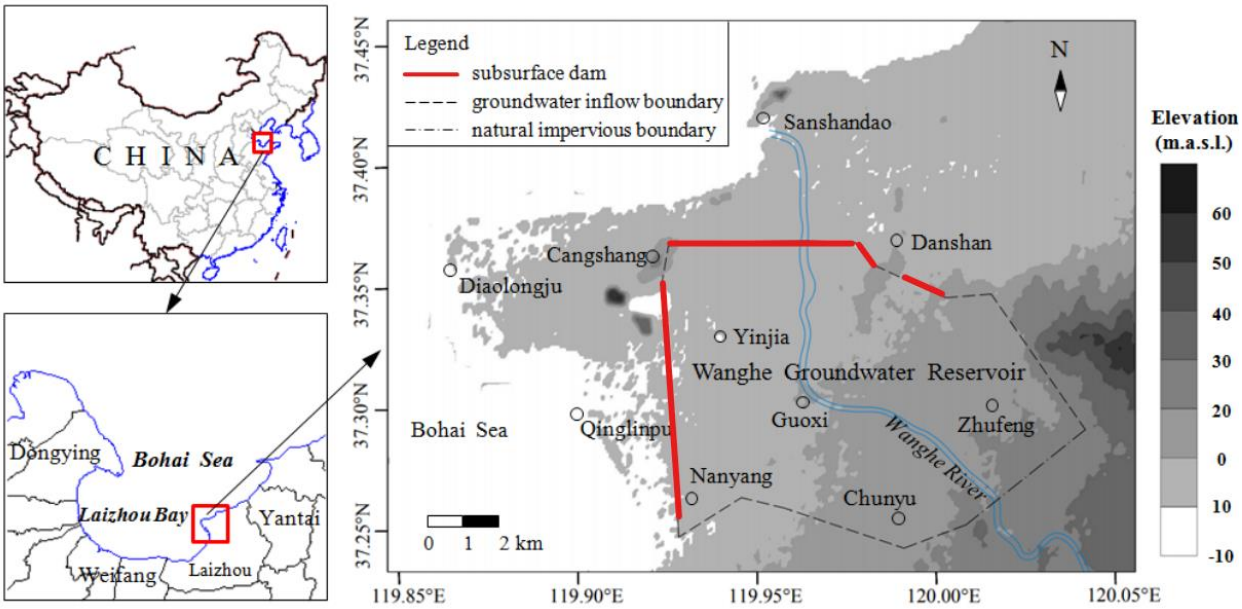
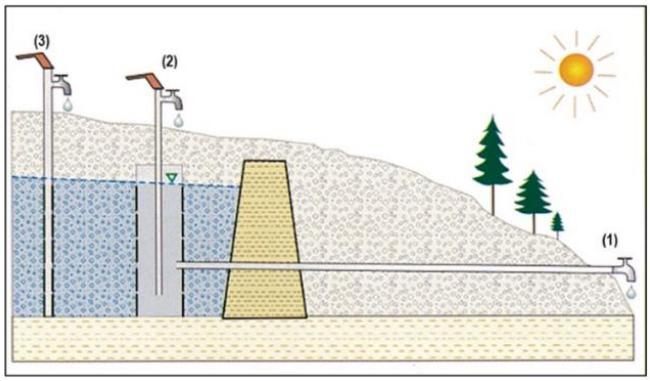


Illustration 18 : Barrière physique souterraine de Wanghe en Chine (Sun et al., 2019).

2.4. PRELEVEMENT DES EAUX RETENUES PAR DES BPS

Les eaux retenues en amont d'une BPS peuvent être prélevées par gravité (1) ou par pompage direct dans l'aquifère (3) avec ou sans utiliser un collecteur ou système de drainage (2) comme schématisé sur les Illustration 19 (cf. description dans les paragraphes suivants).



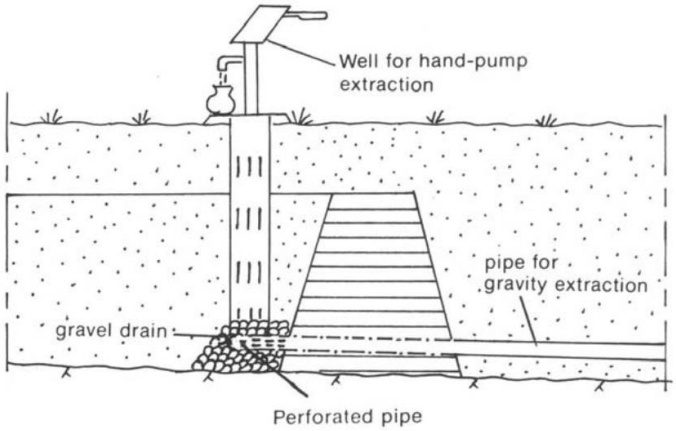


Illustration 19 : Méthode de prélèvement en amont de la BPS (Çavdar, 2024; Nilsson, 1988).

2.4.1. Prélèvement par gravité

Le prélèvement par gravité peut se faire au travers d'une canalisation implantée à la base de la BPS. Pour une plus grande efficacité, la canalisation peut être connectée à un système de drainage de l'aquifère et à un collecteur (puits ou tranchée à haute perméabilité). Cette méthode est utilisée à la fois sur des BPS de dimensions modestes en travers des lits de rivières (Illustration 6 (Remini, 2020) et Illustration 19) et sur des BPS plus sophistiquées comme celle de Malibogazi construite en Turquie en 2004 et très bien documentée et détaillée (Apaydin, 2009) ou ailleurs en Turquie (Illustration 22) (Apaydin, 2016). Elle peut également être utilisée pour prélever des eaux retenues en arrière de BPS construites sur un versant (Illustration 23). L'avantage du prélèvement par gravité est qu'il ne nécessite pas d'énergie pour exploiter la ressource. Les coûts de fonctionnement sont donc probablement moins importants. En revanche, le prélèvement par gravité peut se heurter à deux difficultés majeures : 1) l'enfouissement des canalisations de drainage en aval de la barrière physique souterraine peut s'avérer très coûteux et difficile suivant le contexte et 2) les travaux pour connecter une canalisation à une BPS de faible épaisseur peuvent entrainer de graves dommage sur l'ouvrage (Apaydin, 2023).

Les exemples présentés ci-dessous, à l'exception du dernier, ont été réalisés en Turquie, les documents bibliographiques récoltées sont en effet très détaillés pour ce type d'ouvrages et pour ce type de prélèvement en eau.

a) Exemple de la BPS de Malibogazi

L'ensemble des informations sur cet ouvrage sont des extraits de la publication d'Apaydin, 2009, « Malibogazi groundwater dam : an alternative model for semi-arid regions of Turkey to store and save groundwater ».

L'auteur, le professeur Ahmet Apaydin, est un spécialiste des barrières physiques souterraines. Dès 2009, il préconisait de mettre la construction des BPS à l'agenda de la Turquie. Il précisait la nécessité de travailler en équipe pluridisciplinaire : géologue, ingénieur du génie civil et hydrogéologue.

Le site est localisé à 60 km environ au Nord Est d'Ankara. Le bassin versant de cet ouvrage est de 80 km^2. Il est implanté dans des alluvions quaternaires constitués de sables et de graviers. Le cours d'eau, intermittent, ne s'écoule que 30 à 60 jours par an après des fortes pluies qui ont lieu rarement en été. L'occupation du sol sur ce bassin versant est représentée par des terres agricoles (agriculture biologique essentiellement), de sols nus et de quelques forets. Le climat est

semi-aride. Les précipitations moyennes annuelles (pluie et neige) sont de 407 mm. Le maximum de précipitation survient entre décembre et janvier (neige) et entre avril et mai (pluie). La moitié des précipitations ont lieu durant ces quatre mois. Août et septembre sont les mois les plus secs. La température moyenne est de 12.5°C et l'évapotranspiration potentielle annuelle est de 1500 mm.

L'ouvrage a été construit sur un secteur étroit de la vallée où l'aquifère mesure 50 m de large. L'épaisseur de l'aquifère au niveau de la BPS est de 20 m, et de 35 m en amont (Illustration 20). La profondeur du niveau piézométrique était de 11 à 15 m avant la création de la BPS (soit une épaisseur saturée en eau d'une dizaine à une quinzaine de mettre au maximum). L'aquifère mesure de 50 à 70 m de largeur et 6 km de long. L'alimentation de l'aquifère se fait depuis la rivière durant les épisodes d'écoulement de surface et par l'infiltration directe des précipitations. La conductivité hydraulique est de l'ordre de $3{,}9.10^{-6}$ m/s et le coefficient d'emmagasinement est d'environ 20%. La capacité de stockage en amont du barrage est de 110 000 m^3 et la capacité de stockage active (c.à.d au-dessus de la prise d'eau) est de 55 000 m^3. La recharge annuelle de la nappe est estimée entre 500 000 et 750 000 m^3.

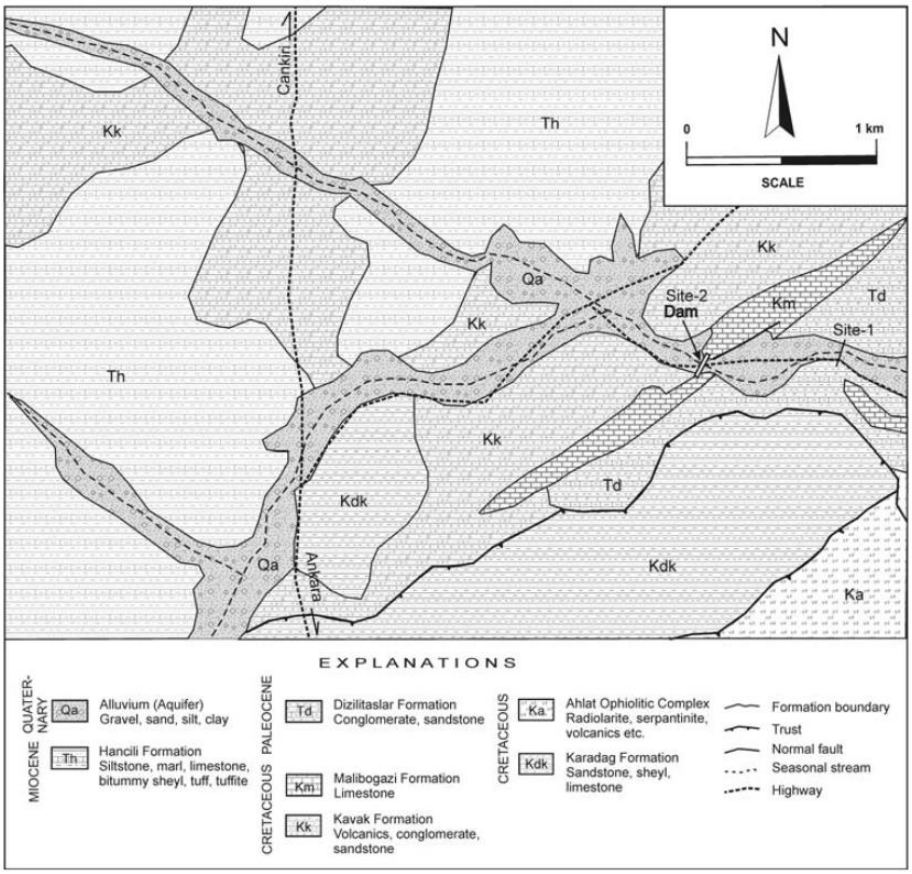


Illustration 20 : Carte géologique du site de la BPS de Malibogazi (d'après Hakyemez et al., 1986 dans Apaydin, 2009).

L'exploitation de l'eau se fait par gravité. La prise d'eau est installée à mi-hauteur du barrage pour des raisons financières. Les travaux ont débuté en août 2004. L'excavation des matériaux n'a pas posé de problème dans la zone non saturée. Ce fût plus compliqué dans la zone saturée de l'aquifère. Deux pompes refoulaient 180-200 m^3/h depuis un bassin recueillant les eaux de l'aquifère jusqu'à l'extérieur du chantier jusqu'à la fin de la construction de la BPS. Des matériaux argileux ont été utilisés pour construire le cœur de la BPS. Un système de puits avec

gravillonnage a été mis en place. Il est connecté à un drain de 40 cm de diamètre qui achemine l'eau par gravité jusqu'à un canal d'irrigation 2 km en aval du barrage. Le drain est équipé d'une vanne (Illustration 21).

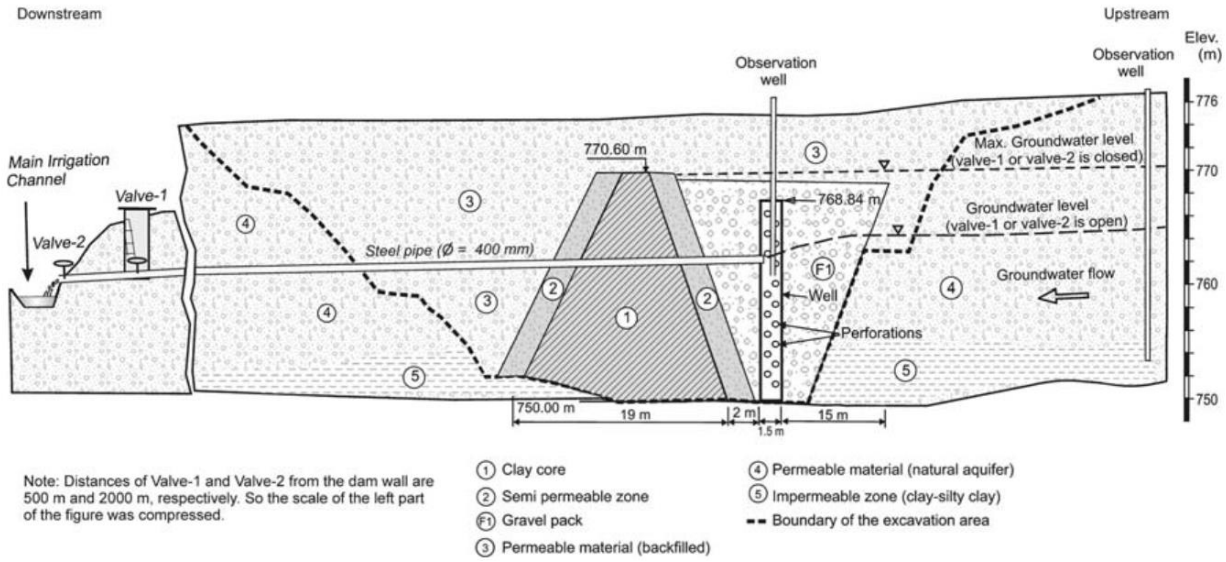


Illustration 21 : Coupe de la BPS de Maligobazi (Apaydin, 2005).

En 2005, les vannes ont été fermées en avril et le niveau piézométrique est remonté de 3 m en 3 mois de façon non linéaire. Les vannes ont été ouvertes durant la période d'irrigation (d'août à septembre 2005). Le système a fourni en moyenne 20 l/s.

La possibilité de vanner la canalisation de décharge est particulièrement intéressante pour pouvoir gérer la vidange de l'aquifère.

Le coût de fonctionnement de l'exploitation par gravité est faible, cependant l'investissement initial pour décaisser et installer les tuyaux en profondeur sur une longue distance est très élevé.

b) Autres exemples de BPS développées et documentées en Turquie

Différentes configurations de prélèvements gravitaires dans des BPS implantées en contexte alluvial ont été construites et testées en Turquie (Illustration 22) (Apaydin, 2016). Le choix des configurations retenues dépend du contexte hydrogéologique, notamment de l'épaisseur de l'aquifère, du gradient topographique et des flux dans l'aquifère. La première coupe schématique de l'Illustration 22 décrit une BPS qui s'apparante à un ouvrage de prélèvement gravitaire avec une fonction de stockage quasi négligeable. L'ouvrage permet de remonter le niveau piézométrique pour pouvoir prélever l'équilivalent du débit d'alimentation de l'aquifère.

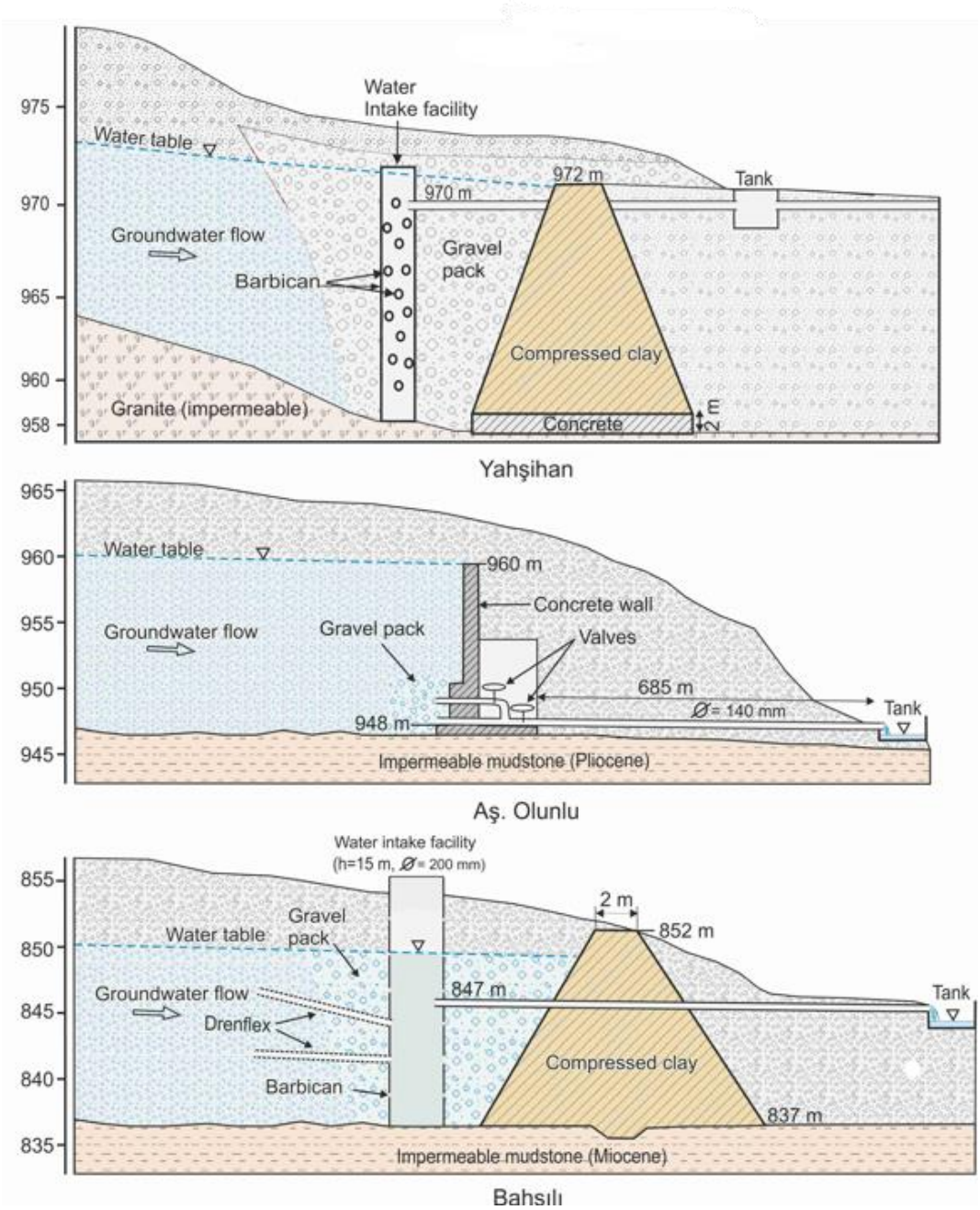


Illustration 22 : Coupes des BPS de YahSihan, As. Olunlu,et Bahsili avec différents dispositifs de captage par gravité (Apaydin, 2016).

c) BPS en versant : exemple en Suisse

L'Illustration 23 montre le stockage d'eau souterraine et les prélèvements gravitaires réalisés sur un versant morainique en Suisse au niveau d'une source. L'aménagement semble avoir permis d'accroitre les volumes stockés tout en maitrisant le débit de sortie et le niveau piézométrique par des systèmes de surveillance du niveau d'eau dans la nappe et dans les réservoirs alimentant en eau la commune.

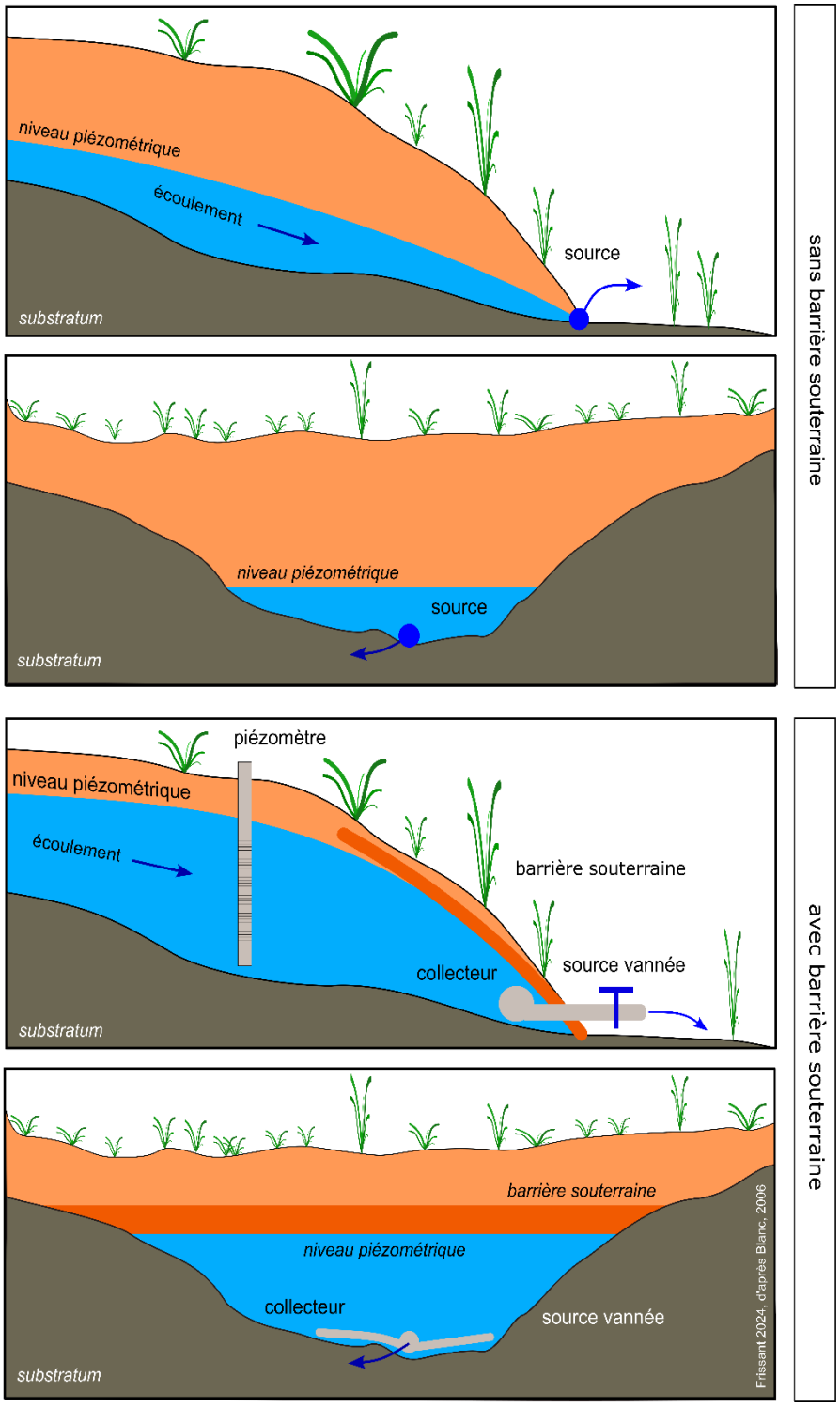


Illustration 23 : Vues en coupe d'un aquifère occulté par une BPS au droit d'une source d'après (Blanc et al., 2006) – Suisse.

2.4.2. Prélèvement par pompage

L'exploitation des eaux souterraines en amont de barrières physiques souterraines semble se faire le plus souvent par pompage. Ils permettent de prélever l'eau dans des aquifères plus profonds et évitent l'installation onéreuse de canalisation d'exhaure en aval de la barrière physique souterraine. Ils entrainent cependant des coûts de fonctionnement et des consommations énergétiques supérieures aux prélèvements par gravité. Les ouvrages utilisés peuvent être des forages ou puits (Illustration 24), des puits rayonnants qui accroissent le débit d'exhaure instantané dans les aquifères avec une faible capacité de rabattement de la nappe (Illustration 25) (barrage de Minafuku au Japon en 1978, (Furukawa *et al.*, 2011)), des tranchées drainantes et des collecteurs (Illustration 26) qui peuvent s'apparenter à des puits rayonnants.

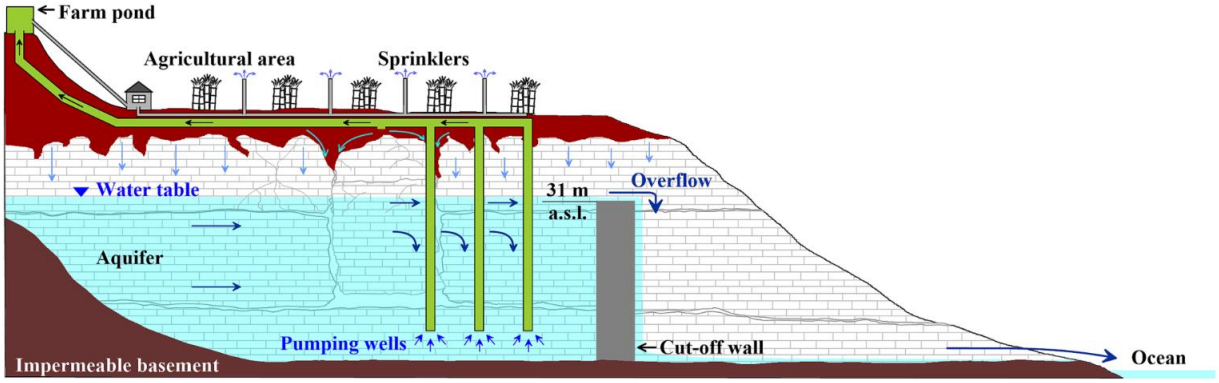


Illustration 24 : Schéma de principe. 147 forages et puits dans un aquifère de calcaire corallien – 50 000 m³/j. BPS de Sunagawa, Japon (Yang et al., 2023).

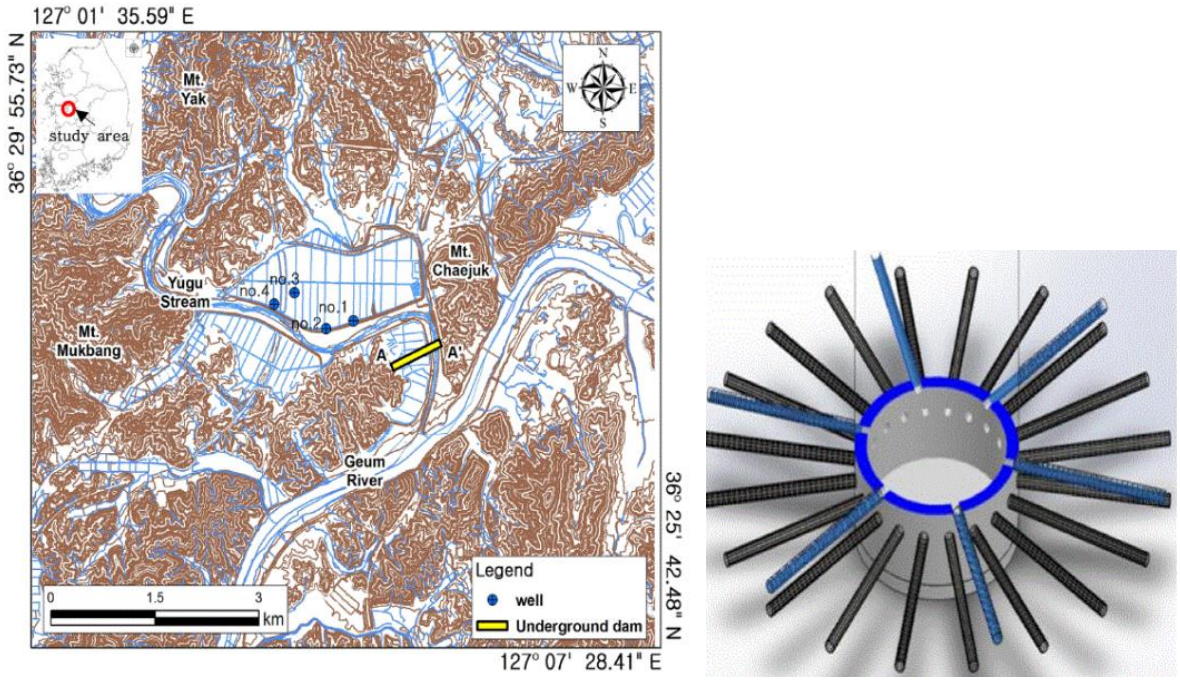


Illustration 25 : Puits rayonnants implantées en domaine alluvial en amont de la BPS d'Okseong en Corée du Sud (Jeon et al., 2020).

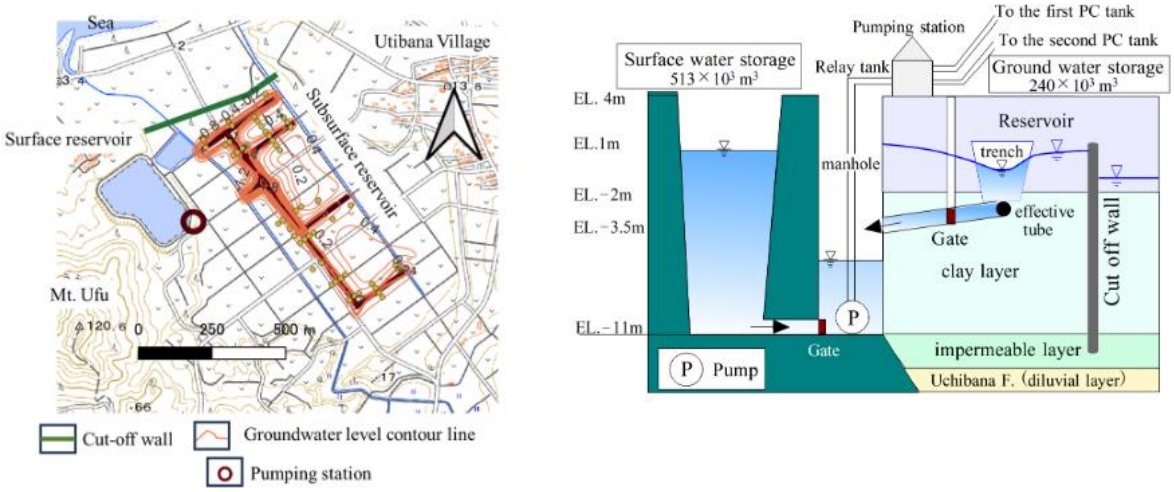


Illustration 26 : Système sophistiqué de drains implantés « en peigne » dans un aquifère alluvial favorisant l'acheminement de l'eau souterraine jusqu'à un collecteur équipé d'une pompe. Le tout est associé à un stockage de surface qui peut, par ouverture d'une vanne, alimenter le collecteur. BPS de Senbaru, Japon (Masayuki, 2024).

2.4.3. Couplage des barrières physiques souterraines avec des dispositifs de recharge maitrisée des aquifères

Certains auteurs ont parfois assimilé les barrières physiques souterraines à des dispositifs de recharge maitrisée (Dillon, 2005; Janardhana Raju *et al.*, 2013) mais nous ne partageons pas cet avis dans la mesure où les BPS seules n'impactent pas la recharge, mais la vidange de l'aquifère. Cependant, pour un meilleur contrôle du volume d'eau stocké dans l'aquifère, les BPS peuvent techniquement être associées à des dispositifs qui favorisent la recharge de l'aquifère, soit grâce à la prolongation de la barrière au-dessus de la surface, soit grâce aux différents dispositifs de recharge maitrisée. Les deux approches ont été combinées en Arabie Saoudite avec la création d'une retenue de surface par une BPS et de surface et l'installation de puits favorisant l'infiltration sous une couche de surface peu perméable (Şen, 2021) (Illustration 27). Nous présentons ensuite deux exemples très différents du point de vue de l'ampleur des dispositifs de recharge maitrisée mis en place.

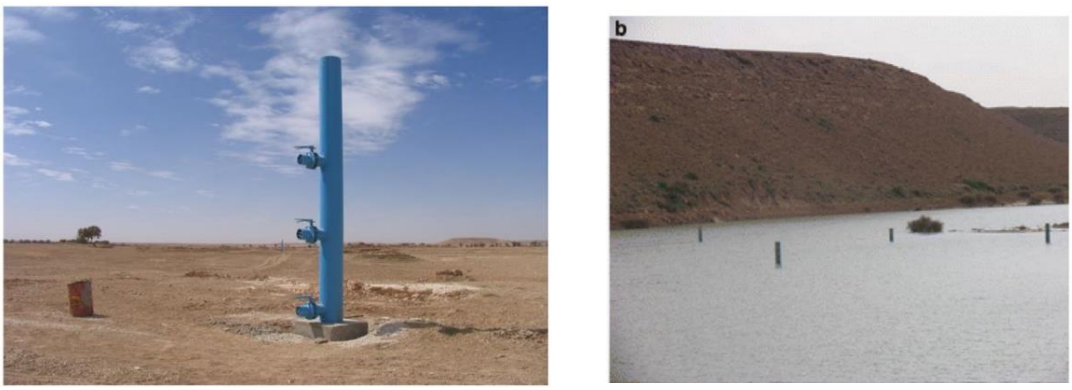


Illustration 27 : Recharge par « pipe » en amont d'une BPS et de surface (Al-Ghat Dam, Arabie Saoudite) (Şen, 2021).

a) Exemples en Afghanistan

Il est intéressant de constater que l'idée d'associer les barrières physiques souterraines qui contrôlent la vidange de l'aquifère, à des dispositifs de maitrise de la recharge de l'aquifère est apparue très tôt. Ce couplage aurait été mis en œuvre en Afghanistan dans la première moitié du XX^{ème} siècle par un ingénieur allemand (Guembel, 1945) cité par BCEOM (1978).

Le barrage occulterait l'aquifère alluvial de l'Oued Charuli sur toute sa largeur (600 m) au niveau d'un rétrécissement de la vallée où l'épaisseur des alluvions est de 4 m (Illustration 28). Le barrage serait complété par un système de recharge maitrisée de l'aquifère constitué de digues de surface implantées dans la partie amont de l'aquifère qui mettent en charge et retiennent une lame d'eau et d'un réseau de canaux qui favorise également l'infiltration des eaux. La rivière coulait quinze jours par an à la fonte des neiges, en avril, et pendant cinq jours en moyenne en septembre. L'accroissement des ressources hydrauliques par la construction de cette infrastructure aurait servi à l'irrigation.

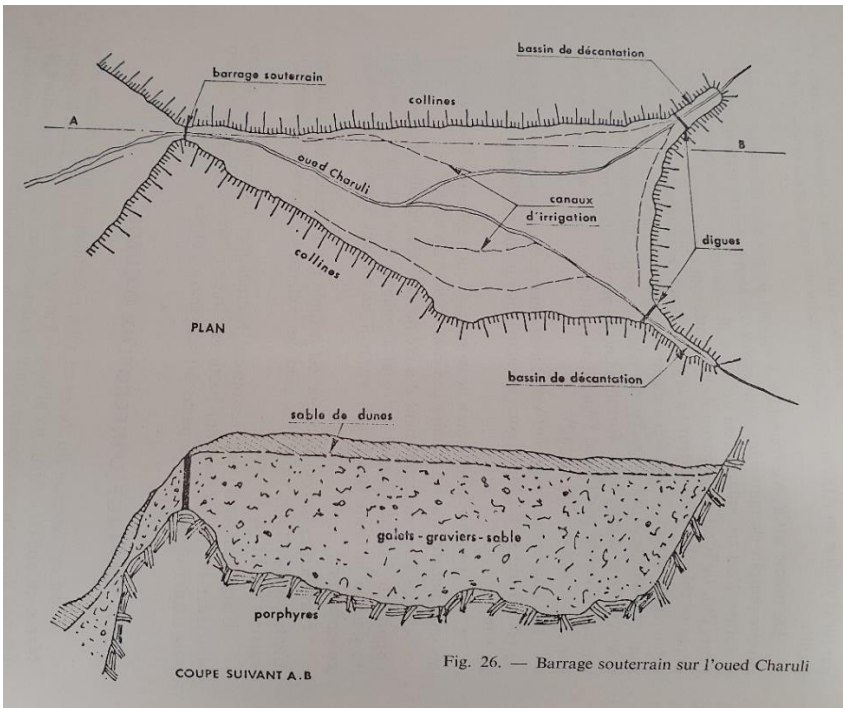


Illustration 28 : BPS et recharge maitrisée de l'aquifère sur l'oued Charuli - Afghanistan (Sun et al., 2019) cité par (BCEOM, 1978).

b) Exemples en Chine

La très longue et haute barrière physique souterraine de Wanghe (Chine) (13.5 km de long, 35 m de haut au maximum) retient l'eau souterraine dans un aquifère alluvial sur une surface de 68 km^2 alimenté en partie par des dispositifs de recharge maitrisée. Différentes techniques sont mises en œuvre : des bassins d'infiltration, des puits d'injection (plus de mille), des tranchées (plus d'une centaine), et des seuils en rivière (Illustration 18, Illustration 29 et Illustration 30) (Sun *et al.*, 2019). Un autre exemple chinois de couplage entre des dispositifs de recharge maitrisée et une barrière physique souterraine est donnée par (Wu *et al.*, 2008). Les installations sont construites sur un aquifère côtier de la baie de Laizhou.

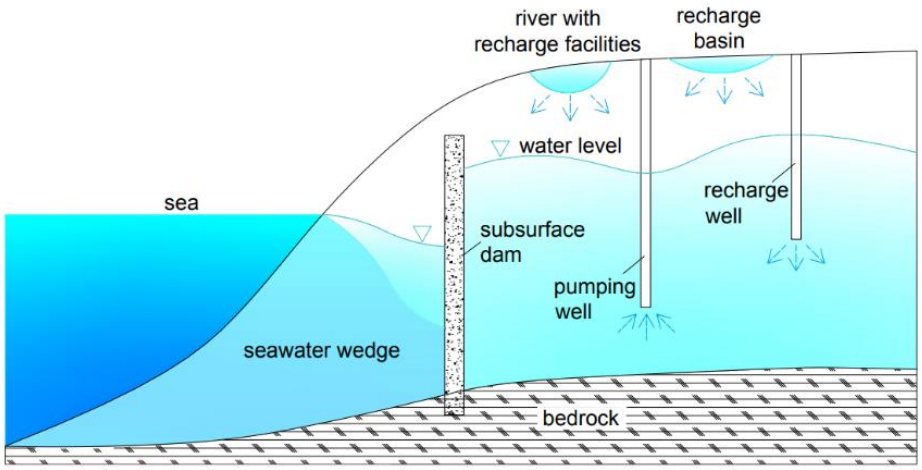


Illustration 29 : coupe schématique de la BPS de Wanghe (Chine) ((Sun et al., 2019)).

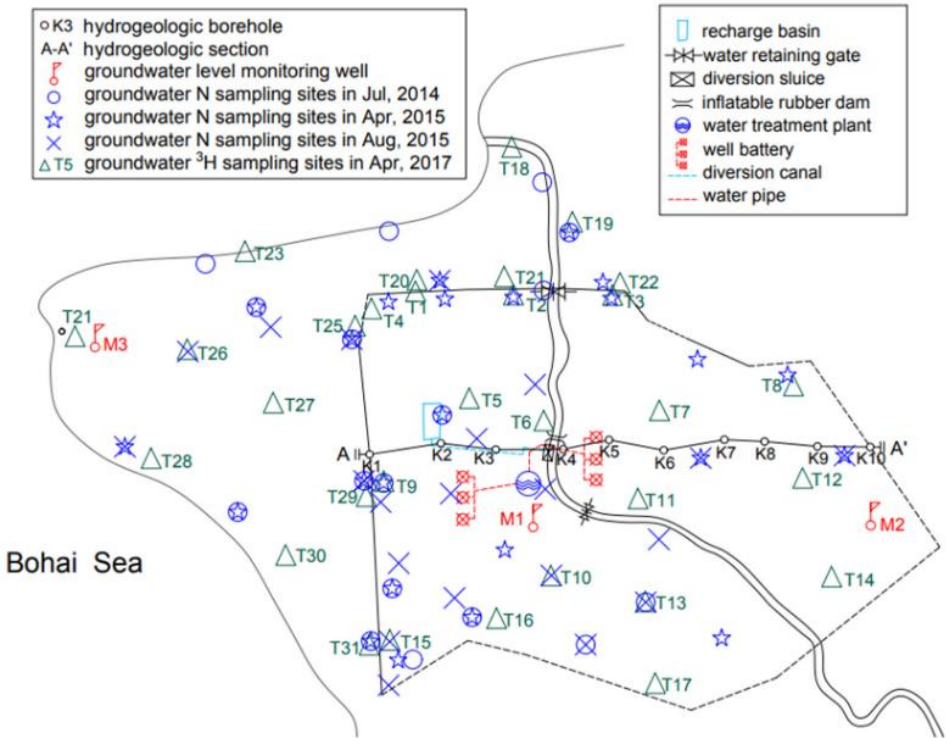


Illustration 30 : Localisation des principaux dispositifs de recharge maitrisée en amont de la BPS de Wanghe (Chine) (Sun et al., 2019).

2.4.4. Usage des eaux prélevées en amont de BPS hors contexte karstique

Les eaux prélevées en arrière des barrières physiques souterraines sont utilisées pour :

- **l'irrigation de cultures agricoles** au Japon (Ishida *et al.*, 2011), en Chine (Liu *et al.*, 2006; Sun *et al.*, 2019), en Turquie (Apaydin, 2009; Aras *et al.*, 2024), au Brésil (de Oliveira Lima *et al.*, 2020; Ishida *et al.*, 2011), à Legeoda Mirga en Ethiopie (J. Perrin, communication personnelle, 2024), en Inde (Raju *et al.*, 2006), projet en cours de

construction dans la région de Tinghir au Maroc (article du 22 janvier 2024 dans La vie eco), etc. ;

- ou **pour l'alimentation en eau potable** en Turquie (Aras *et al.*, 2024), en Suisse (Blanc *et al.*, 2006), projet en cours de construction dans la région de Tinghir au Maroc (article généraliste du 22 janvier 2024 dans La vie eco) et anciennement aux USA où une BPS aurait été construit dans les formations alluviales de la Dry River pour alimenter en eau la ville de Harrisonburg en 1930 (Legget, 1939) cité par (Milanovic, 2020), etc.

2.5. INTERETS, LIMITES ET CONTRAINTES DES BARRIERES PHYSIQUES SOUTERRAINES POUR EXPLOITER LES RESSOURCES EN EAU EN MILIEU ALLUVIAL, HORS PROBLEMATIQUE D'INTRUSION SALINE

Les intérêts, les limites et les contraintes des barrières physiques souterraines dépendent des objectifs recherchés et des contextes climatiques, hydro(géo)logiques, sociologiques, économiques et politiques existants sur les zones sur lesquelles elles sont implantées ou envisagées. Les BPS n'ayant pas été construites sous climat tempéré, ce travail d'évaluation reste à faire pour des contextes similaires à celui de la France métropolitaine. C'est tout l'objet d'une grappe de projet menée par le BRGM dans différents contextes contractuels.

Nous pouvons cependant dans un premier temps nous appuyer sur les retours d'expériences des pays pour lesquels nous disposons de suffisamment de matière bibliographique : le Japon, la Chine, la Turquie et le Brésil. Il est à noter qu'en dehors des BPS destinées à limiter les intrusions salines, les impacts sur l'aquifère en aval des BPS sont très peu mentionnés dans les documents consultés. De même, les éventuelles oppositions sociétales à ces aménagements ne sont pas abordées dans les documents consultés sur ces quatre pays. A ce stade, nous n'en concluons pas qu'il n'y a ni impact problématique en aval, ni absence d'opposition sociétale.

2.5.1. Les barrières physiques souterraines au Japon

Les BPS construites au Japon sont celles sur lesquelles nous disposons à ce jour du meilleur retour d'expériences bien que celui-ci soit très incomplet. Malgré le fait que les BPS japonaises n'aient pas, pour la plupart d'entre elles, été construites au sein de formations alluviales, les retours d'expériences sont riches d'enseignements. Pour approfondir ces sujets, il est recommandé de consulter directement les documents d'origine qui sont constitués de livres, notes techniques et revues scientifiques (principales références bibliographiques en anglais : Japan Green Resources Agency *et al.*, 2004 (325 p.) ; Furukawa *et al.*, 2011 (768 p.) ; Ishida *et al.*, 2011; Liu *et al.*, 2023; Masayuki, 2024). De nombreux documents existent par ailleurs mais n'ont pas pu être exploités du fait de leur rédaction en japonais. L'évolution des outils numériques de traduction basés sur l'intelligence artificielle le permettront probablement dans un avenir proche.

Il est à noter que deux BPS ont été construites au Japon dans des vallées alluviales avec une problématique d'intrusion saline sur les îles de Tsushima et Gotou.

À la fin des années 1970, les autorités japonaises ont décidé de développer l'agriculture dans les îles les plus au sud de l'archipel, dans le sud de la mer de Chine, notamment sur l'île de Miyakojima dans l'archipel de Ryukyu. Le climat y est subtropical (2 020 mm/an de précipitation moyenne) avec des variations de précipitation très fortes et une alternance de périodes de sècheresse et de saisons cycloniques. Certaines îles sont de petites dimensions, constituées pour partie de calcaires coralliens très perméables reposant sur un substratum argileux très peu perméable et cloisonnés latéralement par des failles. Compte tenu de la forte perméabilité des calcaires coralliens, les rivières sont inexistantes et les écoulements souterrains rapides.

L'épaisseur mouillée (quelques mètres) de ces aquifères est relativement faible contrairement à l'épaisseur de la zone non saturée (plusieurs dizaines de mètres). En bordure littorale, les aquifères étaient soumis à des phénomènes d'intrusions salines. Compte tenu de la sismicité de la région, de la forte perméabilité du sous-sol et du peu d'espace disponible, la construction de barrage de surface a été écartée. Le développement agricole dépendant d'une augmentation des possibilités d'irrigation, un programme de développement de BPS a été mené. Bien que les BPS existent depuis longtemps dans les pays du Maghreb notamment, l'approche entreprise par les Japonais a été totalement novatrice à bien des égards et les a conduits en quelques décennies à construire les plus grandes du monde.

Leurs objectifs étaient d'assurer un stockage inter saisonnier et de pouvoir exploiter l'eau souterraine en période de sècheresse sans entrainer de contamination saline de l'aquifère. La problématique des intrusions salines ne sera pas traitée dans ce rapport mais fera l'objet d'un autre rapport du BRGM. Les services japonais en charge du développement de ces nouvelles infrastructures ont abordé le sujet sous différentes approches : l'hydrogéologie (quantité, qualité), les méthodes de construction de ces ouvrages, et leurs impacts.

Les premières BPS ont été traitées comme des prototypes expérimentaux. La BPS de Minafuku a été construite entre 1974 et 1979. Elle est haute de 16.5 m et longue de 500 m. Sa capacité de stockage est de 700 000 m^3. Elle a été la première BPS construite suivant un procédé géotechnique qui sera utilisé par la suite pour construire les très grandes BPS (jusqu'à 70 m de haut). Après ce premier succès, les BPS construites ont été de plus en plus grandes en adaptant chaque fois la conception des ouvrages aux contraintes locales par l'innovation.

Les intérêts de ces infrastructures qui sont mis en avant dans la littérature sont :

- la possibilité de stocker de grande quantité d'eau souterraine ;
- le stockage inter saisonnier ou interannuel des eaux ;
- la faible perte ou l'absence de perte d'eau par évaporation contrairement aux eaux stockées en barrage de surface ;
- la limitation des coûts de traitements de l'eau (non-prolifération de parasites et de bactéries) ;
- le stockage de l'eau sous la surface du sol : les infrastructures de surface n'ont pas à être déplacées ;
- la préservation de l'environnement naturel au niveau de la zone de stockage (pas d'impact sur la qualité des eaux souterraines stockées constaté) ;
- la possibilité de développer des BPS de dimensions très variées, de la très petite à la très grande ;
- le coût du développement des ressources en eau serait inférieur à celui des barrages de surface ;
- la possibilité de contrôler la qualité des eaux de manière à conserver la même qualité avant et après la construction du barrage ;
- la résistance aux tremblements de terre ;
- le temps de construction d'une BPS généralement beaucoup plus faible que pour un barrage de surface ;
- l'absence de comblement par les sédiments contrairement aux barrages de surface ;
- la possibilité de réduire le risque d'intrusion saline dans l'aquifère.

Les principaux problèmes hydrogéologiques mentionnés pour les BPS japonaises sont :

- la perméabilité, la résistance et la profondeur d'ancrage de l'écran imperméable dans le substratum et la perméabilité du substratum à la base de la BPS. En cas de substratum

trop perméable, il peut être nécessaire de renforcer l'imperméabilité de la partie basale de la BPS ;

- la prévention des crues lors des fortes pluies : la crête du barrage doit être suffisamment profonde pour permettre l'écoulement au-dessus d'elle. Dans certain cas (Komesu), il a été nécessaire de mettre en place des systèmes de drainage pour pouvoir évacuer le surplus d'eau ;
- la connaissance de la porosité et de la perméabilité de l'aquifère est primordiale pour sa gestion ;
- la définition des prises d'eau appropriées ;
- le contrôle de la perméabilité du barrage et de son ancrage sont importants. L'usage du foncier au-dessus du barrage est à maitriser. La surveillance qui s'est avérée la plus efficace est celle des niveaux d'eaux dans des piézomètres de part et d'autre de la BPS. Un fois détecté par des variations des niveaux piézométriques, le débit de fuite peut être calculé (Theis et Nomitsu) et des abaques peuvent être constituées (Illustration 31).

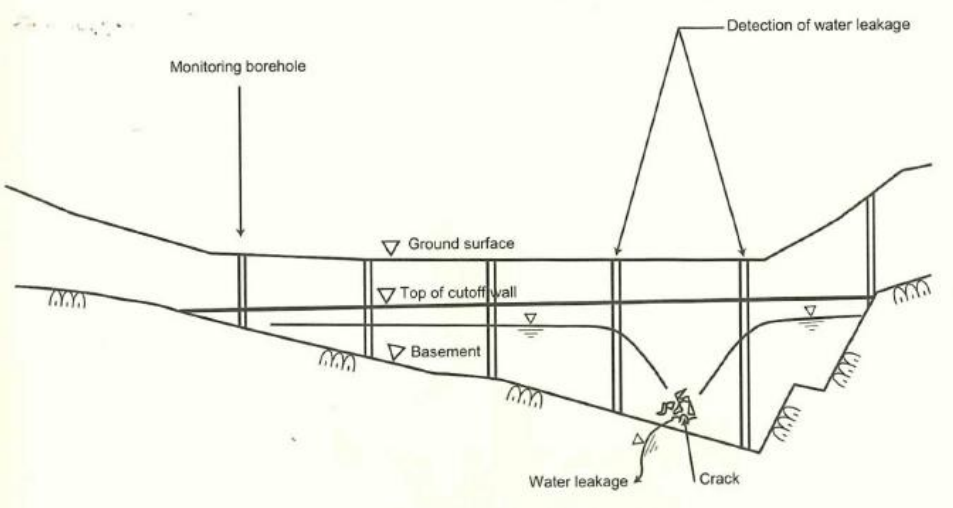


Illustration 31 : Schéma de principe de la détection de fuite par la surveillance des niveaux piézométriques et recherche de rabattement (Furukawa et al., 2011).

- le contrôle de l'intrusion saline dans l'aquifère en amont de la BPS ;
- les vides le long de la BPS (dans le cas des constructions dans des calcaires coralliens) ;
- les barrages étant implantés en contexte littoral, les questions de partage de l'eau avec l'aval ne se posent que peu ou pas.

Les trois BPS (Sunagawa sur l'île de Miyako et Komesu et Giza sur l'île d'Okinawa), pour lesquelles un suivi détaillé des concentrations en nitrates a été réalisé depuis leur construction, n'ont pas montré de dégradation de la qualité des eaux souterraines en amont des barrages. Une baisse puis une stabilisation des concentrations en nitrates a même été observée. Cela semble davantage dû à une amélioration des pratiques agricoles (notamment diminution des quantités d'engrais utilisées et diminution des surfaces d'épandage) qu'à un effet du barrage en lui-même d'après les auteurs mentionnés en début de chapitre.

Au Japon, la construction de BPS s'est inscrite dans une gestion intégrée de la ressource en eau, du développement agricole et des territoires concernés. La gestion quantitative de la ressource stockée est basée sur des suivis de la recharge de la nappe, du volume stocké, du volume potentiel de stockage et des prélèvements dans la nappe qui permettent l'utilisation d'outils numériques de prédiction des futurs volumes mobilisables. La gestion qualitative des eaux fait

l'objet d'une surveillance sur le long terme avant, pendant et après la construction de la BPS. La nécessité de ne pas polluer la ressource stockée est prise en compte dès les phases de conception des projets qui abordent la BPS, le prélèvement des eaux souterraines, leurs distributions pour l'irrigation, les pratiques culturales et la gestion des eaux usées. La conception et la gestion de la BPS sont intégrées dans une gestion globale de l'aménagement du territoire.

2.5.2. Les BPS en Chine

La Chine a une grande expérience de la construction de BPS. De nombreux ouvrages ont été construits dans les karsts dans les années 1950 où les questions d'impacts environnementaux ne se posaient pas ; ils ne sont pas abordés dans ce rapport. Les autres ouvrages, parfois en contexte alluvial, semblent avoir été toujours construits pour limiter les intrusions salines en utilisant des techniques proches de celles mises en œuvre au Japon. Ils seront abordés spécifiquement dans un prochain rapport du BRGM. Bien que la documentation disponible soit moins abondante que pour le Japon, nous pouvons tirer des enseignements importants du retour d'expérience des BPS construites en Chine - principales références bibliographiques : (Liu *et al.*, 2006; Sun *et al.*, 2019; Kang *et al.*, 2021).

Le suivi de la qualité des eaux souterraines réalisé à proximité de la très longue BPS de Wanghe (13,5 km de long et 35 m de haut), montre que la concentration en nitrates a augmenté d'un facteur 20 en 11 ans (passant d'environ 0,5 à 10 mg/L NO_3^--N). Cette augmentation est en partie due à la circulation en « système fermé » des eaux souterraines qui sont pompées et ré-infiltrées (dans le but d'arroser les cultures) sur une même zone. Le contexte de forte densité de la population et d'utilisation excessive d'engrais chimiques sont, par ailleurs, des facteurs aggravants dans cette situation.

La cartographie réalisée des concentrations en nitrates montre un contraste relativement important entre l'amont et l'aval du barrage et au sein même de la zone en amont du barrage (notamment dû à la présence du barrage en lui-même et à la nature de l'aquifère). Le suivi montre également de fortes variations saisonnières des concentrations, reflétant l'influence du régime des pluies, des variations de niveaux d'eau et des schémas de fertilisation et de pompage. Ces hétérogénéités spatiales et temporelles de la qualité des eaux souterraines montrent l'intérêt de réaliser un suivi fréquent et en de nombreux points.

Il a également été observé que la zone en aval du barrage de Wanghe a été soumise à une réduction du débit des eaux souterraines, favorisant l'intrusion de l'eau de mer et le déplacement en amont de polluants (notamment ammoniac et nitrites) issus de l'activité aquacole bordant la côte.

Aux intérêts déjà décrits dans le chapitre consacré aux BPS au Japon, il faut rajouter comme intérêt, l'amélioration significative de l'impact des systèmes de recharge maitrisée de l'aquifère, les BPS retenant les eaux infiltrées dans l'aquifère.

Le retour d'expérience sur certaines BPS construites en Chine met en évidence l'importance de la maitrise des rejets de polluant et notamment de nitrates dans le milieu en amont de la BPS. L'exploitation des eaux souterraines stockées en amont de la BPS de Longhe, situé à Lushun et construit en 2000, a été abandonnée quelques années après, en raison d'une grave dégradation de la qualité des eaux due aux intrants agricoles et aux rejets domestiques et industriels. Pour pallier à ce grave problème, les autorités chinoises ont lancé des études scientifiques pour comprendre l'origine des pollutions et les dynamiques chimiques à l'œuvre. Elles ont également pris en compte cette problématique dans l'aménagement du territoire, notamment en canalisant l'ensemble des eaux usées vers l'extérieur de la zone d'alimentation de l'aquifère équipé d'une

BPS et des pratiques culturales. D'autre part, de nombreuses équipes cherchent à développer des configurations de barrière physique souterraine qui assurent une protection contre les intrusions salines tout en permettant un renouvellement de l'eau en amont de l'ouvrage pour éviter l'accumulation de polluant. Ces approches ne sont pas présentées dans ce rapport mais le seront dans un rapport du BRGM dédié aux barrières physiques souterraines pour lutter contre les intrusions salines.

2.5.3. Les BPS en Turquie

La Turquie a une grande expertise en matière de construction de BPS. (Liefrinck, 1935) présente des détails de la construction de la BPS de Kosunlar qui a été érigé à proximité d'Ankara dans les années 1920 pour alimenter en eau la nouvelle capitale de Turquie. Cet ouvrage est toujours en service (communication personnelle Ahmed Apaydin, 2024).
Un programme de construction de BPS a été lancé dans les années 2000 sur tout le territoire de la Turquie pour faire face aux tensions croissantes sur la demande en eau sous les effets conjugués de l'augmentation de la population, du tourisme et des conséquences du changement climatique. Les BPS sont une solution mise en œuvre parmi d'autres, notamment pour mieux maitriser la demande en eau (Onder *et al.*, 2005). Les intérêts, limites et contraintes des BPS mis en avant sont ceux cités dans la littérature à propos des ouvrages japonais (chapitre 2.5.1).
La BPS de Malibogzi a déjà été évoquée ci-dessus pour illustrer les prélèvements par gravités (chapitre 2.4.1). Il est en 2004, l'un des premiers du nouveau programme national à avoir été construit (Apaydin, 2009). Il retient l'eau au sein d'un aquifère alluvial en aval d'un bassin versant de 80 km^2 sur lequel s'écoule une rivière 30 à 60 jours par an. Il est construit assez haut dans le bassin versant pour s'affranchir de la présence de roche évaporitique plus en aval. Le volume d'eau stockée s'en trouve réduit mais il permet de sécuriser la ressource sur une portion de l'aquifère que sa position et ses dimensions rendent plus sensible aux sècheresses et à la surexploitation.
En 2022, 95 BPS avaient été construites en quatre ans (Habertürk, 2022). La technique de construction en slurry wall (voir le paragraphe 2.7.3) est mis en avant pour les barrages en zone alluviale.
La documentation technique sur les BPS en Turquie doit être bien plus abondante que celle à laquelle nous avons eu accès jusqu'à présent. Au moment où nous finalisons ce rapport, un ouvrage sur le sujet vient d'être publié (Apaydin, 2024). Nous ne disposons pas encore de ce livre mais les enseignements seront probablement nombreux.

2.5.4. Les BPS au Brésil

Des milliers de barrières physiques souterraines ont été construites au Brésil. En particulier, dans l'état du Rio Grande do Norte, 1 591 barrages de ce type ont été mis en œuvre entre 2008 et août 2018, facilités par une aide financière de l'état. (Cantalice *et al.*, 2016; Chianca *et al.*, 2023; Foster *et al.*, 2004; Ishida *et al.*, 2011; Shubo, 2020). Certaines mesurent 3 m de profondeur et sont construits avec des moyens rudimentaires par les usagers eux-mêmes (Illustration 32). D'autres sont plus sophistiqués et peuvent mesurer jusqu'à 10 m de haut dans des formations alluviales. Leur objectif est d'améliorer l'alimentation des systèmes d'irrigations de faibles dimensions.

Ils sont mis en œuvre en milieux arides ou semi-arides, dans des zones où l'évaporation est importante et où les cours d'eau ne coulent que pendant des périodes limitées, après des épisodes de précipitations importantes.



Illustration 32 : Construction d'une barrière physique souterraine rustique au Brésil (Shubo, 2020).

La réalisation de ce type de BPS rustique a pour principe l'excavation d'une tranchée rectiligne dans le lit d'une rivière ou d'un ruisseau, perpendiculaire au sens d'écoulement, dans laquelle une bâche est insérée pour imperméabiliser le sol et empêcher le passage de l'eau. Cette zone imperméabilisée est ensuite recouverte de pierres pour protéger le barrage. Un ou plusieurs puits sont installés dans la zone souterraine en amont du barrage pour permettre l'utilisation de l'eau pour une consommation animale ou domestique ou une activité agricole.

Il s'agit donc d'une structure de construction simple, avec un faible coût de mise en œuvre et qui permet de réduire les pertes d'eau par évaporation par rapport à une retenue de surface.

Malgré les avantages, il existe de nombreux cas d'échec, principalement dus à des problèmes d'appropriation de la technologie, des techniques de construction et surtout du manque de gestion. Par ailleurs, une problématique importante est celle de la dégradation de la qualité des eaux en amont des ouvrages. Il peut effectivement être constaté une salinisation des sols suite à l'élévation du niveau d'eau, qui favorise l'évaporation, ainsi qu'une salinisation des eaux souterraines par lessivage des formations salines de surface. La qualité de l'eau dépend fortement :

- des conditions climatiques : les précipitations ont tendance à réduire la concentration de sels tandis que l'évaporation augmente la concentration, de sorte que les niveaux de salinité maximum peuvent être atteints à la fin de la saison sèche ;
- des formations géologiques : les sites présentant des sols salins sont à éviter lors de l'implantation des ouvrages ;
- des pratiques de gestion en amont (en particulier les pratiques agricoles).

Les clés de la réussite sont :

- la présence d'un substrat rocheux non altéré et relativement imperméable à faible profondeur ;
- l'appropriation de l'ouvrage et de son exploitation par les populations locales ;
- des matériaux disponibles localement ;
- une assistance technique continue en matière d'agriculture irriguée et d'entretien des puits.

2.6. MODELISATION DE L'IMPACT DES BARRIERES PHYSIQUES SOUTERRAINES SUR L'EVOLUTION DES CHARGES ET DES FLUX DANS L'AQUIFERE

Notre analyse bibliographique se base sur l'examen de 86 documents portant sur la modélisation hydrogéologique autour de BPS parmi lesquels 20 documents sont consacrés aux solutions analytiques, 57 à la modélisation distribuée dont 45 en lien avec les intrusions salines qui ne seront pas abordés dans ce rapport. Les documents portant sur les solutions analytiques couvrent une période de 1983 à 2024. Ceux sur les modélisations distribuées hors intrusions salines ont été écrits entre 2011 et 2023.

2.6.1. Solutions analytiques

L'influence des barrières physiques souterraines sur les eaux souterraines a été étudiée à l'aide de modèles réduits en laboratoire et de modélisations numériques maillées pour quantifier les réponses aux flux, le transport de contaminants ou les effets de telles structures pour limiter les intrusions salines marines (par exemple : Abd-Elaty *et al.*, 2024; Abdoulhalik *et al.*, 2017; Attard *et al.*, 2014; Liu *et al.*, 2023; Masayuki, 2024; Sun *et al.*, 2019). Cependant, de telles études nécessitent un grand nombre de données d'observations de terrain (géologie, hydrogéologie, hydrochimie, hydrologie), qui sont rarement disponibles en nombre suffisant. Pour évaluer ou pré-évaluer les impacts hydrauliques des barrières physiques souterraines en l'absence de données de terrain suffisante, ou pour permettre d'établir des stratégies d'acquisition de données optimales, des approches basées sur des solutions (semi) analytiques ont été développées par différents auteurs. Bien qu'un modèle analytique ne puisse pas représenter les interactions entre l'aquifère et la barrière physique souterraine avec le même degré de détail qu'un modèle numérique, il peut s'avérer utile étant donné sa facilité de mise en œuvre, pour comprendre l'influence des différents facteurs, ou paramètres ou configuration.

Peu d'études théoriques ont présenté des solutions analytiques pour évaluer l'impact transitoire ou à long terme des perturbations de l'écoulement des eaux souterraines engendrées par une barrière physique souterraine. Certains de ces travaux ont abouti à des équations empiriques déduites de modélisations analogiques (Anwar, 1983) (Illustration 33) et numériques (Pujades *et al.*, 2012) qui permettent d'évaluer l'impact à long terme des perturbations causées par les ouvrages souterrains constituant un obstacle à l'écoulement des eaux souterraines (barrières physiques, tunnels, sous-sols de bâtiments, fondations profondes, etc.). Peu d'équations analytiques conventionnelles sont disponibles (Deveughèle *et al.*, 2009; Marinos *et al.*, 1997), mais selon Pujades *et al.* (2012), leur validité reste limitée. (Fitts, 1997) a utilisé des éléments analytiques en régime permanent pour modéliser des barrières imperméables à l'écoulement des eaux souterraines, mais l'épaisseur des barrières est supposée nulle (voir aussi (Strack, 1999). (El-Hames, 2012a) a proposé une solution numérique basée sur une équation générale d'écoulement pour évaluer le comportement transitoire de la charge hydraulique en amont de barrières de longueur infinie.

Récemment (Illustration 2), (Dewandel *et al.*, 2024b, 2024c) ont présenté des solutions semi-analytiques en régime permanent pour évaluer la répartition de la charge hydraulique créée par une barrière physique souterraine rectangulaire imperméable qui pénètre complètement un aquifère en pente (occultation verticale complète), et où la longueur de la barrière concerne une partie limitée de la largeur de l'aquifère (occultation latérale partielle). Leurs solutions sont basées sur la première et la deuxième méthode de linéarisation (linéarisation-*h*, (Dewandel *et al.*, 2024b), et linéarisation-h^2, (Dewandel *et al.*, 2024c)), et utilisent la méthode des solutions fondamentales (MFS) pour résoudre le problème de condition de flux nul le long des quatre faces de la barrière. La solution supposant la première méthode de linéarisation a également été comparée à des modélisations numériques, fournissant des résultats satisfaisants (Dewandel *et al.*, 2024b). Ils ont aussi montré que les calculs suivant la première méthode de linéarisation donnent des résultats satisfaisants tant que l'évolution de l'épaisseur saturée n'excédait pas 20% de l'épaisseur saturée initiale. Ces modèles analytiques sont présentés plus loin dans ce rapport.

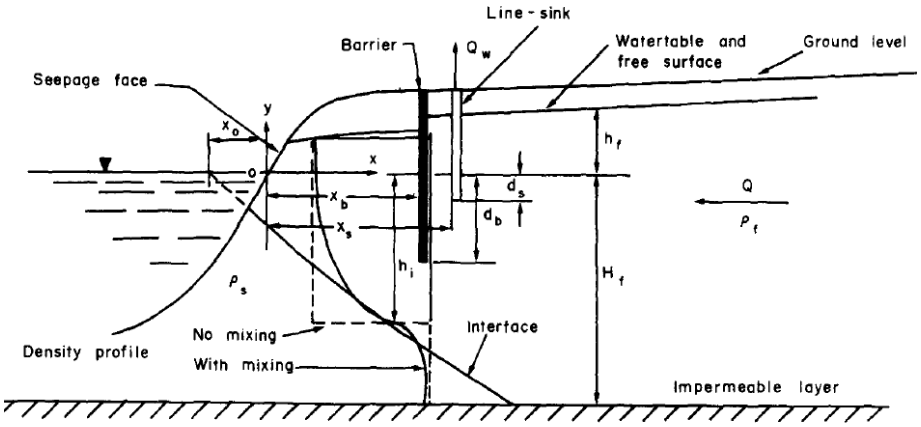


Fig. 1. Schematic diagram and definition of terms for a subsurface barrier partially embedded into coastal aquifer.

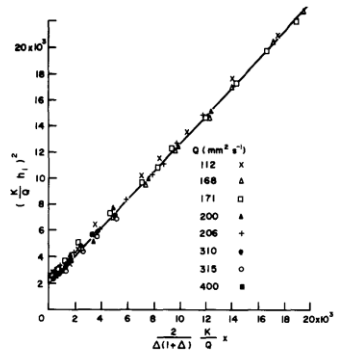


Fig. 3. Freshwater/saltwater interface profiles of parabolic forms measured in the vertical plane Hele-Shaw model with immiscible fluids. No barrier.

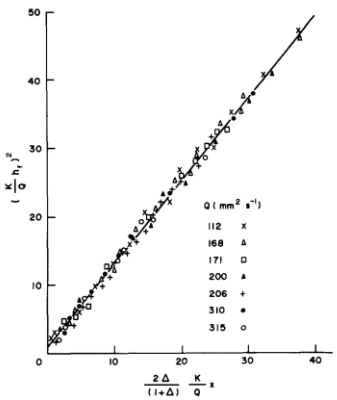


Fig. 4. Free surface profiles of parabolic forms without tangential approach to the seepage face. No barrier.

n

Illustration 33 : Exemple d'abaques obtenus par Anwar, 1983 à partir de modèles analogiques. $\Delta=(\rho_S-\rho_f)/\rho_f$, contraste densitaire eau douce (ρ_f)-eau de mer (ρ_S). Haut : schéma, bas : exemples d'abaques pour les calculs de h_i et h_f.

2.6.2. Modélisation distribuée

a) Peu d'études de modélisation sur l'impact des BPS

La modélisation distribuée (dite aussi spatialisée ou maillée) en hydrogéologie permet de représenter de façon schématique et simplifiée le fonctionnement d'un hydrosystème plus ou moins complexe. Ce type de modèle permet ainsi de simuler les écoulements souterrains, les niveaux de nappes, les débits des cours d'eau, le transfert de masse, l'influence de la salinité etc. et ainsi de mieux comprendre le fonctionnement d'un système aquifère (processus). Ces outils permettent d'aider à la gestion de la ressource en eau et de tester l'impact (sur les écoulements, les niveaux de nappes, etc.) de la réduction ou de l'augmentation des prélèvements, l'influence de nouveaux pompages, l'impact du changement climatique, la mise en place d'aménagements souterrains : drains, excavation, barrières souterraines, etc.

La plupart des études de modélisation hydrogéologique qui ont été faites sur l'impact des BPS concernent celles dont l'objectif consiste à contrer les intrusions salines. Ce type d'évaluation n'est pas abordé ici, sauf pour en tirer des enseignements qui s'appliquent également à des BPS sans lien avec les intrusions salines, par exemple pour l'impact des BPS sur les niveaux de nappe ou les concentrations en nitrates.

La littérature sur l'impact des BPS hors problématique « intrusion saline » est peu abondante (une dizaine de documents identifiés). Elle concerne essentiellement des régions au climat aride ou semi-aride (Algérie, Turquie, Iran, Oman, Arabie Saoudite) mais aussi la Corée du Sud et l'Inde.

b) Des approches de modélisation incomplètes

Les études de la littérature visent toutes à évaluer la pertinence de la construction d'une future BPS, mais une seule propose un modèle simulant l'impact d'une BPS existant réellement, hors problématique d'intrusion saline. A notre connaissance, il n'existe pas de publications scientifiques sur la modélisation de l'impact des BPS sur les relations entre nappes et rivières. De manière générale, les études existantes ne proposent pas une modélisation intégrée du système hydrologique (rivière, sol, zone non-saturée, nappe) et se focalisent sur les stocks d'eau souterraine (Kim *et al.*, 2017) (Illustration 34). L'élévation des niveaux de nappe induite par une BPS pourrait pourtant *a priori* conduire potentiellement à une augmentation du débit de la rivière à l'amont immédiat de la BPS et *a contrario* à une diminution du débit de la rivière à l'aval immédiat de la BPS.

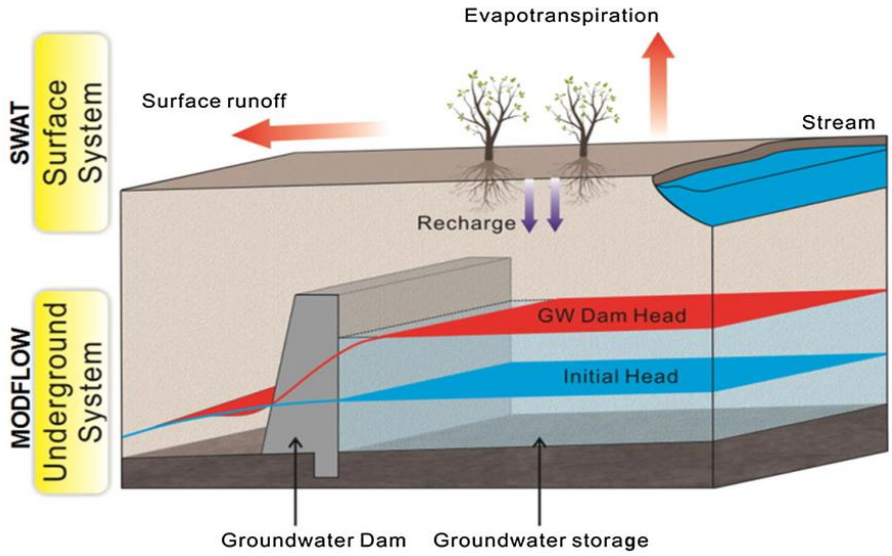


Illustration 34 : Schéma du modèle SWAT-MODFLOW utilisé par Kim et al. (2017). Le schéma illustre l'impact d'une barrière souterraine sur les niveaux de nappe.

Choi et Kim (2022) montrent qu'une partie de l'eau infiltrée par un dispositif de recharge maitrisée fuit vers l'aval de l'aquifère et augmente le débit de rivière en aval. Cette non-maitrise de la vidange de l'aquifère est perçue par les auteurs comme un manque d'efficacité du système de recharge maitrisée. Ils proposent d'améliorer le dispositif par la construction d'une barrière physique souterraine (Illustration 35).

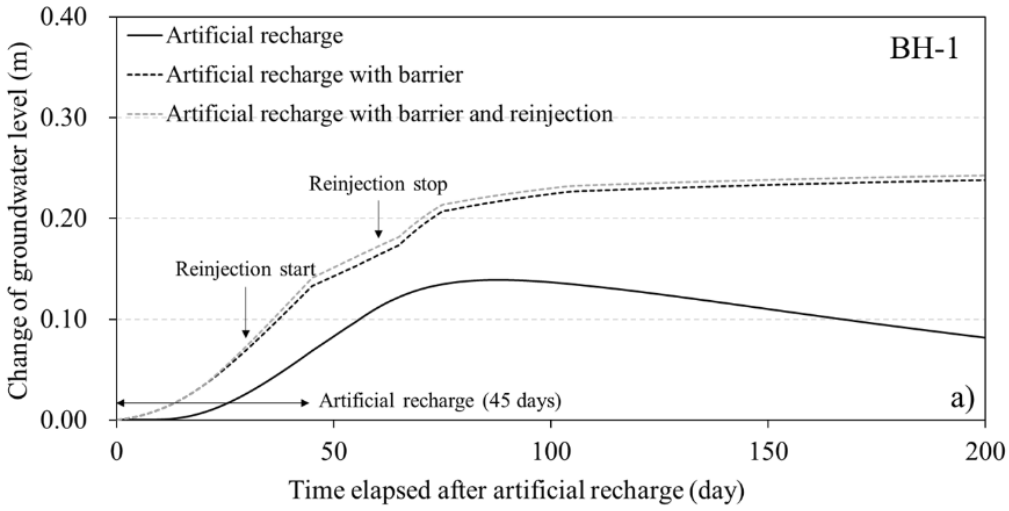


Illustration 35 : Simulation du niveau de nappe dans un piézomètre influencé par une recharge maitrisée et situé à une centaine de mètres en amont d'une barrière souterraine dans un modèle MODFLOW (Choi et Kim, 2022).

Dans le cas d'une hausse du niveau piézométrique de plusieurs dizaines de mètre qui conduit à une réduction significative de l'épaisseur de la zone saturée, le temps de transit de l'eau dans la zone non-saturée peut être significativement réduit et modifier le comportement de l'aquifère (réaction plus rapide aux précipitations) (BPS de Sunagawa au Japon - Liu et al. (2023). D'après Lafayette et al. (2019), sous certains climats, l'évapotranspiration de l'eau souterraine en amont d'une BPS peut considérablement augmenter si le niveau piézométrique est proche de la surface.

Dans cette étude, les auteurs estiment cette perte par évapotranspiration en utilisant un modèle de sol local avec une condition limite sous le sol correspondant à la zone saturée (profondeur de nappe).

c) Logiciels et approche de modélisation

Dans la littérature consultée, les auteurs utilisent presque exclusivement le logiciel de modélisation hydrogéologique distribuée MODFLOW© pour simuler l'impact d'une BPS sur une nappe hors problématique intrusion saline. Les modèles hydrogéologiques sont généralement réalisés en 3D. Le logiciel FEFLOW© a parfois été mis en œuvre, toujours avec une problématique d'intrusion saline (Illustration 36). Le logiciel HYDRUS©, permettant de modéliser les écoulements en milieu poreux non saturé, est utilisé par Sahin and Tayfur (2023) afin de simuler une recharge maitrisée à partir de bassins d'infiltration. Le module Horizontal Flow Barrier de MODFLOW© est utilisé dans la plupart des cas, car il permet d'attribuer une perméabilité très faible à la BPS.

Les modèles numériques distribués permettent de simuler des niveaux de nappe en tout point de l'espace (suivant la résolution spatiale) en amont, sur les côtés et en aval des BPS.

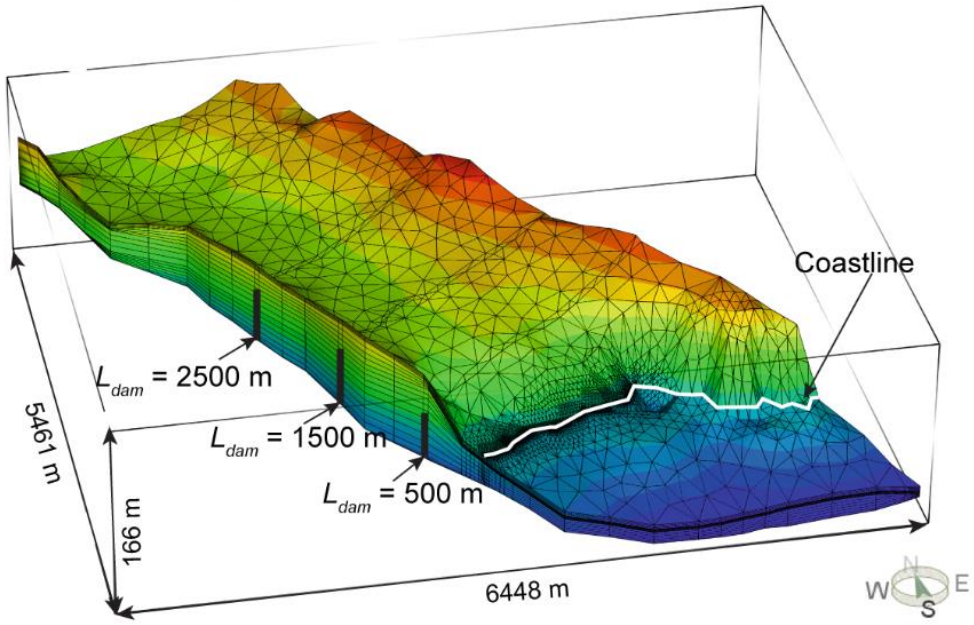


Illustration 36 : Exemple de modèle spatialisé (FEFLOW) utilisé en domaine côtier, avec trois implantations potentielles de barrières souterraines (Liu et al., 2023).

Dans un premier temps, les modèles sont calibrés sur les niveaux de nappe à partir de plusieurs piézomètres, avant mise en place d'une potentielle BPS (Suk *et al.*, 2012). La localisation et la distance de ces piézomètres par rapport à la future BPS est très variable avec des piézomètres disposés à des dizaines de mètres de la future BPS pour certaines études (Choi *et al.*, 2022; Sahin *et al.*, 2023) (pour ces publications, la densité de piézomètres semble liée à la présence de systèmes de recharge maitrisée) alors qu'ils sont disposés à plusieurs kilomètres de la future BPS pour d'autres études (Izady *et al.*, 2021; Liu *et al.*, 2023).

Une fois le modèle calé, une BPS est ajoutée afin de simuler son impact sur les niveaux de la nappe. Cette approche est assez classique en hydrogéologie.

Par contre, très peu de publications présentent une validation de la simulation de l'impact des BPS par une comparaison de données simulées et de données mesurées sur un site ayant fait l'objet d'une construction d'une BPS hors problématique intrusion saline (Liu *et al.*, 2023; Yoshimoto *et al.*, 2013).

Dans la littérature, les modélisations sont focalisées sur l'impact sur les niveaux de nappe en amont de la BPS. L'impact en aval et l'impact sur le débit des rivières ne sont pas abordés. On peut noter l'étude de Liu *et al.*, 2023 qui évalue l'impact d'une BPS sur les niveaux et fluctuations de nappe en amont et en aval d'une BPS, mais en contexte d'intrusion saline. Les modèles permettent de quantifier la variation des niveaux de nappe en fonction i) de la taille de la BPS (hauteur, épaisseur) (Suk *et al.*, 2012), ii) de son degré d'occultation latérale par rapport aux limites de la nappe, iii) des paramètres hydrogéologiques et géomorphologiques (El-Hames, 2012b), iv) du débit et de la position de potentiels forage d'exploitation (Senthilkumar *et al.*, 2011), ou encore v) en fonction de scénarios climatiques (Izady *et al.*, 2021).

En plus des charges hydrauliques, les modèles permettent de quantifier les flux d'eau souterraine latéraux, voire verticaux si le modèle possède plusieurs couches ou s'il est résolu en 3D. La prise en compte d'une reprise de l'eau de la nappe par évapotranspiration en amont du barrage peut aussi être abordée par des modèles plus complexes. Dans la littérature, il n'est pas mentionné, à notre connaissance de modèle simulant un débordement de la nappe au-dessus de la BPS à l'exception d'un modèle de type « réservoir » (Yoshimoto *et al.*, 2013) (voir ci-dessous 2.6.3).

d) Enseignements sur la modélisation des BPS par modélisation distribuée

On peut tirer plusieurs enseignements des études de modélisation existantes. Les modèles prévoient une augmentation du niveau de nappe en amont des BPS. L'ampleur de cette augmentation peut significativement réduire le temps de transit de l'eau dans la zone non-saturée quand l'épaisseur de la zone non saturée est fortement diminuée et avoir un impact sur la vitesse de réaction du niveau piézométrique aux précipitations et sur les processus physico-chimiques qui ont lieu dans la zone non saturée. Dans des contextes où le niveau de nappe est proche de la surface et la demande évaporatoire est forte, cette hausse piézométrique peut s'accompagner d'une forte hausse de l'évapotranspiration ce qui peut entrainer des pertes d'eau et des phénomènes de salinisation des sols. Dans la littérature existante, la modélisation des interactions entre les nappes et les rivières n'est pas abordée. De même, l'impact des BPS sur la piézométrie en aval est peu étudié et l'impact sur les débits de rivière à l'aval des bassins n'est *a priori* jamais modélisé. Cela s'explique par la différence de contexte hydro-climatique entre les pays où les BPS existent déjà et celui de la France métropolitaine où ces problématiques sont très importantes.

Enfin, l'impact des BPS sur la géochimie de l'eau n'est quasiment pas évoqué dans les études de modélisation de BPS qui ne sont pas destinées à contrer les intrusions salines. La problématique des nitrates semble pourtant importante d'après les études de modélisation en contexte d'intrusion saline. Le cas des nitrates est traité par Fakharinia et al. (2012), cependant les auteurs ne mentionnent pas les quantités de nitrates injectées dans leur modèle. Yoshimoto et al. (2013) ont en revanche déployé un modèle de bilan de nitrates dans le sol et la nappe greffé sur un modèle de type réservoir. Ce modèle se montre efficace pour reproduire les concentrations en nitrate à long-terme même si d'après cette étude, il y a très peu de différences entre les concentrations avant et après mise en place de la BPS.

2.6.3. Modélisation réservoir

Dans le cas de barrière physique souterraine à occultation latérale complète ou quasi complète de la vallée, d'autres auteurs, en particuliers au Japon (Japan Green Resources Agency *et al.*, 2004; Masayuki, 2024; Yoshimoto *et al.*, 2013), ont eu recours à des modélisations de type « réservoir » appelés « tank models » (Illustration 37). Ces modèles, plus simples à mettre en place, ont permis de répondre, *a priori* de manière satisfaisante, aux questions posées : temps de remplissage, flux globaux et évolution des concentrations en nitrate. Ce type d'approche permet notamment de s'affranchir de la lourdeur de certains modèles spatialisés (Masayuki, 2024).

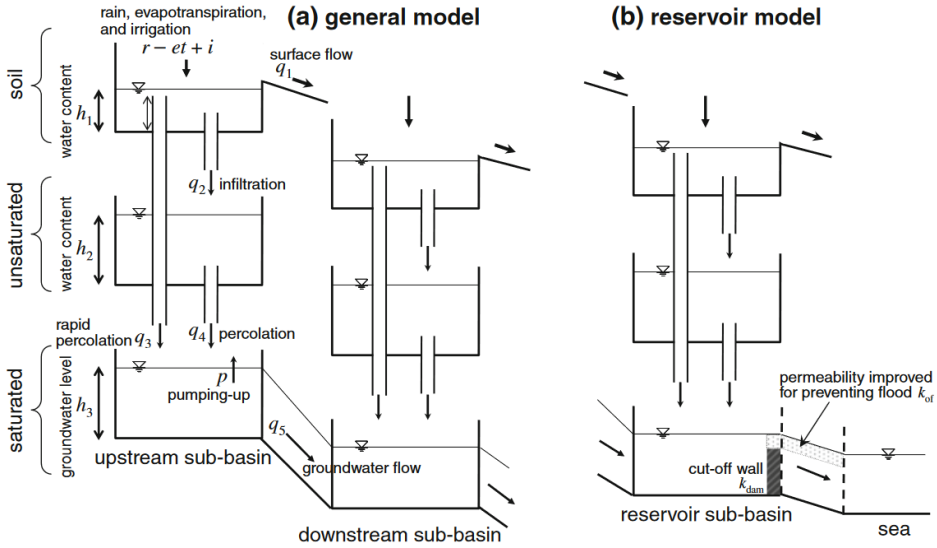


Illustration 37 : Exemple de modèles de type réservoir (Yoshimoto et al., 2013). Le schéma de gauche illustre l'imbrication de deux modèles de type réservoir. Le schéma de droite illustre un modèle de type réservoir en relation avec une barrière souterraine (« type cut-off wall »), à noter que l'eau peut ici s'écouler à travers la barrière et qu'elle s'écoule plus facilement vers l'aval si le niveau simulé dépasse l'altitude de la barrière.

Dans les trois études citées précédemment, les réservoirs sont imbriqués en série et trois réservoirs sont pris en compte : le sol, la zone non-saturée et l'aquifère (zone saturée) (Illustration 37). Les réservoirs sol de chaque sous-bassin sont alimentés par les précipitations et par l'eau en excès du réservoir sol du sous-bassin amont. Les réservoirs aquifères sont quant à eux alimentés par la percolation de l'eau sous le sol et la zone non-saturée et par un flux latéral en provenance du réservoir aquifère du sous-bassin situé en amont. Ce flux latéral souterrain est fonction de la différence de charge en les deux sous-bassins et suit une loi de Darcy (Illustration 37). Ce type de modèle avec des réservoirs en série est à base physique (équations basées sur des paramètres physiques de terrain). Si ces modèles sont plus rapides en temps de calcul qu'un modèle maillé et plus rapide à mettre en œuvre, ils peuvent être plus ou moins complexes étant donné le nombre total de paramètres qu'ils nécessitent. Malgré leur simplicité apparente, ces modèles reproduisent au premier ordre les variations piézométriques observées en différents points, sur une période d'observation assez courte néanmoins (~1 an). Les limitations de ces modèles ne sont pas évoquées.

2.7. TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DES BARRIERES PHYSIQUES SOUTERRAINES

Ce sous-chapitre est consacré au passage en revue des techniques permettant la construction de barrières physiques souterraines.

2.7.1. BPS a cœur d'argile

a) Fondements Théoriques/Applicabilité

Le cœur d'argile d'un barrage comme d'une BPS, souvent appelé « noyau » d'argile, est une composante essentielle des ouvrages en déblais/remblai. Ce noyau joue en effet un rôle fondamental dans l'imperméabilité de la structure.

Constitué principalement d'argile, ce noyau est conçu pour être extrêmement peu perméable à l'eau. L'argile est mélangée avec de l'eau pour obtenir la consistance appropriée (optimum de plasticité et de perméabilité), puis compactée soigneusement pour éliminer les poches d'air et en augmenter la densité. Le noyau d'argile est situé au centre de la BPS, entouré par des zones de transition et de protection constituées de matériaux plus grossiers comme du sable, du gravier ou des roches. Il s'étend jusqu'aux fondations de la BPS pour garantir une continuité dans l'imperméabilité avec le substratum (Illustration 38).

Le rôle principal du noyau d'argile est d'empêcher l'eau de s'infiltrer à travers la BPS, créant ainsi une barrière efficace pour retenir l'eau en amont. Bien qu'il ne soit pas le principal élément structurant de la BPS, il contribue à la stabilité globale de la structure en répartissant les pressions de l'eau et du sol. En empêchant l'eau de s'écouler malgré les forts gradients générés, le noyau d'argile réduit également les risques d'érosion interne, un processus qui pourrait affaiblir la structure et entraîner la ruine de l'ouvrage.

Lors de la construction, l'argile utilisée doit être de haute qualité, avec une faible teneur en sable et autres particules grossières, et posséder une bonne plasticité et cohésion. Elle est posée en couches successives d'épaisseur contrôlée et compactée à l'aide d'équipements spécialisés pour atteindre la densité nécessaire. Des contrôles réguliers sont effectués pour assurer que l'argile respecte les normes requises.

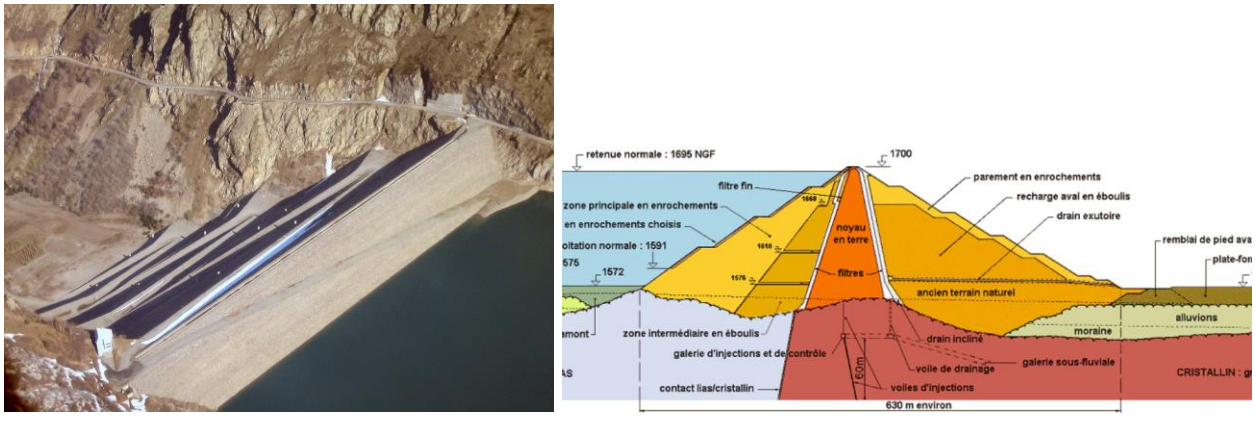


Illustration 38 : Vue d'un barrage poids de retenue (Grand Maison) et coupe schématique (Photo BETCGB, Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrage

b) Principe de construction et cout estimatif

La construction d'une BPS à cœur d'argile est un processus minutieux qui combine ingénierie, géotechnique et techniques de construction spécialisées.

La préparation commence par l'excavation. Cette phase implique le déblaiement de la végétation et des couches de sol superficiel, puis la création d'une dépression ou d'une fosse qui servira de fondation au barrage. La qualité des fondations est cruciale, car elles doivent supporter la structure de la BPS et éviter tout problème de stabilité.

L'élément central de la BPS, le cœur en argile, est ensuite construit. L'argile utilisée est mélangée avec de l'eau jusqu'à l'optimum de compaction (« optimum proctor »). Elle est ensuite déposée en couches successives sur le site préparé. Chaque couche est soigneusement compactée au rouleau compresseur. La compaction est essentielle pour éliminer les poches d'air et atteindre une densité suffisante pour garantir l'imperméabilité du noyau. Cette procédure est répétée jusqu'à ce que le cœur en argile atteigne la hauteur et l'épaisseur spécifiées dans les plans de conception.

Autour du noyau en argile, des matériaux de transition et de protection sont ajoutés. Les zones de transition, constituées de sable ou de gravier, servent à créer une interface entre le cœur en argile et les matériaux plus grossiers utilisés pour la construction des parois de la BPS. Ces matériaux permettent une distribution homogène des forces exercées par l'eau et contribuent à prévenir les défaillances structurelles.

Une fois la structure de la BPS quasi terminée, un système de drainage est intégré à l'aval pour drainer l'eau qui pourrait s'accumuler derrière la BPS permettant ainsi de réduire la pression interne. Ce drainage est crucial pour maintenir l'intégrité structurelle de la BPS à long terme.

Tout au long de la construction, des contrôles réguliers sont effectués pour vérifier la qualité de la compaction de l'argile et s'assurer que toutes les spécifications de conception sont respectées. Les ingénieurs surveillent attentivement la progression du chantier pour détecter et corriger tout problème potentiel.

Le coût de construction d'une BPS à cœur d'argile peut varier considérablement en fonction de plusieurs facteurs. Ces facteurs incluent la taille de la BPS, les caractéristiques spécifiques du site, les conditions géologiques, les exigences environnementales, et les matériaux utilisés :

- Taille et Hauteur de la BPS :

La taille de la BPS est un des principaux facteurs de coût. Plus la BPS est grande et profonde, plus les quantités de matériaux nécessaires et les travaux de terrassement seront importants, ce qui augmente les coûts. Le ratio coût/hauteur est de l'ordre de 10 pour ce type de solution (une BPS trois fois plus haute coutera trente fois plus cher).

- Conditions du Site :

Les caractéristiques géologiques et hydrologiques du site affectent directement le coût. Des conditions géotechniques compliquées, comme des sols hétérogènes ou des niveaux de nappes phréatiques élevées, nécessitent des études et des travaux supplémentaires pouvant multiplier par deux les temps et coût de réalisation.

- Qualité de l'Argile :

L'argile utilisée doit répondre à des objectifs spécifiques pour garantir l'imperméabilité et la durabilité. La qualité et la disponibilité de l'argile peuvent influencer les coûts en termes de transport ou de matériaux d'amélioration (liant hydraulique).

- Études et Permis :

Les études préliminaires (géotechniques, hydro(gé)logiques, environnementales) et les frais pour obtenir les permis nécessaires peuvent représenter une part significative du budget.

- Mesures Environnementales et Sociales :

Des coûts supplémentaires peuvent être associés à la gestion des impacts environnementaux et sociaux, comme la réhabilitation des sites ou la compensation pour les communautés locales.

- Estimation des Coûts :

Une répartition approximative des coûts pourrait se présenter comme suit :

- Études Préliminaires et Conception : 10 à 25%
- Préparation du Site : 15 à 30%
- Construction du Cœur en Argile : 25 à 40%
- Zones de Transition et de Protection : 15 à 25%
- Infrastructure Associée : 10 à 20%
- Gestion du Projet et Main-d'œuvre : 15 à 25%
- Mesures Environnementales et Sociales : 5 à 10%
- Contingences et Imprévus : 5 à 10%

Le coût total pour la construction d'un barrage cœur argile est généralement estimé en termes de coûts par mètre cube de remblai ou par mètre linéaire de barrage. Les chiffres peuvent varier, mais voici une estimation approximative :

- BPS de moins de 10 mètres de hauteur : les coûts peuvent varier de 30 à 60 euros par mètre cube de terrassement. Pour des projets de petite envergure, le coût total peut se situer entre 1 million et 5 millions d'euros.
- BPS de 10 à 30 mètres de hauteur : les coûts peuvent aller de 20 à 50 euros par mètre cube de terrassement. Le coût total pour ces projets peut varier de 5 millions à 50 millions d'euros, selon la complexité.
- BPS de plus de 30 mètres de hauteur : les coûts peuvent être de 15 à 40 euros par mètre cube de terrassement. Les projets de grande envergure peuvent coûter de 50 millions à plusieurs centaines de millions d'euros.

Ces estimations sont très générales et peuvent fluctuer en fonction des spécificités du projet et des conditions locales. Pour obtenir une estimation précise, il est nécessaire de réaliser une étude de faisabilité détaillée.

c) Avantages et inconvénients de la méthode

Les avantages des BPS en cœur d'argile sont les suivants :

- Efficacité de l'étanchéité : le cœur d'argile agit comme une barrière naturelle. Il est particulièrement efficace pour créer une zone à perméabilité très faible ;
- Moindre coût matériel : l'argile est un matériau relativement abondant et bon marché, ce qui permet de réduire les coûts de construction par rapport aux barrières en solution béton sur une faible profondeur ;
- Durabilité : les BPS en cœur d'argile, lorsqu'elles sont bien conçues et entretenues, peuvent durer plusieurs décennies, car l'argile, si elle est correctement imperméabilisée, offre une bonne résistance aux conditions climatiques et aux variations de niveaux d'eau ;
- Adaptabilité aux terrains irréguliers : ce type de barrière peut être utilisé dans des zones avec des reliefs irréguliers et des sols variés. Elle peut être construite avec des matériaux

locaux (si gisement d'argile à proximité) sans nécessiter en effet des terrains parfaitement plats ou spécifiques.

Inconvénients des BPS en cœur d'argile :

- Sensibilité à l'humidité et aux changements climatiques : l'argile peut se fissurer ou se compacter sous l'effet des variations de température ou de l'humidité. Si l'argile n'est pas correctement protégée contre l'érosion ou l'humidité excessive, cela peut entraîner des fuites et affecter l'intégrité de la barrière.
- Nécessité d'entretien constant : même si les barrages poids en cœur d'argile sont relativement robustes, un entretien régulier est nécessaire pour surveiller l'intégrité de la structure, vérifier l'absence de fuites et réparer les éventuelles fissures dans le noyau d'argile. Des inspections fréquentes sont essentielles pour garantir la sécurité à long terme du barrage.
- Limitations en termes de hauteur : les BPS en cœur d'argile peuvent avoir des limitations en termes de hauteur. Pour des BPS très profondes, les travaux de terrassements deviennent prohibitifs financièrement.
- Compromis sur la durabilité : bien que durables, les barrages en cœur d'argile peuvent, sur de très longues périodes, être vulnérables à des problèmes comme l'érosion sous l'effet de l'eau ou des vibrations. Cela peut demander des réparations coûteuses au fil du temps.

2.7.2. Rideau de palplanches

a) Contexte Théorique/Applicabilité

En général, les parois en palplanches peuvent être en acier, en béton préfabriqué, en aluminium, en bois ou encore d'autres matériaux (Pearlman, 1999 ; USEPA, 1984). Les palplanches sont assemblées avant l'installation et peuvent être enfoncées ou vibrées dans le sol (Illustration 39). Dans les deux cas, la palplanche est abaissée par sections de quelques pieds à la fois (Pearlman, 1999). Un avantage majeur de l'utilisation des parois en palplanches est qu'elles fournissent de la résistance (McMahon, 1995). Une paroi continue est construite en joignant les palplanches entre elles. Ces joints sont considérés comme la principale faiblesse de ce type d'aménagement (McMahon, 1995 ; Pearlman, 1999).



Illustration 39 : Installation de palplanche par vibro-hammer sur une berge (Arcelor-Mittal).

Les parois en palplanches traditionnelles sont largement utilisées pour les projets de génie civil, mais leur utilisation dans des applications géo-environnementales est limitée en raison des fuites entre les joints des panneaux (McMahon, 1995). Plusieurs conceptions innovantes ont été développées pour résoudre le problème des fuites entre les joints, y compris les serrures étanches capable d'atteindre des conductivités hydrauliques de moins de 10^{-8} cm/s (Pearlman, 1999, précédemment de Mutch et al., 1997) en scellant les joints entre chaque palplanche (Illustration 40).



Illustration 40 : Types de serrure étanches (Arcelor-Mittal).

Pour les joints de serrure qui doivent être étanchéifiés après la mise en place des palplanches, les autres méthodes d'étanchéité suivantes sont disponibles : les joints de serrure peuvent être rendus étanches ultérieurement, par exemple avec des cales en bois (effet de gonflement), du caoutchouc ou des cordons en plastique.

b) Installation / Processus et coûts estimatifs

Les parois en palplanches sont relativement faciles à installer et ne nécessitent pas d'excavation préalable. Les palplanches, généralement en acier, sont insérées dans le sol une par une par emboîtement. Les palplanches sont soit foncées, soit plus couramment vibrées ou battues jusqu'à la profondeur recherchée. Pour des profondeurs plus importantes, des palplanches supplémentaires sont simplement soudées aux palplanches déjà insérées dans le sol par sections de 12m. Si des joints étanchéifiables sont utilisés, les cavités des joints sont nettoyées de tous les sols et débris, puis un joint est injecté dans la cavité (Pearlman, 1999).

Une répartition approximative des coûts pourrait se présenter comme suit :

- Études Préliminaires et Conception : 10 à 25%
- Préparation du Site : 5 à 10%
- Installation du rideau : 40 à 60%
- Infrastructure Associée : 10 à 20%
- Gestion du Projet et Main-d'œuvre : 5 à 10%
- Mesures Environnementales et Sociales : 5 à 10%
- Contingences et Imprévus : 5 à 10%

Le coût d'installation des palplanches dépend de plusieurs facteurs, tels que la profondeur requise, l'équipement utilisé, le type de joint. En général, le coût d'un rideau en palplanches est estimé entre 160 et 260 euros/m². Ce tarif peut varier en fonction des spécificités du projet et des conditions locales.

c) Avantages/Inconvénients des murs en Palplanches

Avantages des Parois en Palplanches (Sharma et Reddy, 2004) :

- Une section endommagée de la paroi peut être facilement retirée et remplacée.
- Des profondeurs de 15 à 25 mètres peuvent être atteintes en fonction des conditions et de l'équipement.
- L'installation est très rapide par rapport à d'autres types de construction de murs de coupure.
- Ces murs ont de grandes résistances, ce qui est idéal pour la durabilité ou si un renforcement est nécessaire.
- Peu ou pas de matériaux de déchets sont générés pendant la construction.
- Le transport par diffusion est considérablement réduit.

Inconvénients des Parois en Palplanches (Sharma et Reddy, 2004) :

- Les parois en acier sont généralement sensibles aux sels et aux acides.
- Les fuites au niveau des joints peuvent être assez importantes pour les joints standards des palplanches.
- L'acier est très coûteux comparé à d'autres matériaux de construction.
- Les palplanches peuvent être difficiles à enfoncer si des rochers sont présents et également difficiles à ancrer dans des couches à faible perméabilité.
- Les parois en palplanches standard n'ont généralement pas de valeurs de conductivité hydraulique supérieures à 10^{-7} cm/s.

2.7.3. Paroi en coulis : « Slurry wall » ou « diaphragm wall »

a) Fondements théoriques/applicabilité

Les parois en coulis de bentonite, aussi appelées « paroi moulée » ou « slurry wall » ou « diaphragm wall » en anglais, sont utilisées pour étancher des secteurs sous nappes pour la réalisation de travaux, pour contenir ou détourner les eaux souterraines contaminées, détourner le flux des eaux souterraines non contaminées des sites contaminés et/ou fournir une barrière pour un système de traitement des eaux souterraines (Van Deuren et al., 2002).

En général, les parois en coulis consistent en une tranchée verticale creusée le long du périmètre d'un site, cette tranchée est ensuite remplie de boue bentonitique pour le soutien, puis remblayée avec un mélange de matériaux à faible perméabilité, de $1x10^{-6}$ cm/s ou moins (Illustration 41). Les trois principaux types de parois de coulis sont le sol-bentonite, le ciment-bentonite et le sol-ciment-bentonite (voir sections 2.4.2 à 2.4.4 pour les détails). Selon le type, le remblayage peut contenir un mélange de bentonite, d'autres argiles, de ciment, de cendres volantes, de laitier de haut fourneau broyé, entre autres (Pearlman, 1999).



Illustration 41 : Exemple de paroi en coulis pour étancher un bassin de rétention au Maroc (Pearlman, 1999).

Les parois de coulis bentonite sont utilisées comme solution à long terme pour le contrôle des infiltrations depuis plus de 50 ans en France comme à l'étranger, et ont démontré leur efficacité au point qu'elles sont considérées comme des barrières de référence. Par conséquent, les exigences, l'équipement et les pratiques pour la conception et l'installation sont bien définis et les entreprises spécialisées rivalisent d'ingénierie dans la conception des parois et leur réalisation.

La configuration verticale la plus efficace des parois en coulis de bentonite pour les BPS est une solution ancrée, où le mur est ancré à environ 1m dans une couche à faible perméabilité, telle que l'argile ou le substratum rocheux, fournissant une fondation avec un potentiel de fuite minimal.

- Les facteurs dimensionnants qui doivent être finement évalués avant de concevoir le mur de bentonite sont(cf. Pearlman, 1999):
  - La perméabilité maximale autorisée ;
  - Les gradients hydrauliques anticipés, notamment en pied d'ouvrage;
  - La résistance requise du mur ;
  - La disponibilité et la qualité de la bentonite à utiliser ;
  - Les limites d'éventuelles contaminations ;

- La compatibilité des éventuels contaminants en contact avec le matériau du mur de bentonite ;
- Les caractéristiques du matériau de remblayage ;
- Le terrain et la configuration physique du site.

- Avantages et inconvénients des parois de coulis en bentonite :
  - Elles peuvent atteindre des valeurs de conductivité hydraulique inférieures à 10^{-7} cm/s.
  - C'est le type d'écran peu perméable le plus courant.
  - En raison du fait que les exigences et les pratiques sont bien maitrisées en Europe et en France, elles sont installées rapidement.
  - Elles peuvent atteindre des profondeurs allant jusqu'à 80 m.
  - C'est la seule méthode qui permet l'inspection visuelle du matériau d'ancrage et donc l'assurance de la profondeur d'ancrage pendant la construction.
  - Les profondeurs supérieures à 20 m nécessitent un équipement spécialisé.
  - Une grande aire de travail pour les processus d'excavation, le stockage des sols excavés, le mélange de bentonite, le stockage des matériaux, etc., est nécessaire.
  - Il est difficile de garantir l'intégrité physique et la continuité du mur.

- Mise en place sur le terrain / processus Impliqués

Un des inconvénients les plus significatifs de la construction de parois de bentonite est l'installation sur le terrain, qui est très extensive. Les principales étapes de construction impliquées dans l'installation d'une tranchée de bentonite comprennent la planification et la mobilisation, ou pré-construction, la préparation du site, le mélange et l'hydratation de la bentonite, l'excavation du sol, la préparation du remblai, la mise en place du remblai, le nettoyage du site et la remise en état du site.

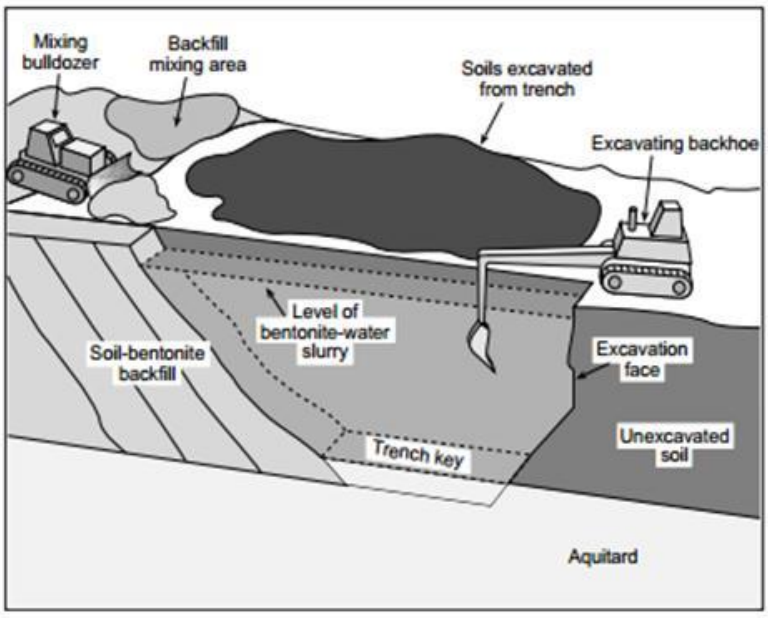


Illustration 42 : Composants typiques de la réalisation des parois et tranchées en coulis bentonitiques (Pearlman, 1999).

Le site retenu doit être assez grand pour accueillir les différentes zones de mélange, le stockage des sols excavés, la machinerie lourde, etc. Les composants de construction d'une tranchée de bentonite typique sont illustrés sur l'Illustration 42. Les types de contraintes physiques typiques affectant la construction des parois en coulis de bentonite sont répertoriés ci-dessous :

- Equipements spéciaux si d'anciennes fondations sont à détruire
- Accessibilité pour les grands équipements (grues, mats, …)
- Difficultés pour creuser les matériaux hétérogènes et les blocs métriques
- Limites de températures pour les parois en sol bentonite
- Accessibilité et consommation d'eau

b) Parois en Sol-Bentonite

- Fondements théoriques / applicabilité

Les parois en sol-bentonite (SB) sont la technique de confinement la plus largement utilisée aux États-Unis (Katsumi et al., 2009 ; Pedretti et al., 2012). Comme le suggère le nom, ils sont construits en mélangeant une boue de bentonite avec le sol excavé ; du matériel emprunté supplémentaire ou de la bentonite sèche peut être ajouté au mélange afin de répondre aux exigences de conception. Des additifs peuvent également être ajoutés au remblai pour augmenter la capacité de sorption.

La bentonite offre une haute capacité de sorption, une nature thixotrope, une grande dispersibilité, une forte plasticité et une faible perméabilité (Katsumi et al., 2009). L'Illustration 43 montre la conductivité hydraulique de ce type de mélange en fonction du pourcentage de fines et de la fraction grossière du remblai. Cependant, Katsumi et al. (2009) suggèrent que pour promouvoir l'application des parois de sol-bentonite, plusieurs problèmes doivent être résolus, tels que "*l'obtention d'une qualité de construction supérieure et la compréhension de la compatibilité chimique*".

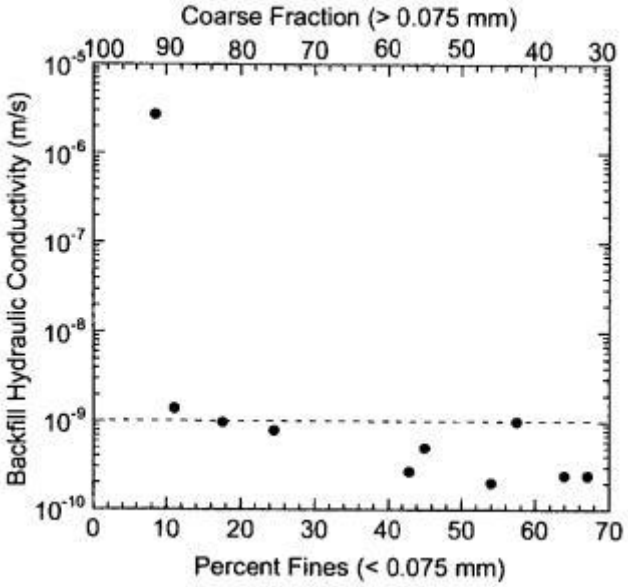


Illustration 43 : Conductivité hydraulique des remblais en sol-bentonite en fonction de la fraction fine et grossière du remblais (Katsumi et al., 2009).

La conductivité hydraulique des matériaux à base de bentonite peut être en effet est affectée par les composants chimiques de l'encaissant. Il a été observé et reporté que la bentonite ne gonfle pas et/ou rétrécit en présence de solutions inorganiques ou de certains composés organiques. Dans le cas de solutions inorganiques contenant des cations polyvalents, la conductivité hydraulique peut être augmentée, même à de faibles concentrations (Katsumi et al., 2009). Par conséquent, sa compatibilité chimique doit être évaluée dans les conditions données sur le terrain.

- Cout (Pedretti et al., 2012)

En 2011, le coût variait de 75 à 80 €/m², cependant ces coûts n'incluent pas les coûts nécessaires pour les analyses chimiques, les tests de faisabilité ou de compatibilité. Par conséquent, le coût varie en fonction des conditions du site, du type de bentonite/remblai, de la profondeur, entre autres, et du prix de la machine à benne utilisée. Un coût en 2024 serait de l'ordre de 100 à 120€/m² pour des profondeurs n'excédant pas 12m.

- Avantages et inconvénients (Pedretti et al., 2012) :
    - Parmi les parois de bentonite, c'est la plus économique ;
    - Dans la plupart des cas, il est possible de réutiliser tout ou la plupart des matériaux excavés pendant le mélange ;
    - Les techniques de construction sont bien maitrisées par les MOA et entreprises ;
    - Les conductivités hydrauliques typiques sont de l'ordre de 10^{-7} cm/s, mais peuvent être abaissées à 5 x 10^{-9} cm/s.
    - L'installation nécessite une excavation, produisant ainsi des quantités importantes de déblais qui doivent être stockés, et nécessite une zone de mélange ;
    - Les cycles de mouillage/séchage et de gel/dégel peuvent causer une détérioration de l'excavation et de la paroi ;
    - Cette configuration est limitée aux parois verticales ;
    - L'évaluation des performances est difficile ;
    - Il est difficile d'assurer un emplacement correct ;
    - Peut se dégrader avec le temps en raison des contaminants dans le sol, par exemple :
        - La silice et l'aluminium dans la bentonite et/ou le sol peuvent se dissoudre en présence d'acides organiques et inorganiques forts (pH>10), augmentant la porosité de la barrière ;
        - Les sels inorganiques et certains composés organiques neutres polaires et non polaires provoquent le rétrécissement des particules d'argile bentonitique.

c) Parois de Coulis de Ciment-Bentonite

- Fondements théoriques / applicabilité

Les parois de coulis de ciment-bentonite (CB) sont couramment utilisés comme barrières verticales en Europe, en particulier pour le contrôle des infiltrations et les fouilles blindées et étanches. Initialement utilisés pour exclure l'eau, leur utilisation s'est étendue au contrôle de la migration des contaminants. À l'origine, pour les parois CB, le ciment était mélangé avec le coulis de bentonite avant de remplir la tranchée. Les premiers essais avec les parois de coulis CB ont rencontré des problèmes car la bentonite et le ciment commencent à réagir lorsqu'ils sont mélangés ensemble, le coulis devenait non homogène et instable, et en raison de la floculation

et de la sédimentation, la phase solide et la phase liquide se séparaient. Par conséquent, la bentonite et le ciment sont désormais mélangés ensemble sous forme de poudre. Ces poudres sont disponibles sous forme de produits commerciaux (Koch, 2002).

Les parois CB sont utilisées si une plus grande résistance structurelle est nécessaire, s'il y a une incompatibilité chimique entre la bentonite et les contaminants du site, s'il manque de sol pour le remblai, si l'espace disponible pour le mélange du remblai est insuffisant et/ou pour des applications sur des pentes raides où la résistance au cisaillement des parois est un problème (Van Deuren et al., 2002). Le ciment le plus couramment utilisé est le ciment Portland. Bien que le CB confère une résistance à la paroi, il augmente également la perméabilité de la BPS jusqu'à 10^{-5}-10^{-6} cm/s, ce qui pose un problème car la perméabilité requise typique est de 10^{-7} cm/s dans de nombreux projets de BPS. Cependant, des additifs, tels que le laitier de haut fourneau, peuvent être incorporés au ciment afin de réduire la perméabilité à 10^{-7}-10^{-8} cm/s. Un autre problème rencontré avec les parois CB vient de possibles contaminants qui peuvent affecter leur durabilité et leur performance à long terme. L'ajout de cendres volantes peut réduire la dégradation du béton.

- Cout (Pedretti et al., 2012)

En 2011, Le coût varie de 125 à 200€/m² pour une barrière de 0.5 m de large et de moins de 30 m de haut.

- Avantages et inconvénients (Pedretti et al., 2012)
  - Cette configuration offre une résistance plus élevée que les parois SB.
  - Les boues auto-durcissantes ne nécessitent pas de remblai, ce qui permet de construire des parois CB dans des zones d'accès limité et à un coût inférieur.
  - Peut être utilisé sur des pentes raides avec un sol instable.
  - Peu ou pas de boue est déplacée.
  - Il est difficile d'assurer la continuité des panneaux.
  - Certains mélanges peuvent avoir une perméabilité indésirablement élevée (par exemple, le ciment Portland peut affecter négativement le gonflement de l'argile bentonite).
  - Il est souvent difficile d'obtenir une perméabilité suffisamment basse.
  - Des fissures dues au retrait, au stress thermique et aux cycles de mouillage/séchage peuvent se produire.

d) Parois de Boue de Sol-Ciment-Bentonite

Les parois de boue de sol-ciment-bentonite (SCB) sont une combinaison des parois SB et CB. Un avantage des parois SCB est qu'elles offrent une résistance similaire aux parois CB tout en offrant une conductivité hydraulique similaire aux parois SB. Elles sont aujourd'hui largement utilisées pour les parois moulées qui ne nécessitent pas d'excavation et ferraillage, comme la plupart des BPS.

2.7.4. Barrière en géomembrane

a) Contexte Théorique/Applicabilité

Les géomembranes sont utilisées dans les applications de murs verticaux depuis les années 1980. En raison des préoccupations concernant l'intégrité ou l'étanchéité des « slurry wall » (paroi en coulis), les géomembranes ont été utilisées comme une stratégie complémentaire aux murs en boue standard, fournissant une structure de confinement plus complète. Cependant, les géomembranes ont également été utilisées seules comme une technologie distincte (Koerner & Guglielmetti, 1995 ; Thomas & Koerner, 1996).

Le polyéthylène haute densité (PEHD) est le matériau le plus couramment utilisé en raison de sa très faible perméabilité à l'eau et à une variété d'autres produits chimiques. De plus, il a été largement utilisé dans d'autres applications géotechniques et est donc facilement disponible sur le marché. Cependant, le PEHD ne fournit pas assez de rigidité pour enfoncer directement le matériau dans le sol. Par conséquent, dans les cas où un enfoncement direct est nécessaire, le polychlorure de vinyle (PVC) peut être utilisé comme alternative.

L'Illustration 44 montre une résistance qualitative des géomembranes en PEHD à plusieurs produits chimiques. Les hydrocarbures concentrés, en particulier les chlorés et les aromatiques, peuvent entraîner une perte de la résistance à la traction allant jusqu'à 30 %, bien qu'il ait été observé que ce comportement est réversible lorsque les composés sont autorisés à s'évaporer (Thomas & Koerner, 1996). Certains facteurs influençant le taux de perméation à travers la membrane incluent la concentration chimique, la température et l'épaisseur de la feuille.

Aromatic Compounds		*Inorganic Contamination*	
Benzene	+	NH_4	++
Ethylene Benzene	++	Fluorine	++
Toluene	+	CN	++
Xylene	++	Sulphides	++
Phenol	++	PO_4	++
Polycyclic Hydrocarbons		*Other Sources of Contamination*	
Naphthalene	++	Tetrahydrofurane	+
Anthracene	++	Pyrides	++
Phenanthrene	++	Tetrahydrothiophene	++
Pyrene	++	Cyclohexanone	++
Benzopyrene	++	Styrene	++
		Petrol	++
		Mineral Oil	++
Chlorinated Hydrocarbons		*Pesticides*	
Chlorobenzenes	+	Organic Chlorine	
Chlorophenols	++	Compounds	++
PCBs	++	Pesticides	++

Key: ++ Good Resistance
+ Average Resistance

Illustration 44 : Résistance des membranes HDPE aux différents polluants des nappes (Thomas & Koerner, 1996).

b) Installation/processus et couts estimatifs

Les géomembranes peuvent être utilisées seules pour former une barrière verticale ou en duo avec d'autres technologies telles que les « slurry wall » (paroi en coulis). Les murs en géomembrane sont généralement construits à partir de panneaux emboîtables mais peuvent également être déroulés dans une tranchée pour former un mur continu. Un schéma combinant géomembrane et paroi en coulis est souvent retenu (cf. Illustration 45). Les méthodes typiques utilisées pour la construction de BPS en géomembrane sont listées dans le

Tableau 1 et le Tableau 2 et incluent l'utilisation d'une machine à paroi moulée, des plaques insérées par vibration, en slurry wall, et vibrée (Evans, 1995 et Pearlman, 1999).

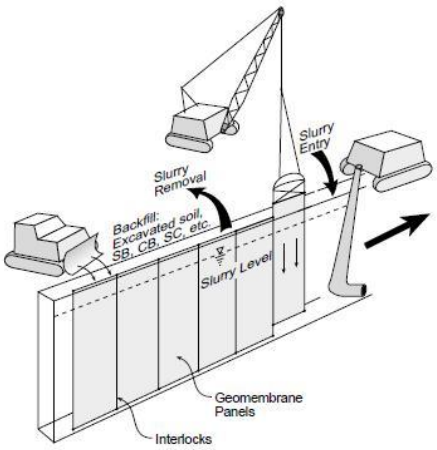


Illustration 45 : Schéma d'implantation de géomembrane dans les BPS (Evans 1995).

Méthode ou technique	Configuration de géomembrane	Support de tranchée	Dimension de tranchée [mm]	Profondeur type [m]	Comblement type
Pelleteuse	Continue	non	300-600	1,5-4,5	sable ou sol en place
Vibro-fonceur	Panneaux	non	100-150	1,5-6	sol en place
Paroi de coulis	Panneaux	boue/coulis	600-900	sans limite	varié: sol, bentonite, ciment, mix
Tranchée segmentée	Panneaux ou continue	non	900-1200	3-9	sable ou sol en place
Poutre vibrante	Panneaux	boue/coulis	150-220	sans limite	sol, bentonite, ciment, coulis

Tableau 1 : Évaluation Générale des Géomembranes en tant que Barrières Verticales (Rumer et al., 1996, tel que présenté par Pearlman, 1999).

Méthode ou technique	Cout [€/m²]	Avantages	Inconvenients
Pelleteuse	30-70	sans soudure rapide sans coulis	faible profondeur limité par le sol stabilité tranchée
Vibro-fonceur	40-100	Rapide tranchée étroite sans dechets sans coulis	limité par le sol risque de contrainte risque fond de fouille
Paroi de coulis	70-210	sans contraintes methode conventionnelle choix de comblement	coulis obligatoire flottaison membrane temps d'installation
Tranchée segmentée	220-250	soudure possible inspction visuelle sans contraintes sans coulis	faible profondeur limité par le sol temps d'installation
Poutre vibrante	250-350	tranchée étroite sans déchets sans contraintes coulis ciment bentonite	coulis obligatoire limité par le sol temps d'installation

Tableau 2 : Comparaison des méthodes et des coûts d'installation des géomembranes en tant que Barrières Verticales (Rumer et al., 1996, tel que présenté par Pearlman, 1999).

Une répartition approximative des coûts pourrait se présenter comme suit :

- Études Préliminaires et Conception : 10 à 25%
- Préparation du Site : 5 à 10%
- Installation de la membrane : 50 à 65%
- Infrastructure Associée : 5 à 10%
- Gestion du Projet et Main-d'œuvre : 5 à 10%
- Mesures Environnementales et Sociales : 5 à 10%
- Contingences et Imprévus : 5 à 10%

c) *Avantages/Inconvénients des murs en Géomembrane (Koerner & Guglielmetti, 1995 ; Ressi & Cavalli, 1985 ; Thomas & Koerner, 1996)*

- Peut garantir une continuité de valeurs de conductivité hydraulique extrêmement faibles (jusqu'à 10^{-12} cm/s), lorsque les connexions entre les joints sont bien réalisées.
- Résistance chimique accrue, y compris aux solvants organiques.
- Difficile de garantir une installation de qualité, nombreux contrôles requis.
- Pas assez rigide pour être enfoncé directement dans le sol comme les palplanches.

2.7.5. Parois de coulis Injecté

a) Fondements théoriques / applicabilité

La technologie d'injection consiste généralement à injecter un matériau fluide à une certaine pression dans le sol ou la roche afin de diminuer la perméabilité et/ou renforcer la cohésion. Les barrières injectées présentent une perméabilité plus élevée que d'autres techniques telles que les parois de boue ou les géomembranes, et ont donc été utilisées moins fréquemment. Elles sont capables d'étendre l'ancrage par rapport à d'autres types de barrières, comme les parois de boue, à travers la roche mère dans des situations où l'équipement d'excavation standard n'est pas adéquat ou est trop coûteux.

Les parois de coulis injecté sont généralement formées par des colonnes de coulis qui se chevauchent et forment une seule rangée. Des rangées supplémentaires peuvent être ajoutées pour assurer l'efficacité du mur. La capacité du sol à recevoir le coulis est connue sous le nom de « groutabilité ». Ce paramètre dépend de la perméabilité du sol et de la viscosité du coulis : les boues à viscosité plus élevée conviennent mieux aux sols à forte perméabilité. Le Tableau 3 montre la relation entre la perméabilité du sol et sa groutabilité.

Perméabilité de l'encaissant(cm/s)	Type de sol	Groutabilité
> 10^{-1}	Gravier	Très bonne
10^{-1} à 10^{-2}	Sable grossier	Bonne
10^{-2} à 10^{-3}	Sable moyen	Moyenne
10^{-3} à 10^{-4}	Sable fin	Limite pour injection avec boue
< 10^{-4}	Limite pour injection	Non recommandé

Tableau 3 : Relation entre la Perméabilité du Sol et l'Injection (Karol 1990 in Voss et al., 1994 présenté par Pearlman 1999).

Ce tableau illustre comment la perméabilité du sol influence la faisabilité de l'injection, avec des sols à perméabilité plus élevée étant plus aptes à recevoir des boues à viscosité plus élevée.

b) Avantages et inconvénients des Parois en coulis Injecté (Sharma & Reddy, 2004)

- Les profondeurs supérieures à 60 m peuvent être atteintes.
- Idéal pour les situations impliquant de la roche fracturée.
- Peu de déchets sont générés.
- Cette configuration implique des coûts plus élevés.
- Des valeurs de conductivité hydraulique relativement élevées sont obtenues.

2.7.6. Paroi en Injection Haute Pression : « JET GROUTING »

a) Fondements théoriques / applicabilité

Devant les limites d'injection des parois de coulis injecté, une solution d'injection à haute pression a été développée (Illustration 46). Les méthodes d'injection à jet haute pression peuvent inclure un système à une buse (injection de coulis seul), un système à deux buses (injection de coulis et d'air) ou un système à trois buses (injection de coulis, d'air et d'eau). Généralement, le coulis est composé de ciment Portland ou de ciment-bentonite et peut inclure d'autres argiles et silicates. Étant donné que ces matériaux peuvent ne pas être chimiquement compatibles avec l'encaissant ou d'éventuels polluants, ils peuvent se fissurer et/ou ne pas être durables.

Par conséquent, des coulis polymères sont également utilisés. Les coulis polymères sont résistants aux radiations, ainsi qu'aux environnements acides et alcalins.

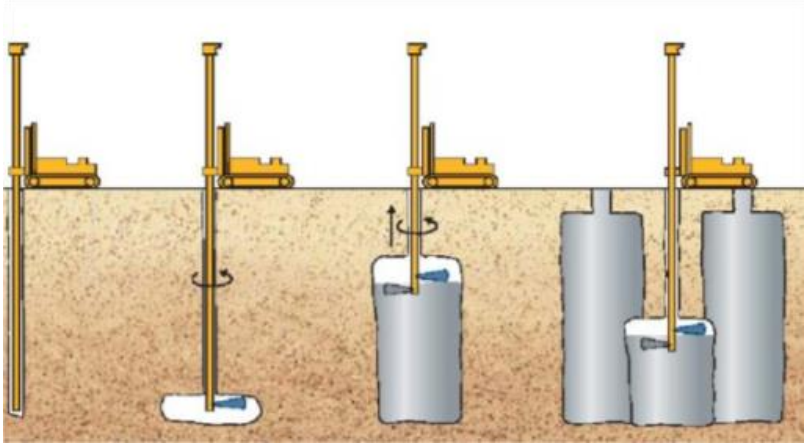


Illustration 46 : Schéma d'opération jet grouting par colonne (Bauer).

En général, cette technique injecte le mélange de coulis à très haute pression et vitesse (170-200 bar et 240-300 m/s, respectivement) directement dans les espaces poreux du sol ou de la roche. Le coulis injecté découpe, remplace et mélange le sol en place, détruisant la structure du sol et formant une masse homogène. Au fur et à mesure que la tige est retirée et que le coulis est injecté, une colonne se forme. Chaque fois que la tige est insérée de manière que chaque colonne intersecte la suivante, formant ainsi un mur ou un rideau continu.

Pearlman (1999) suggère que cette méthode peut être appliquée à des sols allant du gravier à l'argile, cependant les propriétés du sol peuvent altérer le diamètre de la colonne de coulis et l'efficacité (illustration 47), car l'injection à jet est moins efficace dans l'argile que dans le sable. L'injection à haute pression semble être un moyen rentable de placer des barrières physiques dans des sols instables, près des fondations et autour des obstructions souterraines.

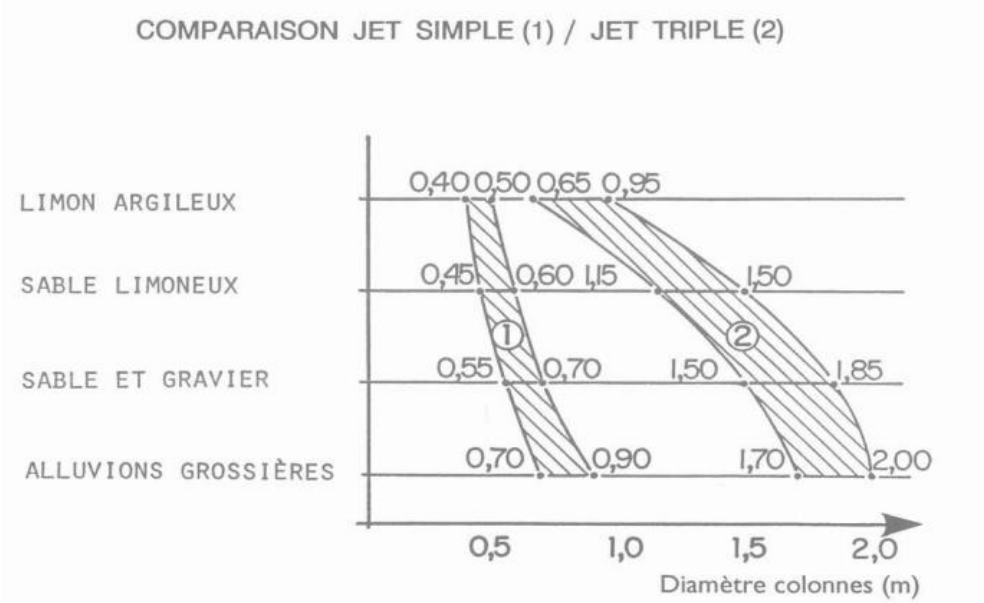


Illustration 47 : Comparaison des diamètres de colonnes atteints selon les milieux encaissants (Bauer).

b) Coût

En 2024, le coût varie de 250 à 300 € du mètre linéaire de colonne réalisée, sans tenir compte des couts annexes liés aux aménagements de chantier, mise en station etc…

c) Avantages et inconvénients (Mutch et al., 1997 ; Dwyer, 1998 tels que présentés par Pearlman, 1999)

- L'injection à jet peut stabiliser une grande variété de types de sols allant du gravier aux argiles lourdes.
- À partir d'un petit diamètre de forage, de grandes colonnes ou panneaux de grands diamètres peuvent être créés.
- Installa possible à des profondeurs allant jusqu'à 45– 60m.
- Peut-être foré sur n'importe quel angle, formant à la fois des barrières de contrôle de l'eau verticales et horizontales.
- L'outil d'injection à jet est mobile, permettant le forage avec rotation et percussion.
- Le marteau de percussion en fond de trou (MFT) couplé au train de tige entraîne des alignements de forage plus fiables (droits et parallèles), des taux de forage plus rapides et une opération plus silencieuse.
- Les équipementiers innovent sur l'injection de multiples fluides ou gaz.
- Difficulté d'assurer la continuité des panneaux (la verticalité est cruciale pour éviter les espaces entre les panneaux).
- Les forages peuvent se désaligner.
- L'obstruction de la buse d'injection peut poser problème.
- Les différents types de sols et densités affectent la capacité d'injection.
- Les espaces entre les panneaux ou les zones minces peuvent entraîner des fissures.
- La pression et le volume d'injection doivent être étroitement surveillés.

2.7.7. Parois en Mélange de Sol (« Soil mixing » ou DSM)

a) Fondements théoriques / applicabilité

Les parois en mélange de sol consistent en des colonnes chevauchantes créées par une série de grandes tarières contrarotatives mélangeant le terrain en place *in situ* avec un coulis de faible perméabilité, créant ainsi une colonne de sol traité. Ce coulis est injecté à travers les tarières, produisant une masse dure qui agit ensuite comme une barrière (Pearlman, 1999). Les types de coulis varient en fonction des conditions du site, de manière similaire aux parois de coulis et de coulis injecté. Les matériaux courants pour le coulis incluent la bentonite, le ciment, la chaux, les cendres volantes, entre autres (Pearlman, 1999). Un mur continu peut être construit si les colonnes individuelles se chevauchent.

b) Mise en place sur le terrain / processus impliqué

Le mélange de sol nécessite généralement l'utilisation d'une foreuse équipée d'une ou de plusieurs tarières mélangeuses. L'Illustration 48 (droite) montre un panneau de trois tarières contrarotatives (machine DSM). Pendant que le sol est mélangé, des matériaux tels que le ciment et la bentonite sont injectés pour créer un panneau de faible conductivité hydraulique. Les panneaux suivants se chevauchent ensuite pour créer un mur continu.



Illustration 48 : Différents types de machines utilisés pour la mise en place de parois en « Mélange de Sol » : benne preneuse (gauche), hydrofraise (milieu) et DSM (droite) - (Bauer).

c) Coût

Le cout varie en fonction des caractéristiques du sol et du matériau de coulis utilisé. Par exemple, le sol-ciment est plus cher que le sol-bentonite (Rumer et al., 1996). Voici quelques estimations des coûts :

- 100 à 200 €/m² vertical.
- Le coût varie de 60 à 150 €/m² pour un mélange jusqu'à 30 m et de 150 à 300 €/m² pour un mélange de 30 à 60 m de profondeur.

d) Avantages et inconvénients des Parois en Mélange de Sol

- Ces parois peuvent avoir des valeurs de conductivité hydraulique inférieures à 10^{-7}cm/s.
- Peu de déchets sont générés pendant la construction du mur.
- La construction peut avoir lieu dans des zones relativement confinées.
- Tout type de déchet peut être contenu tant qu'un « réactif chimique ou physique est applicable ».
- Ne nécessite pas de fouille ouverte.
- Coût relativement faible par rapport à l'injection à jet.
- Le bas du mur ne peut pas être inspecté pour garantir un ancrage correct.
- Le sol dur ou les gros rochers dans le sous-sol limitent la capacité de forage.
- La continuité du mur est difficile à assurer en raison de l'utilisation de nombreux trous ou panneaux interconnectés.
- La quantité de bentonite ajoutée au sol est limitée.
- Profondeur maximale de forage limitée à 30 m en standard et 60 m au maximum.

2.7.8. Congélation des sols

La congélation des sols en géotechnique est un procédé utilisé pour modifier temporairement les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols, principalement dans les projets de construction ou d'ingénierie situés dans des zones où les sols sont meubles ou instables, ou encore dans les situations où des travaux doivent être réalisés dans des conditions difficiles en souterrain, principalement sous nappe. Cette solution qui a pour principal avantage la réversibilité est donc toute dédiée dans une optique d'expérimentation de BPS.

a) Méthodes de congélation

Ce procédé repose sur l'introduction de froid afin de geler l'eau contenue dans le sol, ce qui modifie ses caractéristiques de manière significative, apportant de la cohésion mais surtout réduisant fortement la perméabilité du terrain.

b) Mise en place sur le terrain / processus impliqué

- Systèmes de forages verticaux : des tubes sont enfoncés dans le sol avec ou sans forage au préalable, à travers lesquels un fluide frigorigène circule, souvent de la saumure ou un autre fluide caloriporteur, créant des colonnes de glace autour de ces tubes. Ces colonnes de glace auront pour effet de bloquer localement les écoulements dans l'aquifère.
- Systèmes de congélation par injection de fluide : des fluides réfrigérants sont injectés directement dans les couches de sol pour créer une barrière de glace. Cette solution est principalement utilisée pour les soutènements en zone désaturée.
- La congélation rapide des sols à l'azote liquide : l'azote est un gaz non toxique, non inflammable et un composant de l'air jusqu'à proportion de 78%. En tant que gaz liquéfié à très basse température, l'azote a une température de -196°C à 1 bar. L'azote liquide est apporté sur chantier par des camions citernes spéciaux et stockés au sein de réservoirs. Il est introduit à l'intérieur des tubes de congélations desquels il s'échappe sous forme gazeuse dans l'atmosphère après s'être réchauffé au contact du sol. Le sol est ainsi congelé brutalement (Illustration 49).

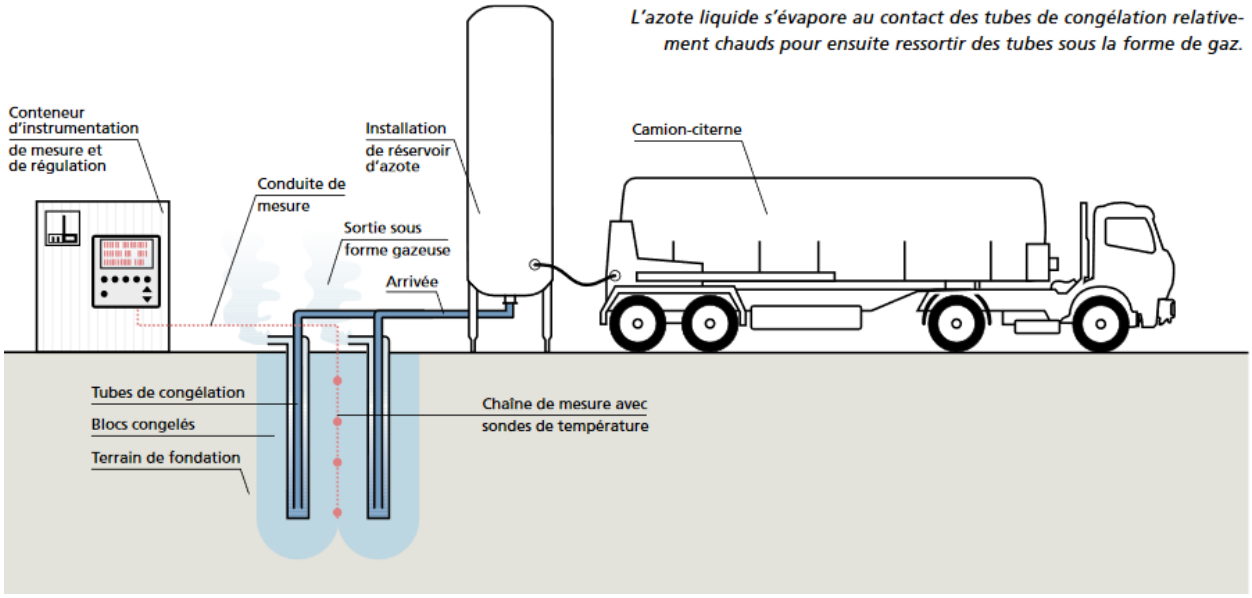


Illustration 49 : MAX BOGL Principe de la congélation à l'azote liquide (Max Bogl).

- La congélation lente à la saumure (Illustration 50) : la saumure est une solution saline aqueuse utilisée comme fluide frigorifique refroidie à des températures entre -25°C et -35°C. Cette solution circule en circuit fermé entre les tubes de congélation au contact du sol et les groupes de réfrigération qui assurent sa température négative. Comme son nom l'indique et en opposition avec l'azote liquide, cette méthode nécessite délai assez long avant que les noyaux congelés autour de chaque tube de congélation se réunissent.

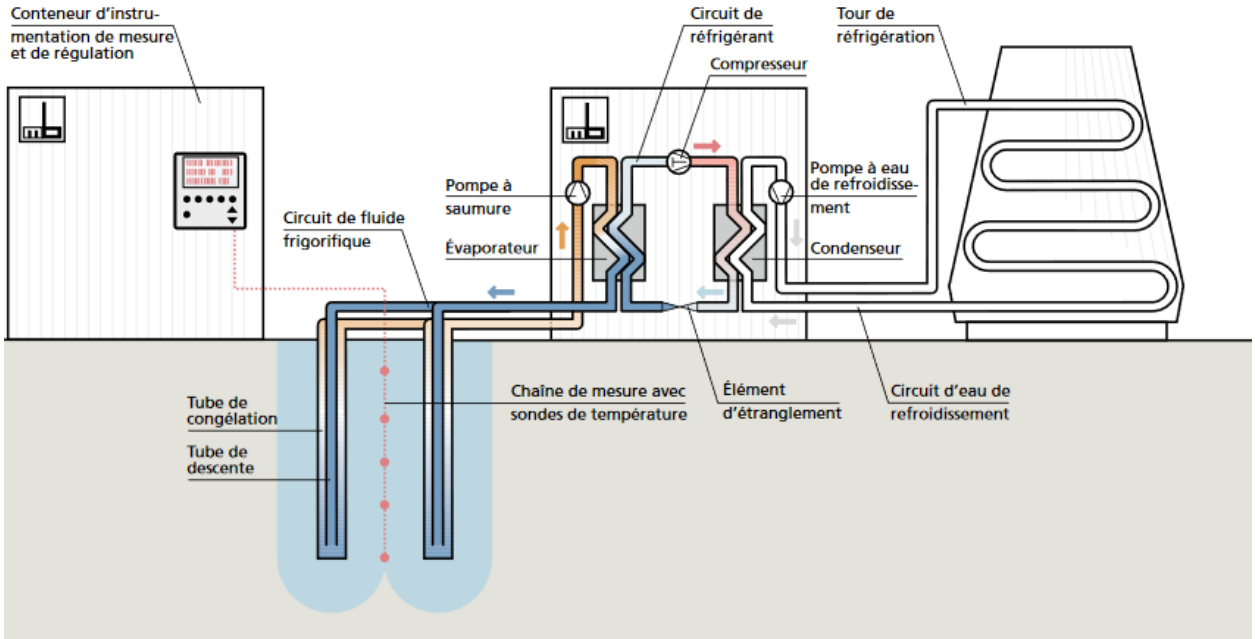


Illustration 50 : MAX BOGL Principe de la congélation à la saumure (Max Bogl).

c) Coût

Le cout de cette solution est presque uniquement imputable à la consommation énergétique du système de refroidissement du fluide caloriporteur dans le cas de la saumure, ou du cout et du transport de l'azote liquide.

d) Avantages et inconvénients des solutions de congélation

- Stabilité temporaire du sol : la congélation des sols permet de stabiliser temporairement des terrains instables ou meubles. Cela peut être particulièrement utile dans le cas de fouilles profondes ou dans des sols avec des niveaux de nappes phréatiques élevés.
- Gain de temps : cette technique peut permettre d'accélérer certains travaux en évitant des interventions complexes comme le drainage ou l'injection de résines, et peut être utilisée dans des situations urgentes où il est nécessaire de stabiliser rapidement un terrain.
- Réversibilité : une fois le processus de congélation interrompu, le sol reprend sa consistance initiale.
- Coût élevé : la congélation des sols nécessite des équipements spécialisés (forage de sondes pour injecter des fluides réfrigérants, gestion de la température, etc.) et de l'énergie pour maintenir les conditions de congélation. Cela peut entraîner des coûts significatifs, particulièrement dans les grands projets.
- Limité dans le temps : la congélation n'est qu'une solution temporaire. Cela peut poser des problèmes de durabilité.
- Perturbation des sols environnants : la congélation peut dans certaines conditions de sols provoquer des perturbations dans les sols voisins, notamment en termes de tassement ou d'altération du terrain. Cela peut être problématique si le site est proche de structures existantes.
- Difficulté à contrôler la température : maintenir une température uniforme et constante à travers de grandes surfaces de sol peut être difficile. Des variations de température peuvent compromettre la stabilité de la congélation et, par conséquent, la fiabilité de la technique.
- Impact environnemental : la variation de température peut avoir des effets secondaires sur la faune et la flore environnantes.

2.7.9. Biocalcification des sols

a) Fondements théoriques / applicabilité

La biocalcification des sols est une solution innovante pour stabiliser ou renforcer les sols. Elle utilise des processus biologiques, comme la précipitation de carbonate de calcium, induits par des micro-organismes (généralement des bactéries du type *Sporosarcina pasteurii*). Ce procédé peut être utilisé pour des projets d'ingénierie civile, de confinement environnemental ou pour limiter l'érosion des sols. Il présente aussi l'avantage de réduire de manière maitrisée la perméabilité du sol calcifié.

Principe de la biocalcification :

Action biologique : les bactéries hydrolysent l'urée en produisant de l'ion carbonate (CO_3^{2-}).

Réaction chimique : en présence d'ions calcium (Ca^{2+}), le carbonate de calcium ($CaCO_3$) précipite. Ce matériau se dépose dans les pores du sol, augmentant sa cohésion et sa résistance.
$Ca^{2+}+CO_3^{2-}\rightarrow CaCO_3$

b) Mise en place sur le terrain / processus impliqué

L'injection se déroule en phases successives :

- Injection des bactéries dans le sol.
- Temps de repos de quelques heures pour la fixation des bactéries sur le sol.
- Injection de la solution calcifiante (urée + calcium).
- Temps de repos nécessaire à la réaction de biocalcification (quelques heures).
- Flush final.

Selon le taux de biocalcification recherché, le cycle d'injection de solution calcifiante peut être répété plusieurs fois.

c) Avantages et inconvénients des solutions de biocalcification

- La biocalcification repose sur des processus naturels et utilise des microorganismes et qui, en général, ne nécessitent pas de produits chimiques industriels. Cela réduit l'impact environnemental par rapport à d'autres méthodes de consolidation comme l'injection de produits chimiques ou de résines synthétiques.
- Respect des matériaux locaux : le processus peut être appliqué sur place, en utilisant des éléments naturels et locaux tels que les bactéries spécifiques et les minéraux présents dans le sol. Cela peut réduire les besoins en matériaux importés et limiter les coûts.
- Méthode peu invasive : comparée à d'autres techniques de renforcement du sol, la biocalcification est généralement moins perturbatrice et plus respectueuse des structures existantes. Elle est aussi souvent utilisée dans des projets où des techniques plus invasives ne sont pas possibles.
- Réduction des coûts à long terme : bien que les coûts initiaux puissent être élevés, notamment pour la recherche de souches bactériennes spécifiques et l'injection des solutions, cette méthode peut réduire les coûts à long terme en diminuant la nécessité de travaux d'entretien et de réparation des structures renforcées.
- Vitesse de traitement lente : la biocalcification est un processus biologique qui prend plus de temps. Cela peut ne pas être adapté dans des situations où une consolidation rapide est nécessaire.
- Contrôle difficile : le processus peut être influencé par des facteurs environnementaux tels que la température, le pH, la disponibilité des nutriments et de l'eau. Le contrôle précis de ces paramètres est donc essentiel, ce qui peut rendre la méthode difficile à gérer dans des environnements moins contrôlables.
- Coûts de mise en œuvre initiaux : bien que les coûts à long terme puissent être réduits, la mise en œuvre initiale de la biocalcification peut être coûteuse. Cela comprend les frais liés à la recherche et à la sélection des bactéries appropriées, ainsi que les équipements nécessaires pour leur propagation et leur injection dans le sol.

2.7.10. BioGELs et BIOMUCUS

a) Fondements théoriques / applicabilité

L'utilisation de biogels ou biomucus pour la création de parois étanches repose sur des solutions biologiques ou bioinspirées pour améliorer l'imperméabilité des sols. Cette technique est encore en phase d'innovation et d'optimisation, mais elle présente des avantages écologiques et des applications intéressantes dans les projets de génie écologique et environnementale.

Les biogels sont des polymères naturels ou synthétiques produits ou qui s'inspire des organismes vivants (bactéries, champignons, algues). Ils fonctionnent comme une matrice qui :

- **Colmate les pores** du sol en les remplissant avec une matière gélifiée.
- **Réduit la perméabilité** grâce à leurs propriétés hydrophobes ou leur forte capacité à retenir l'eau.
- **Adhère aux particules de sol**, augmentant la cohésion et formant une barrière étanche.

Des organismes tels que des bactéries (par exemple, des souches de *Pseudomonas* ou *Bacillus*) peuvent produire des biopolymères naturels tels que :

- Polysaccharides exopolymériques (EPS), comme l'alginate.
- Acides polyhydroxyalcanoïques (PHA).

b) Mise en place sur le terrain / processus impliqué

Si cette méthode n'a à ce jour pas été expérimenté sur le terrain, les processus en laboratoire montrent un protocole très similaire à la biocalcification :

- Injection des bactéries dans le sol (Illustration 51).
- Temps de repos de quelques heures pour la fixation des bactéries sur le sol.
- Injection de la solution de développement bactérien.
- Temps de repos nécessaire à la réaction (quelques heures).
- Flush final.



Illustration 51 : Implantation de barrière en biogel sur une zone pilote (Soletanche Bachy).

Selon le taux de colmatage recherché, le cycle d'injection de solution nutritive peut être répété plusieurs fois.

c) Avantages et inconvénients des solutions de biogel et biomucus

- Les biogels sont biodégradables et réduisent l'utilisation de matériaux synthétiques polluants.
- Adaptabilité : facilité d'application dans des sols poreux ou hétérogènes.
- Efficacité : amélioration des propriétés mécaniques et hydriques des sols.
- Flexibilité des procédés : peut-être injecté sous forme liquide ou en solution gélifiée.
- Durabilité limitée : la biodégradation naturelle peut réduire l'efficacité à long terme.
- Coût encore élevé : production et stabilisation des biogels pour des applications à grande échelle.
- Sensibilité environnementale : les performances peuvent varier en fonction du pH, de la température et des contaminants du sol.

2.7.11. Historicité des solutions technique qui pourraient s'appliquer à la construction de BPS

Pour comprendre le développement des techniques de construction d'écran peu perméable souterrain en Europe, il est important de s'attarder sur l'historique des solutions mises en œuvre depuis les années 1950 à travers le monde. Les possibilités techniques pour la réalisation de ces ouvrages sont intimement liées aux brevets japonais entre les années 1970 et jusqu'en 2003 et aux opportunités de développement et de marchés en Europe comme aux Etats-Unis avant et après cette période de brevet.

L'utilisation de paroi en coulis, ou Diaphragm wall (paroi moulée) (cf. 2.7.3) de différentes compositions est apparue historiquement en Europe :

- 1948 : Réalisation du 1er mur en Italie,
- 1950 : 1er mur ciment-bentonite Icos Italie,

Par la suite, le développement en Europe s'est orienté sur la réalisation de paroi dans le cadre d'excavation et d'aménagements sous nappes (rôle d'étanchéité et de soutènement) :

- développement de bennes à câble et rapidement de bennes hydraulique (Hydraulic clamshells) dans les terrains peu compact, puis de hydrofraises ou (hydromills) dans les contextes géotechniques plus défavorables,
- Remplacement du sol par du béton armé : objectif de soutènement en Europe très répandu de nos jours,
- Recherche constante sur les outils, mais toujours béton / coulis / armé.

L'utilisation des concepts d'amélioration de sol en place (Deep soil mixing) a suivi un parcours et un usage bien différent en parallèle du développement européen : il a été développé aux Etats-Unis et au Japon, et répond aujourd'hui à la norme EN 14679: "Deep mixing",.

- 1954 : MIP (Mix-in-place) Brevet 1 : Intrusion Prepakt : simple tarière (US) permettant amelioration du sol en place; peu de debouché économique
- 1961 : usage extensif du MIP uniquement au Japon
- 1972 : le japon leader du MIP avec un Brevet 2 sur la triple tarière Seiko Kogyo (JPN) permettant une grande amélioration de la productivité
- 1979 1er BPS au japon en jet grouting (méthode utilisée depuis les années 60)
- 1986 : 16M m^3 traité en Deep Mixing hors BPS au Japon et Etats-Unis

- 1993 : TRD (trench cutting remixing Deep wall) grande hauteur (>100m) Seiko Hayward (JPN-US) développement technologique permettant une continuité du traitement du sol
- 1995 : 1er BPS au japon en MIP profond (méthodologie de 1972) sur une hauteur de 60-70m
- 2003 : CSM (cutter soil mix) Brevet 3 de Soletanche / Bauer (FR-AL) grande hauteur (>100m)

On observe donc un décalage d'une vingtaine d'années entre l'apparition d'une méthode et son utilisation pour les écrans peu perméables, qui correspond aux durées de protection des brevets ainsi que de la maturation technologique des solutions sur des petites profondeurs et moindres contraintes. Cela explique aussi le peu de développement des écrans peu perméables en « Deep Soil Mixing » en Europe.

3. Développements d'outils numériques dédiés à la caractérisation de la déformation piézométrique sous l'effet d'obstacles à l'écoulement en surface et en souterrain

L'EPTB Gardons, l'Agence de l'Eau RM&C, la Région Occitanie et le BRGM ont souhaité avoir des informations sur des ouvrages semblables à la barrière physique souterraine implantée sur la commune de Massillargues-Attuech (Masson, 2018) dans les alluvions du Gardons d'Anduze. Ce type d'infrastructure pourrait présenter un intérêt pour gérer et exploiter les eaux souterraines des nappes alluviales des Gardons et ce dans la perspective du changement climatique qui aura pour conséquence vraisemblable de étiages plus longs et plus sévères. Une première approche succincte sur ce sujet, réalisée par le BRGM (Frissant *et al.*, 2022), confirmait l'intérêt de s'intéresser à ce type d'ouvrage peu connu en France et en Europe.

Une caractérisation plus précise de la structure de l'aquifère alluvial et du fonctionnement de la nappe influencée par la barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech et par des seuils en rivières est présentée plus loin dans le rapport (voir chapitre 0). Afin de pouvoir isoler l'impact sur la piézométrie, de chacun de ces deux types d'ouvrages faisant obstacle à l'écoulement naturel (barrière physique souterraine (BPS) et seuil en rivière), et en l'absence d'un outil de modélisation donnant pleinement satisfaction, le BRGM a développé de 2021 à 2024 une série de solutions semi-analytiques et d'outils numériques sous Excel qui ont fait l'objet de publications scientifiques et de rapports. Ces travaux ont été menés dans différents contextes contractuels : sur fond propre (« processus M4 » du BRGM), en partenariat avec l'Office français de la biodiversité (OFB) pour le volet sur les seuils et sur financement du Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche dans le cadre des projets fléchés du contrat d'objectif de moyen et de performance (COMP) 2023-2027 du BRGM signé avec l'Etat (quatre ministères de tutelles du BRGM). Le site de Massillargues-Attuech a dans ces cadres été utilisé comme cas d'étude parmi d'autres. Les outils et méthodes développées ont vocation à être appliqués sur d'autres cas.

- Principe de la méthode

Il est rappelé brièvement les principes utilisés pour le développement des solutions analytiques (pour plus de détails, le lecteur se rapportera aux travaux mentionnés). Les solutions semi-analytiques ont été développées en régimes permanent et transitoire à partir de la méthode des solutions fondamentales (MSF) (Golberg, 1995; Kupradze *et al.*, 1964). Elles permettent de calculer la perturbation de la charge hydraulique créée par une BPS rectangulaire imperméable ou semi-perméable dans un aquifère en pente, limité ou non dans l'espace et occultant latéralement l'aquifère de façon partielle. La MSF est une technique utilisée dans le domaine des problèmes physiques pour surmonter la difficulté de trouver une solution analytique dans des systèmes complexes. C'est une méthode sans maillage basée sur les solutions fondamentales des équations de flux (Golberg, 1995; Kupradze *et al.*, 1964), ce qui lui confère de gros avantages par rapport aux modèles numériques conventionnels : pas de modèle à construire, pas de génération de maillage, pas de discrétisation des frontières physiques, etc. Son concept de base est de décomposer les solutions d'une équation aux dérivées partielles par superposition de la solution fondamentale avec des poids appropriés, en fonction de l'emplacement des conditions aux limites et de leurs types. La MSF suppose qu'une combinaison linéaire de la solution fondamentale appropriée, pondéré par des poids, est une bonne approximation de la solution recherchée. La précision de la méthode dépend uniquement des distances entre les paires de points où la solution fondamentale est appliquée (cf. (Dewandel *et al.*, 2024b, 2024c, 2024a,

2023)). Dans le domaine de l'hydraulique des eaux souterraines, mais pas seulement, les solutions fondamentales sont généralement des solutions de puits (*line source*) ou des sources ponctuelles (*point source*). Récemment, cette technique a été utilisée pour modéliser l'abaissement de la charge hydraulique dans l'aquifère induit par la suppression d'une BPS à occultation latérale partielle ou d'un seuil en rivière en régime permanent (Dewandel *et al.*, 2024b, 2024c, 2023).

3.1. IMPACTS HYDROGEOLOGIQUES D'UNE BARRIERE PHYSIQUE SOUTERRAINE À OCCULTATION LATERALE PARTIELLE

Les éléments présentés ci-après ont été développés par le BRGM et ont été détaillés en 2023 et 2024 dans deux publications dans des revues internationales (Dewandel *et al.*, 2024c, 2023). Ces travaux ont permis de proposer des solutions semi-analytiques basées sur la méthode des solutions fondamentales. Les modèles réalisés considèrent une BPS rectangulaire dans un aquifère infini ou semi-fini (limite de nappe à flux nul, limite à potentiel imposé) et incliné. Les modèles considèrent aussi la présence d'un puits de pompage et d'un dispositif d'infiltration destinée à la recharge maîtrisée de l'aquifère. Ces modèles ont permis de traiter un grand nombre de situations hydrogéologiques : différentes propriétés d'aquifère, de longueur et de largeur de BPS, de débit pompage, de débit de recharge maîtrisée par bassin d'infiltration ou puits d'injection, de positionnement géométrique des différents éléments entre eux (puits de pompage, BPS) et ont permis de proposer, outre des solutions mathématiques, un certain nombre d'abaques destinés à un usage pratique. Ces abaques sont proposés pour le cas de BPS à occultation latérale partielle située dans un aquifère de dimension infinie, donc ne prenant pas en compte les limites latérales de l'aquifère. Ils sont ainsi valables dans le cas où la largeur de nappe est grande devant la longueur de la barrière souterraine (pourcentage d'occultation latérale de la nappe <10%).

3.1.1. Modèle mathématique général

On partira du cas simple et assez général d'une barrière physique semi-perméable seule, dans un aquifère incliné de dimension infinie, les limites latérales de la nappe ne sont donc pas prises en compte.

Le schéma considère une BPS semi-perméable (Illustration 52) dans un aquifère libre, infini, en pente et homogène, d'épaisseur saturée sans barrière D_0 (en m). Le pendage de l'aquifère est aligné avec la direction de l'axe des x et θ est l'angle de pendage du sous-sol imperméable (en radians). La direction naturelle de l'écoulement est parallèle au mur de l'aquifère, le gradient hydraulique naturel (pas de barrière, pas de pompage) est i (i=tanθ). L'aquifère se caractérise par une perméabilité K (en m/s) et une capacité de stockage S (-) constantes et uniformes. La BPS a une forme rectangulaire, pénètre entièrement dans l'aquifère, est semi-perméable (perméabilité k' en m/s) et a une capacité de stockage négligeable. Elle est située au centre d'un système de coordonnées cartésiennes (x, y), et est définie par sa longueur le long de l'axe des x Lx (m) et sa longueur le long de l'axe des y Ly (m).

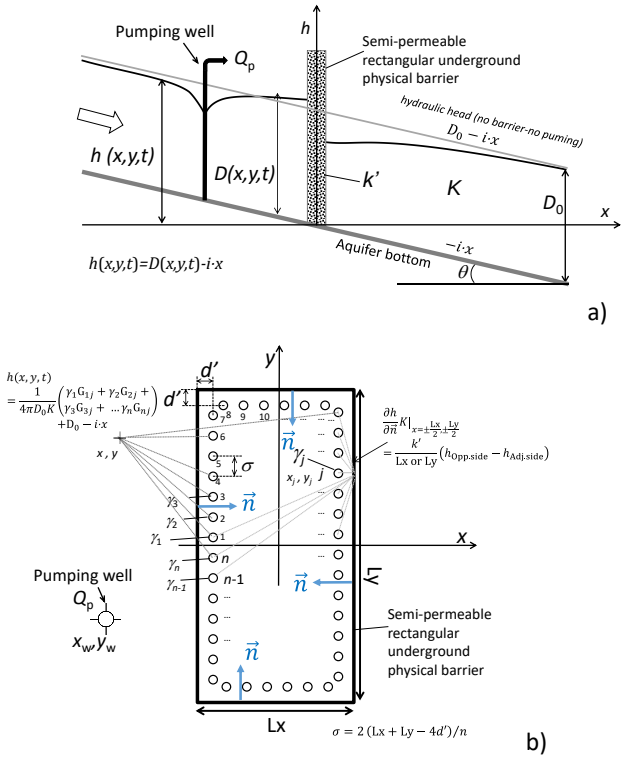


Illustration 52 : Schéma d'une barrière physique souterraine semi-perméable à occultation latérale partielle avec un puits de pompage. a) vue en coupe, b) vue en plan ((Dewandel et al.*, soumis).*

L'équation d'écoulement en transitoire correspondant à ce schéma est donné par l'équation de Boussinesq :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(KD\frac{\partial h}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(KD\frac{\partial h}{\partial y}\right)=S\frac{\partial h}{\partial t} \qquad (1)$$

Où $h(x,y,t)=D(x,y,t)-ix$ est la charge hydraulique (m), D l'épaisseur saturée (en m), t le temps (seconde) [t=0 à la construction de la structure], K la perméabilité de l'aquifère (m/s) et S son emmagasinement (sans dimension). Les conditions aux limites sont : $D(x,y,0)=D_0$ donc $h(x,y,0)=D_0-ix$, $D(\pm\infty,\pm\infty,t)=D_0$ donc $h(\pm\infty,\pm\infty,t)=\pm\infty$.

Le long de la barrière physique, les interactions barrière-aquifère supposent la condition de Fourier (ou condition de Robin). Le long des quatre faces de la barrière, on obtient :

$$\frac{\partial h}{\partial \vec{n}}K=K\left(\mathrm{Cos}\varphi\frac{\partial h}{\partial x}+\mathrm{Sin}\varphi\frac{\partial h}{\partial y}\right)=\frac{k\prime}{\mathrm{Lx\ or\ Ly}}\left(h_{\mathrm{Opp.side}}-h_{\mathrm{Adj.side}}\right) \qquad (2)$$

Où k' est la perméabilité de la barrière physique (m/s), Lx et Ly ses longueurs, $h_{\mathrm{Adj.side}}$: la charge hydraulique du côté de la barrière où le flux doit être calculé et $h_{\mathrm{Opp.side}}$: la charge hydraulique du côté opposé. $\vec{n}$ est le vecteur normal à l'interface barrière/aquifère orienté vers la barrière et φ l'angle du vecteur selon l'axe des x. A noter que la condition de Fourier admet deux cas extrêmes, sans barrière, lorsque $\frac{k\prime}{\mathrm{Lx}}$ et $\frac{k\prime}{\mathrm{Ly}}\rightarrow$ ¥, donc h est identique à la condition initiale (c'est-à-dire $h(x,y,t)=D_0-ix$), et la condition de flux nul (barrière imperméable), lorsque $\frac{k\prime}{\mathrm{Lx}}=0$ et $\frac{k\prime}{\mathrm{Ly}}=0$, donc $\left(\mathrm{Cos}\varphi\frac{\partial h}{\partial y}+\mathrm{Sin}\varphi\frac{\partial h}{\partial x}\right)K=0$ dans l'équation 2.

En supposant que la pente de l'aquifère est faible (i=tan$\theta \approx \theta$; $\theta \leq 0{,}02$), ce qui implique que l'écoulement de l'eau souterraine est parallèle au substratum, une forme linéarisée de l'équation 1 est trouvé en définissant $s(x,y,t)=D(x,y,t)-D_0$ et en supposant que $(D-D_0)/D_0$ est petit, c'est-à-dire que la première méthode de linéarisation - ou linéarisation-h, est utilisée.

Suivant cette hypothèse et les conditions aux limites données par l'équation 2, la solution de l'équation 1, en utilisant la méthode des solutions fondamentales, est de la forme suivante :

$$h(x,y,t) = \sum_{j=1}^{n} \widetilde{\gamma_j} \mathrm{G}_j\left(x,y,x_j,y_j\right) + D_0 - i \cdot x \qquad (3)$$

où $\mathrm{G}_j\left(x,y,x_j,y_j,t\right) = \mathrm{e}^{\alpha(x-x_j)} \cdot \mathrm{W}\left(u_j, R_j\alpha\right)$ avec $u = \frac{{R_j}^2 S}{4D_0 Kt}$ et, $R_j = \sqrt{\left(x-x_j\right)^2 + \left(y-y_j\right)^2}$, les distances aux puits image (Illustration 52 b). x, y sont les coordonnées (m) où la charge hydraulique h doit être calculée, x_j et y_j sont les coordonnées du $j^{\text{ième}}$ puits image (jusqu'à n) où la solution fondamentale G_j est calculée pour représenter la barrière souterraine, et $\widetilde{\gamma_j}$ sont les poids appliqués à cette solution qui doivent être évaluée. $\mathrm{W}(u,w) = \int_u^{\infty} \frac{\mathrm{e}^{-\gamma - \frac{w^2}{4\gamma}}}{\gamma} d\gamma$ est la fonction de drainance de (MS Hantush, 1964a, 1964b), voir aussi (Carslaw *et al.*, 1959) et (Polubarinova-Kochina, 1977).

La résolution des $\widetilde{\gamma_j}$ est réalisée par calcul matriciel en respectant les conditions aux limites définies par l'équation 2 (Dewandel *et al.*, 2023, 2024a, 2024b).

L'équation 3 montre que la charge hydraulique dépend donc de la géométrie de la BPS (Lx et Ly), du gradient hydraulique (i), de la diffusivité de l'aquifère (D_0K/S), du temps (t) et du contraste de perméabilité entre l'aquifère (K) et la barrière (k'). Ces résultats diffèrent des solutions en régime permanent avec barrière souterraine imperméable, où la charge hydraulique ne dépend pas de la perméabilité de l'aquifère, mais uniquement du gradient hydraulique et de la géométrie de la barrière (Dewandel *et al.*, 2023, 2024b).

Par ailleurs, les solutions ont aussi été développées en régime permanent, elles peuvent prendre en compte des effets de limite et, la présence d'un puits de pompage et d'une structure d'infiltration (recharge maîtrisée de l'aquifère) ; (Dewandel *et al.*, 2023, 2024b).

3.1.2. Extension de la zone impactée par la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle – exemple de calcul de charge

L'Illustration 53 montre un exemple de calcul en régime permanent (t=∞) de la charge hydraulique induite par une barrière physique souterraine (BPS) imperméable à occultation latérale partielle (Dewandel *et al.*, 2023). On notera l'augmentation de la charge hydraulique à l'amont de la barrière et sa baisse à l'aval. Dans ce cas, la différence maximale de charge hydraulique (au centre de la structure) entre l'amont et l'aval de la BPS est de 2,54 m ; soit environ 1,25 m d'augmentation à l'amont et environ autant de baisse à l'aval. Des essais ont été menés pour évaluer jusqu'à quelle distance la variation de charge induite par la BPS (imperméable) impactait le niveau piézométrique de la nappe (quelques cm). Ils ont montré que celle-ci était impactée jusqu'à environ quatre à cinq fois la longueur de la BPS à occultation latérale partielle (Ly) en amont et en aval de ce dernier. Latéralement, l'impact en termes de distance et d'amplitude est moindre, jusqu'à deux à trois fois la longueur de la BPS. Ceci montre que ces structures ont un impact important sur la nappe, s'étendant spatialement au-delà de la proximité de la structure. Il est à noter que si la nappe est d'extension limitée (perpendiculairement à la barrière, c'est-à-dire

vers l'amont et l'aval), la différence de charge hydraulique s'étendra sur une zone beaucoup plus importante à l'amont et à l'aval de la barrière.

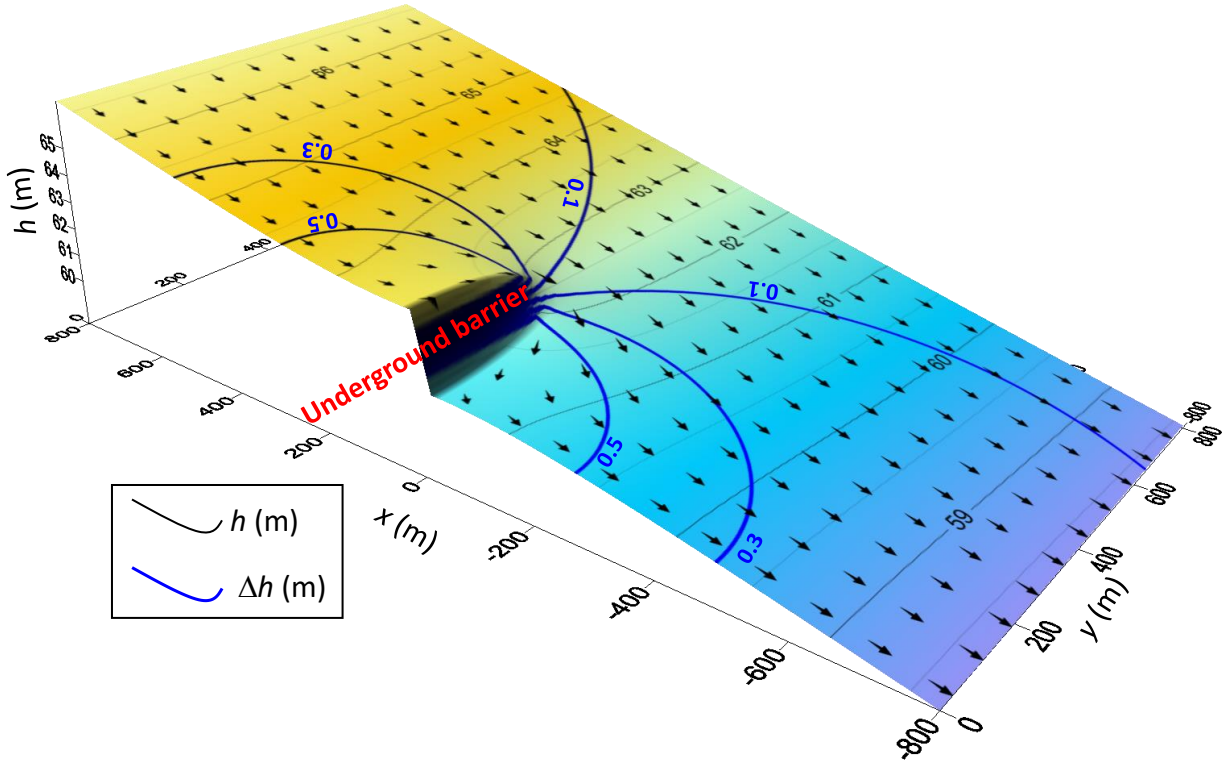


Illustration 53 : Graphique 3D (demi-espace) de la perturbation de la charge hydraulique créée par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle (Dewandel et al. 2024a). Lx= 5 m et Ly=500 m, i=0,005, D0=25 m. Lignes noires : charge hydraulique et lignes bleues (Δh) : différence de charge hydraulique par rapport à l'état initial sans barrière physique souterraine. Les flèches indiquent la direction de l'écoulement des eaux souterraines.

3.1.3. Combinaison d'une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle avec un dispositif de recharge maitrisée de l'aquifère et un pompage

Comme évoqué aux chapitres 2.4.3 et 2.6.2 de ce rapport, la mise en place d'une barrière physique souterraine (BPS) améliore largement les performances d'un dispositif de recharge maîtrisée par bassin d'alimentation ou puits d'injection en permettant le contrôle à la fois de la recharge et de la vidange de l'aquifère. Les calculs réalisés à l'aide des nouvelles solutions semi-analytiques présentées ci-dessus (pour des barrières physiques souterraine à occultation latérale partielle) permettent de quantifier cet impact du couplage de ces deux techniques dans différentes configurations, notamment en présence d'un puits de pompage. L'examen de l'Illustration 54 et de l'Illustration 55 permet d'en tirer les enseignements suivants :

- Dans le cas d'aquifères très perméables, l'augmentation de la charge hydraulique créée par une BPS à occultation latérale partielle peut être supérieure à celle créée par la seule recharge maitrisée faite au même endroit, malgré un flux d'infiltration élevé (courbes orange et rouge sur Illustration 54).
- Le couplage d'une recharge maitrisée et d'une BPS à occultation latérale partielle permet d'accroitre la charge hydraulique au niveau d'un puits de pompage de façon plus importante que dans le cas où une seule de ces deux techniques est mis en œuvre.

- Dans les cas spécifiques simulés, la charge hydraulique calculée en aval de la BPS à occultation latérale partielle n'est que très peu impactée par le dispositif couplé (recharge maitrisée et puits de pompage) car le flux injecté est identique au débit prélevé au pompage (comparaison courbe noire aux autres courbes sur l'Illustration 54a).

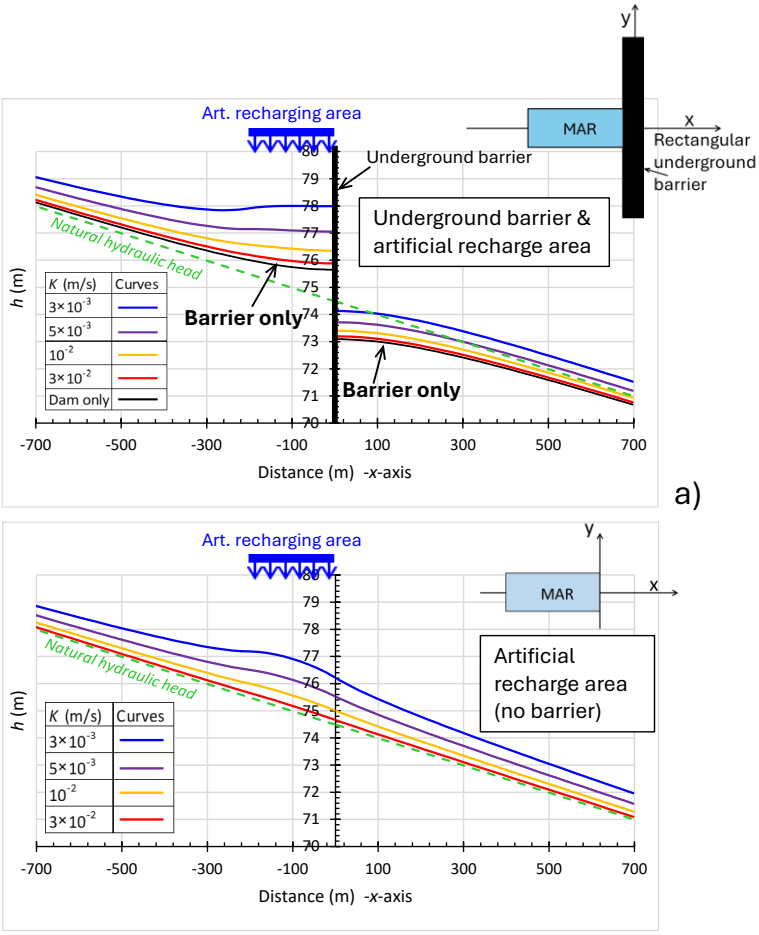


Illustration 54 : Exemples théoriques de calculs de charge hydraulique en régime permanent induite par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle et un dispositif de recharge maîtrisée pour différentes perméabilités de l'aquifère (Lx=5 m et Ly=500 m, 2xL=100 m et 2yL=200 m, R=5,56x10^{-6} m/s, i=0,005, D_0=25 m. K=3×10^{-3}, 5×10^{-3}, 3×10^{-2} et 10^{-2} m/s). Vues en coupe parallèle à l'axe des x. a) Avec la barrière souterraine. b) Sans barrière souterraine, uniquement la zone de recharge. Recharge maîtrisée : xL et yL : demi-longueurs de la structure (géométrie rectangulaire) et R : flux d'infiltration. h : charge hydraulique. Source : Dewandel et al. (2023).

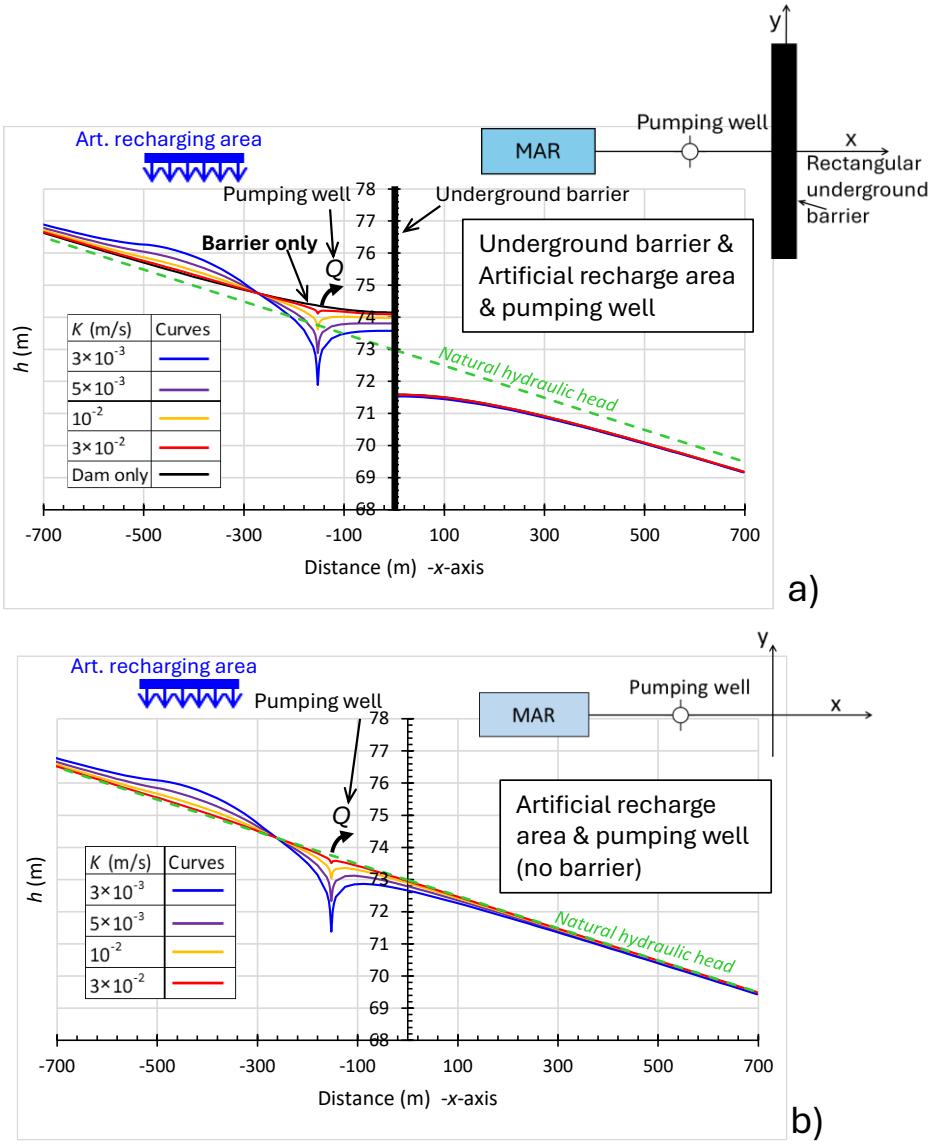


Illustration 55 : Exemples théoriques de calculs de charge hydraulique en régime permanent induite par une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle, une recharge maîtrisée et un puits de pompage pour différentes perméabilités de l'aquifère (Lx=5 m et Ly=500 m, 2xL=100 m et 2yL=200 m, R=5,56x10^{-6} m/s, i=0,005, D_0=25 m. K=3×10^{-3}, 5×10^{-3}, 3×10^{-2} et 10^{-2} m/s, Q_p=400 m^3/h). Vues en coupe parallèle à l'axe des x. *a) Avec la barrière souterraine avec un puits de pompage est situé à150 m de la barrière physique souterraine et du dispositif de recharge maitrisée. b) Sans barrière, uniquement la zone de recharge. Recharge maîtrisée : xL et yL : demi-longueurs de la structure (géométrie rectangulaire) et R : flux d'infiltration. h : charge hydraulique. Source : Dewandel et al. (2023).*

3.1.4. Aspects pratiques, les abaques

En raison de la complexité des flux d'eau souterraine et de la répartition de la charge hydraulique associée à la mise en place de BPS à occultation latérale partielle, et afin de répondre à un certain nombre de questions pratiques de conceptions d'ouvrage, en particulier pour optimiser les prélèvements d'eau souterraine tout en évaluant les impacts hydrauliques sur l'hydrosystème, des courbes théoriques ont été établies à partir de centaines de simulations. Ces simulations reposent sur les différentes formulations analytiques établies en conditions transitoire et permanente, à partir de la méthode des solutions fondamentales (Dewandel *et al.*, 2024c, 2023)

avec ou sans puits de pompage, de différentes propriétés de l'aquifère, de différentes perméabilité et longueur et largeur de la BPS. Les abaques concernent : *i*) la variation maximale de charge au niveau de la BPS à occultation latérale partielle, *ii*) le temps de mise à l'équilibre de la nappe phréatique suite à la construction de la barrière, *iii*) la longueur de la BPS à occultation latérale partielle nécessaire pour optimiser le débit de pompage d'un puits donné ou l'emplacement du puits par rapport à la barrière et *vi*) l'efficacité de la barrière physique en fonction de sa perméabilité ou une évaluation de sa perméabilité (ou la quantification d'une fuite) en fonction de la répartition des charges piézométriques.

Ces abaques s'appliquent à un aquifère de dimension infinie, donc les limites latérales de la nappe ne sont pas prises en compte, et ils ont été construits à partir de simulations d'un grand nombre de situations hydrogéologiques : différentes propriétés d'aquifère, de longueurs et largeurs de BPS et de conditions de pompage dans un puits. Des limites latérales de charge ou à flux nul peuvent être prises en compte dans les solutions semi-analytiques développées mais n'ont pas été intégrées aux abaques.

Les courbes-types proposées permettent d'estimer rapidement les caractéristiques de la BPS (longueur, largeur, perméabilité), mais aussi la gamme de variabilité de ces paramètres connaissant l'incertitude des propriétés de l'aquifère. Ces caractéristiques peuvent être utilisées pour fournir des pré évaluations 2D de la charge hydraulique autour d'une BPS à occultation latérale partielle à l'aide des solutions proposées ou servir à pré dimensionner un modèle distribué.

a) Variation maximale de charge au niveau de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle

L'Illustration 56 a été établie à partir de simulations en régime permanent pour une BPS imperméable (Dewandel et al. 2024a). Elle permet de calculer directement, à partir de la connaissance de la géométrie de l'ouvrage (rapport longueur/largeur, Ly/Lx) et du gradient hydraulique de l'aquifère (avant barrière, *i*), la différence de charge hydraulique maximale (Δh) à proximité immédiate de la BPS (Illustration 56a).

$$\Delta h = h_{up} - h_{down} = i \cdot \mathrm{Lx}\left(1.0096\frac{\mathrm{Ly}}{\mathrm{Lx}} + 0.8161\right) \quad (4)$$

Cette relation est définie pour de faibles variations de la hauteur saturée en eau, en pratique pour des variations d'épaisseurs saturées inférieures ou égales à 20 % de son épaisseur initiale.

Inversement, connaissant la valeur de Δh souhaitée (hausse de niveau piézométrique maximale), le gradient hydraulique de la nappe *i*, et la largeur de la BPS (Lx) qui dépend de la méthode de construction envisagé, ces abaques permettent, en première approche, de définir la longueur de la barrière physique (Ly) nécessaire.

La comparaison de la courbe type déduite de la solution semi-analytique à des modélisations numériques réalisées par le BRGM avec le logiciel Marthe (@BRGM) est très satisfaisante (Illustration 56). La courbe a été utilisée pour évaluer les différences de charge hydraulique attendu de part et d'autre de barrières physique souterraine à occultation latérale partielle sur deux sites expérimentaux : celui de Massillargues-Attuech (Gard, France) et un obstacle à l'écoulement constitué par la fondation de la gare *El Prat de Lloga* (Espagne, Pujades et al. 2012).

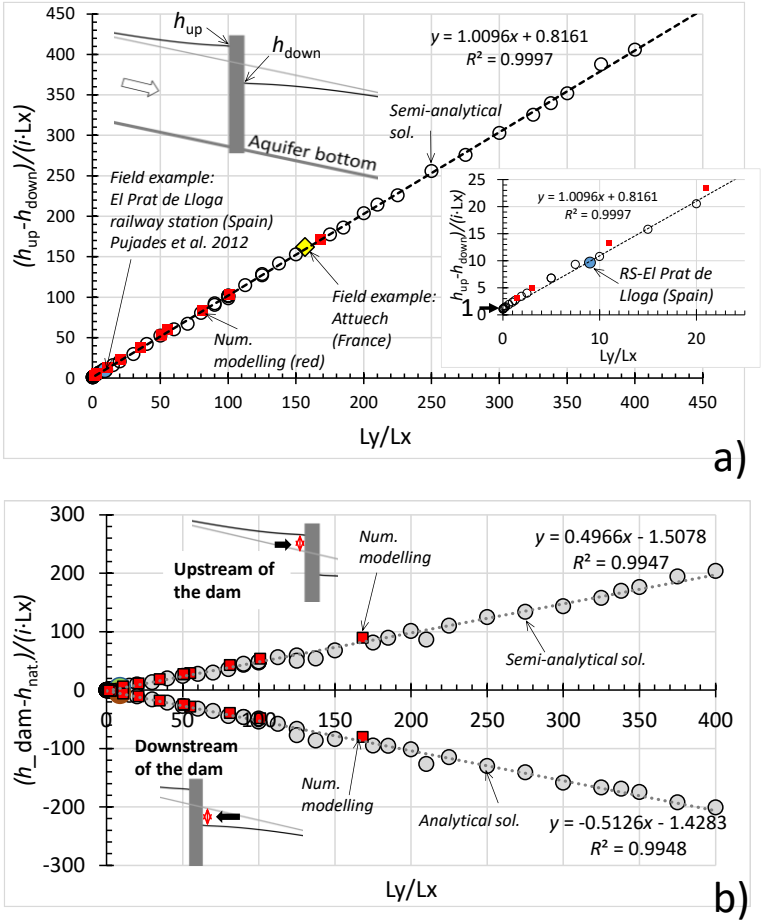


Illustration 56 : Rapport géométrique de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle Ly/Lx (longueur/largeur) par rapport à : a) variation normalisée de la charge hydraulique dans l'aquifère au centre de l'ouvrage. L'équation proposée est donnée pour Ly/Lx>5. Sont également présentés, les résultats de la modélisation numérique distribuée (rouge) et les deux exemples de terrain (barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech et fondation d'une gare en Espagne). b) Augmentation maximale normalisée (h_{up}-$h_{nat.}$)/(iLx) et diminution maximale ($h_{nat.}$-h_{down})/(iLx) de la charge hydraulique au centre de la barrière. Sur le graphique : h_dam=h_{up} ou h_{down}, $h_{nat.}$: hauteur hydraulique sans barrière (condition d'écoulement naturel). Source : Dewandel et al. 2024a.

La BPS à occultation latérale partielle de Massillargues-Attuech est située à environ 40 km au nord-ouest de la ville de Nîmes en France (voir chapitre 0). Il s'agit d'un ouvrage de 470 m de long et 3 m de large (Ly/Lx=157), construit dans en 1989 pour élever le niveau de la nappe phréatique de l'aquifère alluvial qui s'était abaissé en raison de l'abaissement du lit de la rivière sous l'effet conjugué d'extraction de matériaux alluvionnaires et de chenalisation du cours d'eau. L'aquifère est principalement constitué de graviers d'une perméabilité d'environ 5.10^{-3} m/s et d'une épaisseur de 6 à 10 m. La BPS repose sur le substratum et remonte au-dessus du niveau piézométrique, l'occultation verticale est considérée comme complète. Le gradient hydraulique de l'aquifère est d'environ $3{,}5.10^{-3}$. De part et d'autre de la structure, une différence d'environ 1,7 m de charge hydraulique a été mesurée. Le point correspondant à la différence de charge hydraulique (normalisée) se positionne à 2% près sur la courbe théorique établie (Illustration 56a) ce qui conforte la validité de la démarche théorique.

Le deuxième exemple de terrain est celui de la fondation de la gare d'*El Prat de Llobregat* (Espagne), où des parois moulées imperméables de 29 m de profondeur ont été utilisées pour

réaliser une enceinte, recoupant complètement un aquifère formé de dépôts de sables et de graviers. Son épaisseur varie de 12 à 20 m, avec une perméabilité de 1 à 5.10^{-4} m/s. La fondation de la gare est assimilée à une BPS recoupant complètement l'aquifère. Sa longueur et sa largeur sont respectivement d'environ 1 800 m et 200 m (Ly/Lx=9). Le gradient hydraulique de l'aquifère est de $6,6.10^{-4}$, et la variation de charge hydraulique provenant de deux puits d'observation, situés de part et d'autre de la gare, est d'environ 1,25 à 1,3 m (1,275 m en moyenne). Ce deuxième exemple de terrain s'accorde aussi avec la courbe théorique avec un écart de moins de 3% (Illustration 56).

L'Illustration 56 b présente les variations de charge hydraulique maximale au centre de la barrière à l'amont et à l'aval, les courbes sont symétriques (le niveau monte autant à l'amont qu'il descend à l'aval de la structure). L'Illustration 57 présente un exemple de calcul de l'augmentation maximale de la charge hydraulique à l'amont de la barrière souterraine ($\Delta h_amont/aval$, centre de la barrière), ou de la baisse à l'aval, pour différentes longueurs de barrières ($0 \leq Ly \leq 1\,500$ m) et différents gradients hydrauliques ($0,00175 \leq i \leq 0,014$). La largeur de la barrière souterraine est fixe, fixée à 3 m (Lx). Ce graphe a été réalisé à l'aide de la relation de l'Illustration 56 avec Lx : 3 m. On notera la très forte dépendance au gradient hydraulique (i). Par exemple, pour une longueur de BPS à occultation latérale partielle de 500 m, les différences de charges hydrauliques de part et d'autre de la structure varie de 0,4 m (avec i=0,00175) à 3,4 m (avec i=0,014). La relation de l'Illustration 56, pour l'augmentation de la charge hydraulique à l'amont, est aussi utile pour dimensionner une BPS de sorte à éviter le débordement de la nappe. Par exemple dans l'exemple précédent, si la hausse maximale que l'on accepte dans la zone non saturée est de 3 m, l'Illustration 57 indique que la longueur de la barrière ne doit pas dépasser 470 m pour i=0,014, 620 m pour i=0,01, 870 m pour i=0,007, etc.

Si ce comportement, de hausse et de baisse de la charge hydraulique de part et d'autre de la BPS est réaliste lorsque la variation de l'épaisseur saturée n'excède pas 20% de l'épaisseur initiale, pour les cas où le degré de saturation (ou désaturation, à l'aval) est plus important, les courbes de l'Illustration 56 b surestiment la variation à l'amont de la structure et la sous-estiment à l'aval, et d'autant plus que le degré de saturation/désaturation est important. Ainsi et pour ces cas, la distribution de la charge hydraulique de part et d'autre de la structure est asymétrique. Dewandel et al. 2024b ont proposé des courbes types pour corriger la charge hydraulique quand le degré de saturation/désaturation est supérieur à 20%. Cependant, ces travaux ont montré que le degré de saturation/désaturation n'avait pas d'incidence notable sur la différence de charge hydraulique maximale entre l'amont et l'aval de la structure (Δh, équation 4).

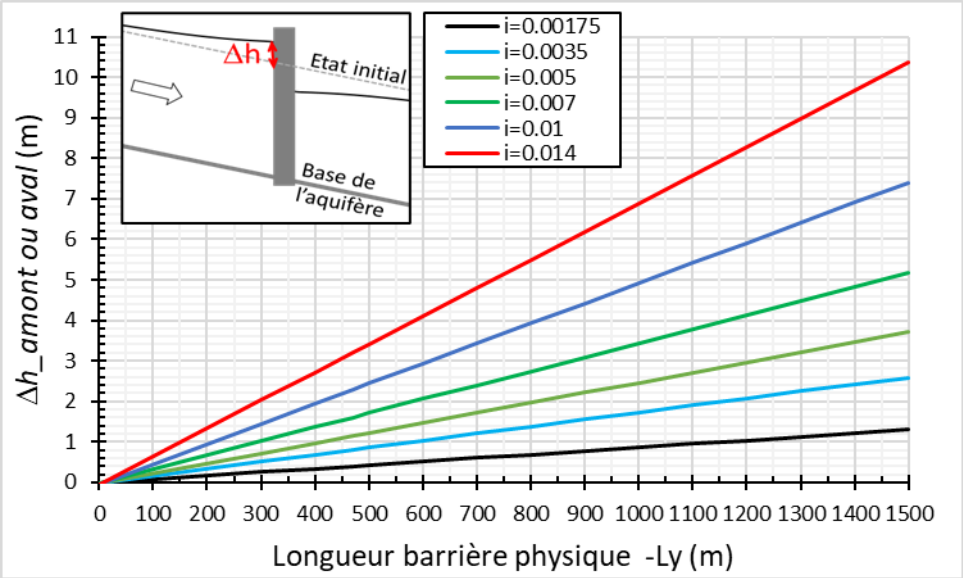


Illustration 57 : Exemple de calcul de l'augmentation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) à l'amont de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle (ou de la baisse à l'aval) pour différentes longueurs de barrières et différents gradients hydrauliques i (0,00175 à 0,14). Réalisée à l'aide de la relation de l'illustration précédente avec une largeur de l'ouvrage (Lx) de 3 m.

b) Temps de mise à l'équilibre de la nappe phréatique à la suite de la construction de la barrière physique souterraine

L'Illustration 58 présente la courbe type du temps nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre (régime permanent) à partir du moment où une barrière physique souterraine (BPS) à occultation latérale partielle est construite (Dewandel et al. 2024d). La durée d'atteinte de cet état dépend de la diffusivité de l'aquifère (D_0K/S) et de la longueur de la barrière perpendiculaire à l'écoulement régional naturel (Ly). Des calculs similaires ont aussi été menés pour le cas de barrières physiques physique souterraines semi-perméables ($k' \neq 0$). Les résultats montrent des courbes aux allures semblables, mais avec un temps pour atteindre l'équilibre qui décroît à mesure que le contraste de perméabilité entre la barrière physique et l'aquifère diminue (c'est-à-dire augmentation de la conductivité hydraulique de la barrière, rapport $Lx \cdot K/(Ly \cdot k')$. Également, lorsque le ratio $Lx \cdot K/(Ly \cdot k')$ approche la valeur de 10 la courbe est quasiment identique au cas d'une barrière imperméable. Ceci montre qu'il n'est pas forcément nécessaire de construire une BPS à occultation latérale partielle strictement imperméable pour obtenir un impact similaire sur la nappe phréatique, notamment la remontée de la nappe phréatique en amont de la barrière. Cette information pourra être prise en compte dans le choix des techniques à mettre en œuvre pour la construction de BPS à occultation latérale partielle. Ces courbes sont également utiles pour évaluer le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la nappe après la construction de la barrière souterraine.

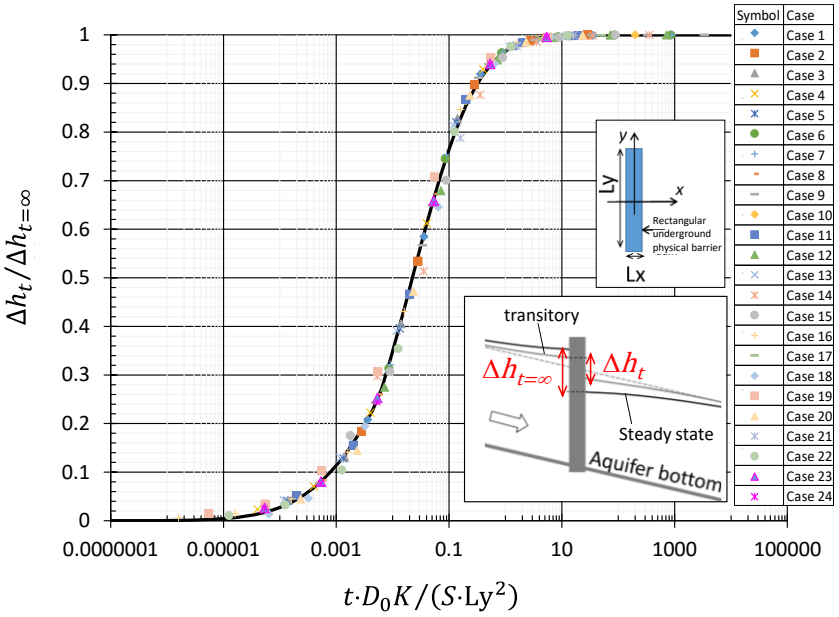


Illustration 58 : Courbe type du temps ($t{\cdot}D_0K/(S{\cdot}Ly^2)$, sans dimension) nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre (ratio $\Delta h_t/\Delta h_{t=\infty}$), pour une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle. Δh_t : variation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) en régime transitoire, $\Delta h_{t=\infty}$: en régime permanent.

Les différents cas testés (Case 1 à 24) correspondent à des simulations pour des configurations différentes : dimensions de la BPS, propriétés hydrodynamiques. Les paramètres utilisés sont disponibles dans (Dewandel et al., soumis).

L'Illustration 59 reprend l'exemple de la construction de la fondation de la gare d'*El Prat de Llobregat* (Pujades et al. 2012). La diffusivité moyenne de l'aquifère est d'environ 3.10^{-2} m²/s (valeur min. : 4.10^{-3} m²/s et valeur max. : 2.10^{-1} m²/s). La construction de la fondation de la gare s'est arrêtée en novembre 2007 et le niveau d'eau a augmenté en amont et diminué en aval jusqu'en août 2008 avec une différence maximale de niveau d'eau entre les deux piézomètres d'environ 1,25 à 1,3 m, soit environ 290 jours après l'arrêt de la construction de la fondation (Illustration 59a). Ensuite, les niveaux piézométriques semblent avoir été perturbés par d'autres processus (ex : recharge de la nappe, pompage, etc.). L'Illustration 59b présente les courbes types du temps de mise à l'équilibre pour différents coefficients de drainance de la barrière ($\mathrm{Lx}{\cdot}K/(\mathrm{Ly}{\cdot}k')$=0,3, 1,0 et ∞) et la variation de charge hydraulique entre les deux puits d'observation en fonction du temps sans dimension $t{\times}D_0K/(S{\times}\mathrm{Ly}^2)$. Pour faire correspondre les données observées avec la courbe type d'une barrière imperméable (courbe noire), une valeur de diffusivité de $4{,}2.10^{-2}$ m²/s et une différence maximale de charge hydraulique en régime permanent de 1,36 m ($\Delta h_{t=\infty}$) ont été nécessaires. L'ajustement est relativement satisfaisant (R^2 : 0,80, RMSE D [écart quadratique moyen standardisé] : 0,036). La valeur de diffusivité utilisé pour le calage est très proche des données de terrain, et la valeur de $\Delta h_{t=\infty}$ (régime permanent) relativement proche de celle mesurée 290 jours après l'arrêt des travaux, qui devrait correspondre à environ 92-96% du maximum attendu de différence de charge hydraulique. Selon la courbe type, le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la nappe phréatique (régime permanent) doit avoir pris encore plusieurs années supplémentaires pour être atteint. Considérant $t{\times}D_0K/(S{\times}\mathrm{Ly}^2) = 10$, ce qui correspond à l'équilibre de la nappe phréatique, il aurait fallu plus de 20 ans pour atteindre l'état d'équilibre. Cependant, si l'on considère 99% de l'équilibre ($t{\times}D_0K/(S{\times}\mathrm{Ly}^2) = 3$), 7 à 8 ans auraient été nécessaires pour atteindre cette situation proche de l'état d'équilibre.

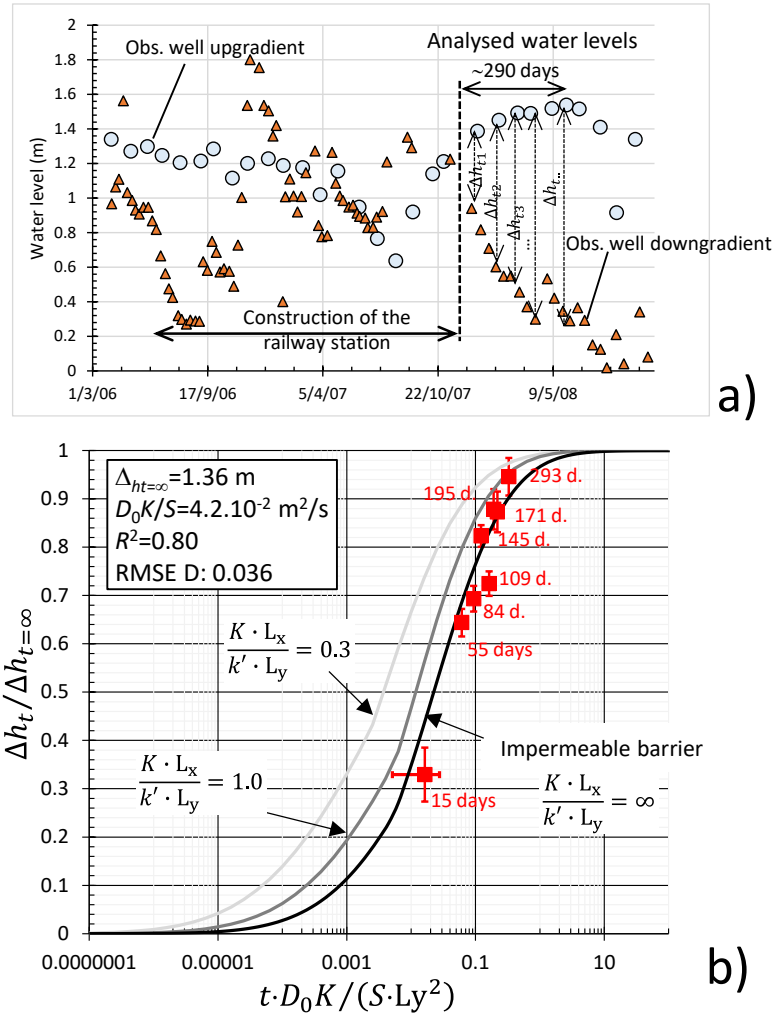


Illustration 59 : Application des courbes types du temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la nappe, exemple de la fondation de la gare d'El Prat de Llobregat (Espagne). a) Mesures du niveau d'eau en amont et en aval de la fondation (modifié de Pujades et al. 2012). b) Analyse de la différence de charge hydraulique entre les deux piézomètres (amont et aval) après l'arrêt de la construction par rapport aux courbes types du temps. Diffusivité de la nappe : 4,2.10^{-2} m^2 /s, $\Delta h_{t=\infty}$:1,36 m. Les barres horizontales correspondent à l'incertitude sur le temps (±10 jours) et les barres verticales à l'incertitude sur la diffusivité de la nappe et sur les valeurs Δh_t (±0,02 à 0,05 m). R : coefficient de régression linéaire. RMSE D : écart quadratique moyen standardisé.

c) Longueur de la barrière physique souterraine ou distance de la barrière physique souterraine au puits de pompage nécessaire pour optimiser le débit de pompage d'un puits

Un point intéressant qui est mis en évidence par les situations avec puits de pompage est la diminution du niveau de la nappe de l'autre côté de la BPS à occultation latérale partielle par rapport à la situation sans puits de pompage. De fait, la propagation du rabattement induit par le puits de pompage peut se propager au-delà de la barrière. Se pose alors la question de l'emplacement optimal du puits de pompage par rapport à la barrière. L'optimisation de la position du puits par rapport à la BPS consiste à minimiser le rabattement dans le puits dû à la présence d'une limite (semi) étanche à l'aval et à maximiser la hausse du niveau piézométrique crée par cette même BPS.

L'Illustration 60a présente la distance optimale sans dimension entre le puits de pompage et la barrière imperméable (x_{w_opt}/Ly) en fonction du débit de pompage sans dimension (Q_p/[D_0·K·i·Ly]) ; x_{w_opt} est la distance optimale du puits à la barrière. La courbe est linéaire sur une échelle log-log (voir l'équation donnée sur le graphique). L'Illustration 60b présente l'inverse de la productivité de la barrière sur le puits (Δh_{wd_max}·D_0·K/Q_p, sans dimension) en fonction de la distance optimale du puits à la barrière (x_{w_opt}/Ly). De même, la courbe est linéaire sur une échelle log-log (voir l'équation donnée sur le graphique). L'utilisation des courbes des deux graphiques permet par exemple, en connaissant les propriétés de l'aquifère (K, D_0, i) et le débit de pompage du puits (Q_p) d'évaluer la longueur de la BPS imperméable perpendiculaire au gradient naturel i (Ly) et d'évaluer à quelle distance du puits de pompage elle doit être construite (x_{w_opt}) pour avoir l'augmentation maximale de la charge hydraulique à l'emplacement du puits. A partir des deux relations empiriques définies sur les illustrations, la relation suivante pour la longueur de la barrière (Ly) perpendiculaire à l'écoulement régional des eaux souterraines est :

$$\mathrm{Ly} = \mathrm{e}\left[0.5385 \cdot \mathrm{Ln}\left(\frac{\Delta h_{max}}{0.1581 \cdot i^{1.857}\left(\frac{T}{Q_\mathrm{p}}\right)^{0.857}}\right)\right] \quad (5)$$

Où T est la transmissivité de l'aquifère (T=D_0K, m^2/s), et Ln le logarithmique népérien.

Alors, l'emplacement optimal de la BPS x_{w_opt} est donné par (Illustration 60a) :

$$x_{\mathrm{w}_opt} = 0.1892 \cdot \mathrm{Ly}^{-0.241} \cdot \left(\frac{Q_\mathrm{p}}{T \cdot i}\right)^{1.241} \quad (6)$$

Attention, ces relations sont valables uniquement pour :

$0{,}03 < \frac{x_{\mathrm{w}_opt}}{\mathrm{Ly}} < 3$; $0{,}2 < \frac{Q_\mathrm{p}}{Ti\mathrm{Ly}} < 11$ et $0{,}001 < \frac{\Delta h_{max} T}{Q_\mathrm{p}} < 1$.

De plus, il est recommandé de vérifier que les variations de piézométrie au niveau du puits (Δh_{max}) inférieures à la valeur (Δh) de l'équation (4) (valeur maximale de la hausse piézométrique au centre de la BPS en amont immédiat de celle-ci)

Ces relations sont définies pour de faibles variations de la hauteur saturée, en pratique pour des variations d'épaisseurs saturées inférieures ou égales à 20 %.

À noter que les deux courbes ne dépendent pas de la largeur de la BPS parallèle au gradient naturel (Lx) puisque ce paramètre intervient ici dans le coefficient de drainance de la barrière.

À noter aussi, que ces équations peuvent aussi être utilisées pour connaitre le débit optimal d'un puits de pompage dans un aquifère donné et pour une dimension de BPS donnée et pour une distance entre le puits et la BPS donnée.

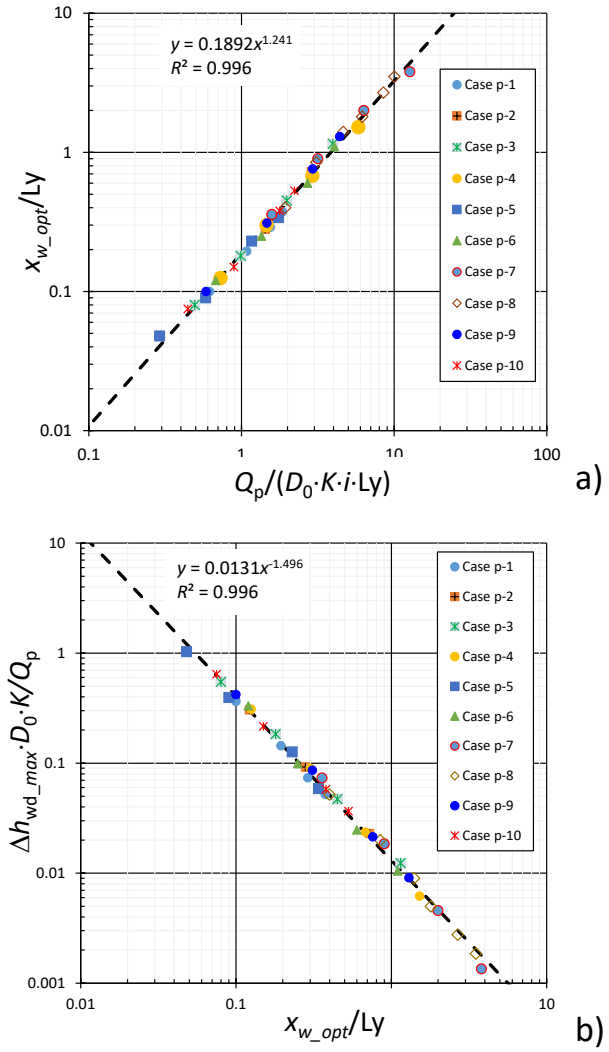


Illustration 60 : Courbes types de l'emplacement optimal du puits de pompage à proximité d'une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle. a) distance optimale (sans dimension) du puits par rapport au débit de pompage sans dimension. b) Inverse de l'efficacité de la barrière sur le puits de pompage (sans dimension) par rapport à la distance optimale du puits (sans dimension). R : coefficient de régression linéaire.

Les différents cas testés (Case p-1 à p-10) correspondent à des simulations pour des configurations différentes : dimensions de la BPS, propriétés hydrodynamiques, débit de pompage, localisation du puits. Les paramètres utilisés sont disponibles dans (Dewandel et al., soumis).

d) Efficacité de la barrière physique souterraine à occultation latérale partielle en fonction de sa perméabilité

L'Illustration 61b montre la dépendance du rapport entre la variation maximale de la charge hydraulique au niveau la barrière souterraine, c'est-à-dire en son centre, pour une barrière semi-perméable ($\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')}$) et, celle pour une barrière imperméable ($\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')=\infty}$), selon le paramètre de drainance de la structure (Lx·*K*/[Ly·*k'*]). Pour rappel, *K* est la perméabilité de l'aquifère et *k'* la perméabilité de la barrière physique souterraine (BPS). La courbe précise l'efficacité de la BPS en fonction de son paramètre de drainance. Elle montre que pour un paramètre de drainance

proche de 10,0, la variation de charge hydraulique est inférieure à 10% par rapport au cas d'une barrière imperméable. Pour un facteur de drainance de la barrière d'environ 20,0, la variation de charge hydraulique est inférieure à 5% par rapport à la situation d'une structure imperméable. Enfin, une différence de charge hydraulique proche de 0 (c'est-à-dire un rapport $(\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')})/\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')=\infty}$~1) est atteinte pour des facteurs de drainance proche de 100,0. Cette courbe est utile pour évaluer la valeur maximale de conductivité hydraulique du matériau qui doit être utilisé pour construire la BPS à occultation latérale partielle. Moyennant des observations de terrain sur une structure en place suspectée de fuites, cette courbe peut aussi être utilisée pour évaluer le facteur de drainance de la barrière, et l'utilisation des solutions mathématiques permettra d'estimer le flux qui passe au travers.

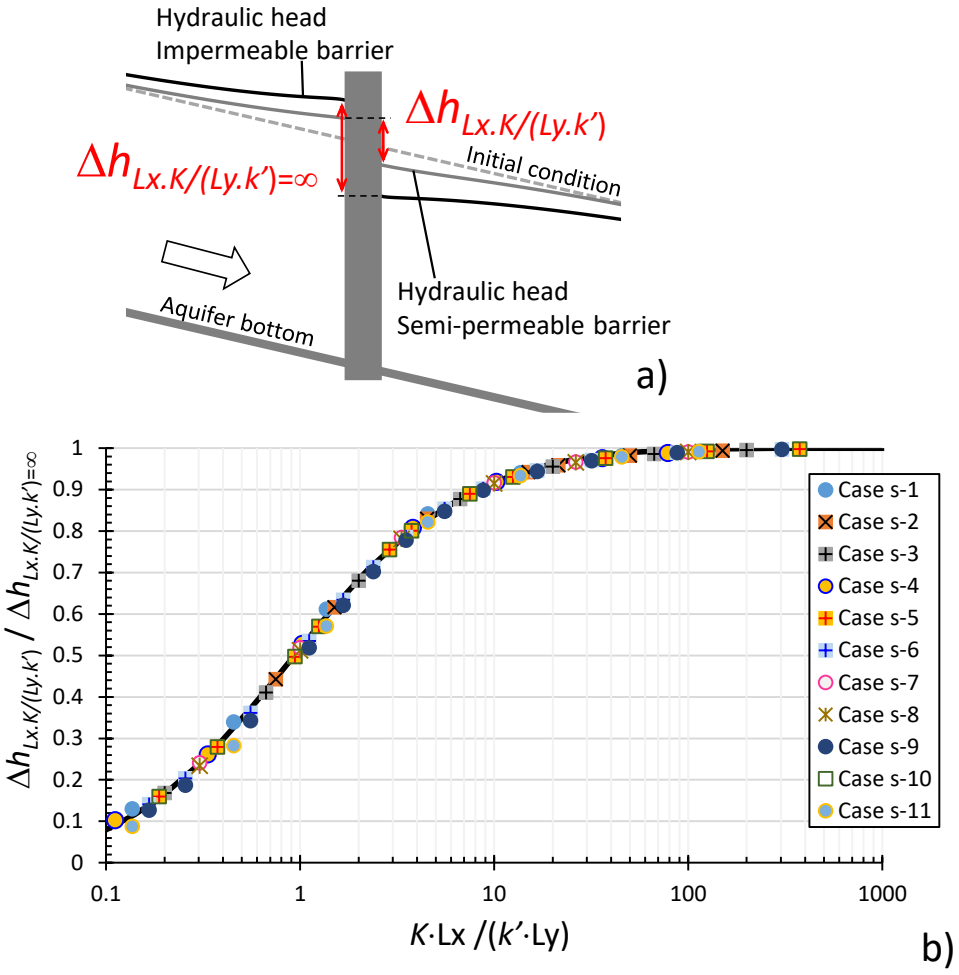


Illustration 61 : Efficacité d'une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle selon son coefficient de drainance, régime permanent. Construit à partir de simulations avec différentes caractéristiques de barrière, d'aquifère et de pompages. a) Schémas, b) graphique sans dimension, $\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')}$: variation de charge hydraulique maximale (centre de la barrière) pour une barrière semi-perméable, $\Delta h_{Lx.K/(Ly.k')=\infty}$:variation de la charge hydraulique maximale (centre de la barrière) pour une barrière imperméable.

Les différents cas testés (Case s-1 à s-11) correspondent à des simulations pour des configurations différentes : dimensions de la BPS, propriétés hydrodynamiques, perméabilité de la BPS. Les paramètres utilisés sont disponibles dans (Dewandel et al., soumis).

e) Cas pratique : exemple de pré-conception d'une hypothétique barrière physique souterraine à occultation latérale partielle permettant de relever la nappe phréatique au droit d'un puits de pompage

À titre pédagogique, un exemple d'utilisation des courbes-types vues précédemment est donné à travers le problème pratique suivant. Dans une nappe alluviale, un puits est pompé à un débit de 250 m^3/h. En raison de la baisse du niveau de la nappe durant les périodes estivales, et après avoir cherché d'autres solutions, la construction d'une BPS est envisagée pour faire augmenter le niveau d'eau à l'emplacement du puits de pompage de 1 m. Le débit de pompage étant proportionnel à l'épaisseur mouillée de l'aquifère, une augmentation de l'épaisseur mouillée permet d'augmenter le débit instantané possible, en dehors de toutes autres considérations relatives au débit mobilisable (partage de l'eau, réglementation, etc.). L'aquifère a une épaisseur de 10 m (entre 8 et 12 m), sa transmissivité moyenne est de $2{,}5.10^{-2}$ m^2/s ($2{,}2$ - $2{,}8.10^{-2}$ m^2/s), son emmagasinement moyen est de 5% (0,04 - 0,06) et le gradient hydraulique moyen dans l'aquifère de 0,0035 (0,0034 - 0,0036). Les questions pour lesquelles des réponses sont attendues sont les suivantes :

- Quelle doit être la longueur de la BPS à occultation latérale partielle ?
- À quelle distance doit-elle être du puits de pompage ?
- Au bout de combien de temps la nappe phréatique sera-t-elle en équilibre ?
- Quelles doivent être la largeur et la perméabilité de la BPS à occultation latérale partielle ?

Les résultats seront donnés avec une gamme de valeurs permettant de prendre en compte l'incertitude sur les paramètres hydrogéologiques.

Avec une transmissivité moyenne de T=$2{,}5.10^{-2}$ m^2/s, i=0,0035 et Q_p=250 m^3/h, la longueur de la barrière Ly est évaluée à environ 1 240 m à partir de l'équation 5 . L'incertitude sur Ly due à l'incertitude des paramètres hydrogéologiques (c'est-à-dire T et i) est d'environ ±100 m. L'emplacement optimal de la barrière x_{w_opt} est donné par l'équation 6, et est évalué à environ 135 m en aval du puits. L'incertitude sur l'emplacement du puits due à l'incertitude des paramètres hydrogéologiques est d'environ ±20 m.

Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre de la nappe est donné par la courbe type de l'Illustration 58 (barrière imperméable). Avec un emmagasinement S de 0,05, le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre ($t{\cdot}T/(S{\cdot}Ly^2)$~10.0) est évalué à 362 jours, soit environ un an. Cependant, une charge correspondant à 95% de celle à l'équilibre ($t{\cdot}T/(S{\cdot}Ly^2)$~0.7) devrait être atteint en moins d'un mois (25 jours), et à 90 % ($t{\cdot}T/(S{\cdot}Ly^2)$~0,31) en 11 jours. Compte tenu de l'incertitude des paramètres hydrogéologiques (T, S et i) et de la gamme pour la longueur de la barrière (Ly), le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre varie entre 330 et 620 jours, pour 95% de la valeur à l'équilibre entre 23 à 43 jours, et entre 10 et 19 jours pour 90% de la valeur à l'équilibre. Ces différentes estimations, assez significatives, sont notamment dues à l'incertitude de la diffusivité de la nappe (0,4-0,7 m^2/s).

La perméabilité k' du matériau qui doit être utilisé pour construire la BPS à occultation latérale partielle peut être estimée à l'aide de la courbe type de l'Illustration 61. L'Illustration 62 présente la gamme de k' pour différents degrés d'efficacité de la barrière et de sa largeur Lx : 90% ($Lx{\cdot}K/(Ly{\cdot}k')$=10,0), 95% ($Lx{\cdot}K/(Ly{\cdot}k')$=20,0), 99% ($Lx{\cdot}K/(Ly{\cdot}k')$=60,0) et 100% ($Lx{\cdot}K/(Ly{\cdot}k')$=100,0), pour l'exemple donné, soit avec K=$2{,}5.10^{-3}$ m/s et Ly=1 240 m. Le graphique montre que pour une largeur de barrière (Lx) comprise entre 3 et 4 m, la plage de perméabilité du matériau de la barrière doit être comprise entre 1 et $4{,}10^{-7}$ m/s pour espérer une efficacité de la barrière comprise entre 95 et 99%. Compte tenu de l'incertitude liée à la variabilité des paramètres hydrogéologiques (T et i) et de la gamme de valeurs évaluée pour la longueur de la barrière (Ly), la perméabilité minimale pour la barrière, pour une efficacité de 95-99% est

comprise entre $8,10^{-8}$ et $5,10^{-7}$ m/s, donc une gamme de perméabilité pour la BPS peu différente de l'estimation précédente (*k'* : 1 à $4,10^{-7}$ m/s).

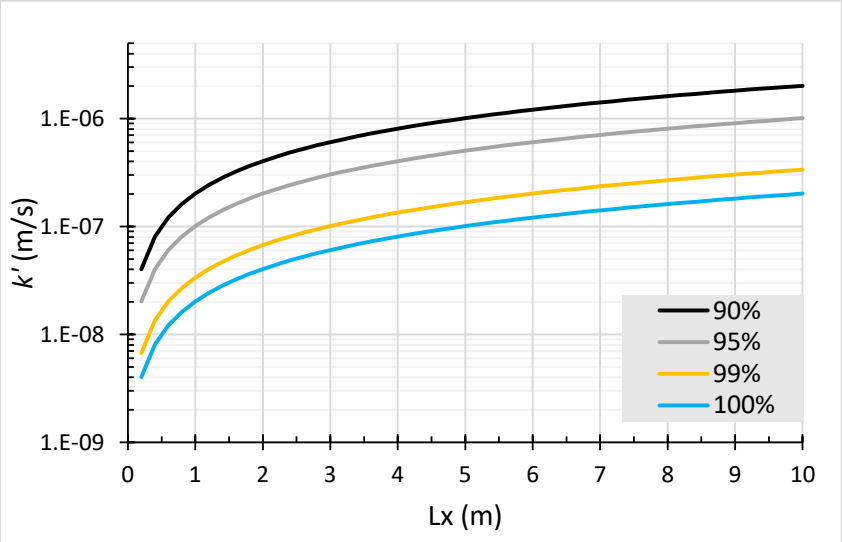


Illustration 62 : Évaluation de la conductivité hydraulique de la barrière souterraine k' pour différentes efficacités de la barrière (par rapport à une barrière imperméable), 90% (Lx·K/(Ly·k')=10,0), 95% (Lx·K/(Ly·k ')=20,0), 99% (Lx·K/(Ly·k')=60,0) et 100% (Lx·K/(Ly·k')=100,0). K=2,5.10^{-3} m/s et Ly=1240 m.

3.1.5. Prise en compte des limites latérales de la nappe

Cet exemple qui a nécessité de nouveaux développements analytiques montre la distribution de la charge hydraulique dans le cas de la quasi-occultation latérale entre la limite de la nappe et le cours d'eau (94,3% d'occultation) (Illustration 63). On observe toujours la surélévation de la piézométrie en amont de la BPS (imperméable) et la baisse en aval. On notera les flux de l'aquifère vers le cours d'eau en amont de la barrière induits par le dôme piézométrique créé, et les flux dans le sens inverse (du cours d'eau vers l'aquifère) à l'aval, induits par la dépression piézométrique. Cette modélisation est cohérente avec la piézométrie observée autour de la BPS de Massillargues-Attuech (voir chapitre 5.5.1).

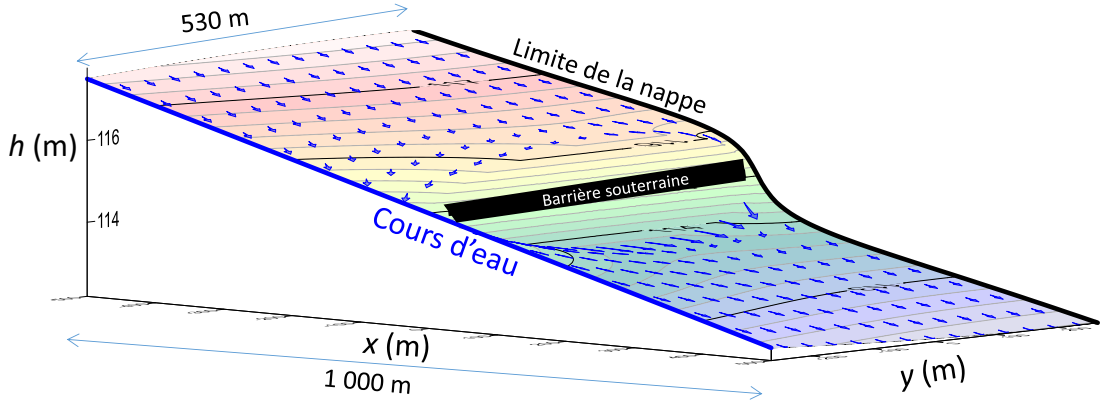


Illustration 63 : Exemple de prise en compte de limites, limite alimentée (cours d'eau, charge imposée) et limite de la nappe, impact d'une barrière physique souterraine imperméable à occultation latérale partielle sur les flux d'eau souterraine en régime permanent. Lx=3 m, Ly=500 m, i=0.005, largeur de l'aquifère : 530 m. Pourcentage d'occultation de l'aquifère : 94,3%. Les flèches bleues représentent le flux de l'eau souterraine.

3.2. IMPACT D'UN SEUIL EN RIVIÈRE

La barrière physique souterraine (BPS) de Massillargues-Attuech est implantée dans un aquifère alluvial autour d'une rivière équipée de plusieurs seuils qui modifient la géométrie de la surface piézométrique (voir chapitre 5.2). Les impacts des seuils interfèrent avec ceux de la BPS. Pour distinguer la part d'influence de chacun des deux types d'ouvrages il est nécessaire d'évaluer l'impact de chacun d'eux séparément. Cette évaluation a été réalisée grâce à l'outil Aquiseuil développé par le BRGM dans le cadre d'un partenariat avec l'OFB qui a fait l'objet d'un rapport BRGM (Dewandel *et al.*, 2024a, rapport BRGM/RP-73913-FR) et d'une publication dans une revue scientifique internationale ((Dewandel *et al.*, 2024b) (Illustration 64). L'outil devrait être mis en ligne prochainement sur le site du BRGM. Cet outil a été développé sous Excel pour évaluer l'impact de l'arasement ou l'effacement d'un seuil en rivière sur la nappe d'accompagnement (déformation piézométrique, modification des flux d'échanges nappe-rivière), mais peut être utilisé pour évaluer l'impact d'un seuil existant. Il n'est pas présenté dans le détail dans ce rapport, mais les approches et outils développées sont mis en œuvre et présenté dans le chapitre 5.6 consacré aux modélisations hydrogéologiques réalisées sur le site de la BPS de Massillargues-Attuech.

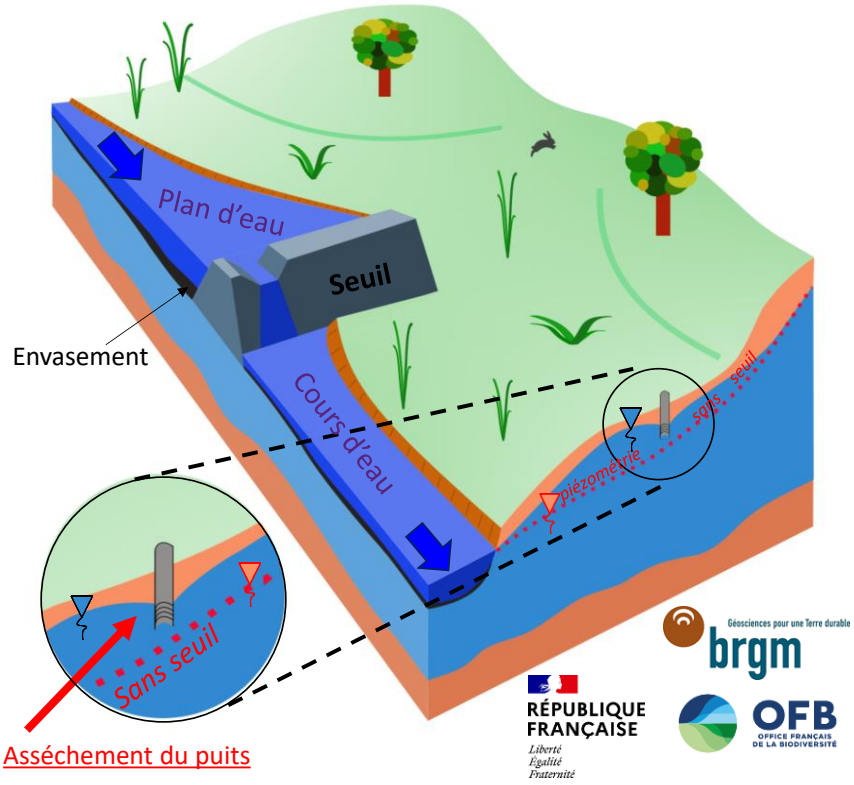


Illustration 64 : Schéma conceptuel de l'impact sur la nappe d'un plan d'eau créé par un seuil ou un barrage. Le trait rouge en pointillé décrit le niveau de la nappe après effacement du seuil. Extrait de l'application « AquiSeuil ».

Sur le schéma de l'Illustration 64 la mise en place du seuil a conduit à réhausser le niveau piézométrique en aval de celui-ci en raison du contournement du seuil par l'eau la rivière via l'aquifère. L'arasement du seuil conduit au retour à un état initial avec un niveau piézométrique plus bas en aval.

4. Techniques de construction – comparaison des méthodes et solutions

Le choix des méthodes peut se faire selon différentes clés de lecture, le choix du donneur d'ordre ou du maitre d'ouvrage pouvant être orienté vers l'une ou l'autre des solutions en fonction de leur avantages et inconvénients, certaines infaisabilités techniques en terme de profondeur, de perméabilité, mais aussi d'autres critères économiques, sociétaux, économiques, environnementaux, comme le cout, la réversibilité de la solution, la taille du chantier, le sourcing de matériaux… Autant de paramètres qu'il faut présenter, organiser, hiérarchiser.

La méthode qui a été développée ici se base sur deux axes d'analyse : fonctionnelle et financière en se focalisant sur les opportunités de mise en place sur le territoire français.

4.1. COMPARAISON FONCTIONNELLE

Une première approche consiste à comparer les fonctionnalités des différentes solutions selon différents critères opérationnels tels que la durabilité, la profondeur ou la perméabilité de l'ouvrage et la réversibilité structurelle (Tableau 4).

Type de Barrière	Profondeur (m)	Durabilité (ans)	Réversibilité structurelle	Perméabilité atteinte (m/s)
Maçonnerie	0-15	>200	Mauvaise	Imperméable
Paroi moulée	5-20	>200	Mauvaise	Selon réalisation
Deep Soil grouting	10-50	~100	Mauvaise	Selon réalisation 10^{-6}
Deep Soil mixing	10-100	~100	Moyenne à mauvaise	Selon réalisation 10^{-6}
Injection résines	0-20	~50	Moyenne	Paramétrable 10^{-6} - 10^{-9}
Palplanches	6-24	~100	Bonne (arrachage)	Imperméable
Tranchée argile	0-20	~50	Bonne, couteuse	Selon réalisation 10^{-6} - 10^{-9}
Biocalcification	0-15	~20-50	Bonne à moyenne, altération	Selon réalisation 10^{-6} - 10^{-9}
Biogeochimie (Fe/Mn)	0-15	~10-50	Bonne à moyenne, altération	Selon réalisation 10^{-6} - 10^{-9}
Deep Soil grouting (bentonite)	10-50	~10-50	Moyenne + altération	Selon réalisation 10^{-6}
Deep Soil mixing (bentonite)	10-100	~10-50	Moyenne + altération	Selon réalisation 10^{-6}

Tableau 4 : Comparaison fonctionnelle des différentes techniques de construction.

Peut également être intégrée dans l'analyse, la notion de réversibilité fonctionnelle et d'acceptabilité sociétale.

Concernant la réversibilité structurelle des solutions, il est à noter qu'aucune solution n'est purement irréversible. En effet, les solutions grises (ciment, géomembrane) de type paroi moulée, jet grouting ou maçonnerie pourront toujours être démontée, mais cela nécessitera l'ouverture de tranchées importantes, du matériel de travaux publics lourd, des couts de démantèlement très élevés. On peut donc caractériser ce type de solutions de peu réversible, ou de mauvaise reversibilité. Les alternatives de renforcement de sol sans utilisation de ciment (argile, bentonite, biocalcification, biogel) présentent une capacité de remaniement de la barrière en place et donc une réversibilité avec moins d'impact, qualifiée de bonne à moyenne. Enfin, le cas particulier des palplanches présente une très bonne réversibilité (facilité de récupération).

Concernant l'utilisation de matériaux synthétiques ou naturels, peuvent être distinguées les solutions dites « dures » ou « grises » basées sur les solutions de génie civile anciennes à contemporaines, des solutions « souples » ou « vertes » basées sur le génie écologique et des solutions types « solutions fondées sur la nature » (SFN) (Il est à noter que la notion de SFN diffère suivant qu'elle est utilisée dans le génie civil et en hydrologie). On considère enfin les alternatives ou solutions intermédiaires qui peuvent présenter des avantages ou inconvénients des deux types de solutions :

a) Solution grises / solutions dures

- Maçonnerie à base de béton armé, d'enrochement ou moellons liaisonnés au ciment : avantages : étanchéité, contrôle d'exécution ; inconvénients : cout, emprise, peu réversible**,** impact environnemental.
- Palplanches en acier : avantages : étanchéité, contrôle d'exécution, simplicité, réversible cout ; inconvénients : sensible à l'encaissant, corrosion, cout acier.
- Géomembranes en PEHD ou PVC installées dans une tranchée ou associées à une paroi en coulis : avantage : étanchéité absolue ; inconvénients : cout, contrôle d'exécution, réalisation, peu réversible.
- Parois en coulis ciment-bentonite ou boue sol-ciment-bentonite (avantages : cout, étanchéité, contrôle d'exécution ; inconvénients : sol en déchet, peu réversible).

b) Solutions vertes / solutions souples

- Cœur en argile : avantages : étanchéité, contrôle d'exécution ; inconvénients : cout, emprise, réalisation, peu réversible, limité à quelques mètres de profondeur.
- Biocalcification : avantages : cout, réversible dans le temps ; inconvénients : solution novatrice non encore opérationnelle, contrôle difficile, emprise.
- Biogel et biomucus (Fe/Mn) : avantages : cout, réversible dans le temps ; inconvénients : solution novatrice non encore opérationnelle, contrôle difficile, emprise.
- Congélation des sols (solution court terme) : avantages : étanchéité, rapidité, réversibilité, réalisation ; inconvénients : cout, empreinte carbone.
- Parois en sol-bentonite : avantages : cout, étanchéité, grande profondeur ; inconvénients : peu réversible, contrôle d'exécution.

c) Alternative (solution intermédiaire)

- Jet Grouting (renforcement de sol) : avantages : cout, facilité de réalisation ; inconvénients : étanchéité, contrôle, peu réversible.

- Deep soil mixing (remaniement de sol) : avantages : cout, facilité de réalisation ; inconvénients : étanchéité, contrôle, peu réversible.
- Injection (résines) : avantage : facilité de réalisation ; inconvénients : cout, contrainte écologique, étanchéité, contrôle, peu réversible.

4.2. COMPARAISON FINANCIERE

L'évaluation financière pour la construction d'une barrière physique souterraine dépend de plusieurs facteurs techniques, géographiques et économiques.

Les estimations de coûts ne sont qu'une indication qui ne substitue pas un préchiffrage de projet qui nécessitera une étude avec sollicitation de maître d'œuvre en fonction du contexte et de la solution retenue.

Les coûts présentés ci-après reflète les marchés de 2024 et peuvent connaître des fluctuations importantes (inflation, coûts des matériaux, évolution de techniques…).

L'exercice d'évaluation financière est fait ici pour la France métropolitaine, et pour des profondeurs de BPS allant de 5 à 30 m. En effet, si certaines barrières et parois ont déjà été installés à des profondeurs pouvant atteindre environ 100m (Tableau 4), l'évaluation financière s'est révélée très aléatoire pour ces profondeurs, un travail complémentaire systématique serait nécessaire. Il a donc été préféré de limiter les comparaisons des méthodes jusqu'à 30 m de profondeur (profondeurs fréquemment atteintes en France métropolitaine) et de proposer une étude au cas par cas pour les solutions allant au-delà des 30 m. Les calculs pour les solutions courantes sont évalués sur la base d'échanges et benchmark avec les principaux maîtres d'œuvre et entreprises du secteur.

L'estimation des coûts repose sur la méthodologie suivante.

a) Méthodologie d'évaluation des couts

o *Analyse préliminaire*

- Étendue du projet : longueur, profondeur et épaisseur de la barrière.
- Nature de l'encaissant : étude géotechnique pour déterminer les conditions du sol (rocheux, sableux, argileux, etc.).

o *Coûts directs*

- Études et ingénierie : études géotechniques, environnementales et de conception : 5-15 % du budget total.

o *Matériaux*

- Coût des matériaux (par mètre cube ou tonne) : béton, acier, membranes.
- Transport des matériaux.
- Travaux de construction :
  - Excavation (en fonction du sol et de la profondeur).
  - Mise en place et assemblage.
  - Éventuelles installations auxiliaires (drains, protections).

- ***Coûts indirects***

- Logistique et gestion : coordination des équipes et des équipements.
- Permis et autorisations : liés à l'impact environnemental.
- Assurance chantier et imprévus : 5-10 % pour aléas techniques.
- Maintenance et inspection post-construction.

b) Estimation budgétaire

Les ordres de grandeurs pour la réalisation des travaux se base sur des fourchettes de prix suivantes considérée pour les préchiffrages de travaux dans le BTP :

- Excavation : 30-100 €/m³ (selon profondeur et sol).
- Barrière en béton armé : 500-1 000 €/m² de surface (selon épaisseur et profondeur).
- Parois moulées : 700-2 000 €/m², particulièrement dans des sols complexes.
- Géomembranes : 10-50 €/m², souvent pour des barrières anti-infiltration, hors tranchée.
- Main-d'œuvre : variable selon la région, typiquement 20-40 % du cout total.

c) Calculs solutions courantes

Les calculs pour les solutions courantes (cœur argile, palplanche, paroi en coulis et paroi moulée, jet grouting) sont évalués sur la base d'échanges et benchmark avec les principaux maîtres d'œuvre et entreprises du secteur.

Les calculs pour des profondeurs de BPS entre 5 et 30 m sont proposés et reprennent des valeurs hautes (total + (€)) et basses (total – (€)) pour présenter l'incertitude des couts pour une réalisation en contexte métropolitain.

Les solutions chiffrées ci-après sont considérées pour une paroi de 500m de long et 20m de hauteur.

- BPS en cœur argile

Tache	sous tache	cout unitaire	quantité	remarque	total-(€)	total+(€)
0-	**Phase préparatoire**					
0-	Installation plateforme	6-20m² /ml	60-200€/ml		45 000 €	150 000 €
0-	Installation de chantier(1)	200-300ml	10 000 €	+1000€/mois	10 000 €	10 000 €
0-	Drainage	1/ml	50-75€/ml	Drain periphérique amont	25 000 €	37 500 €
1-	**Creusement**					
1-	Décaissement Terre Végétale	30cm/m²	30-50€/m3	6750 €	236 250 €	337 500 €
1-	Fouille alluvions >2000m³	volume	10-20€/m3	Jusqu'à 1000m³/jr	3 120 000 €	6 630 000 €
1-	Evacuation/stockage alluvions(2)	partie réutilisée	10-20€/m3	Negligé ici	0 €	0 €
1-	Evacuation définitive alluvions	équivalent cœur	10-30€/m3	Ferme ISDI ou ISDND	225 000 €	675 000 €
2-	**Comblement réalisation**					
2-	Traitement fond de fouille	5m²/ml	200€/ml		100 000 €	100 000 €

2-	Remblai argile	volume cœur	40-80€/m3	150m^3/jr	900 000 €	1 800 000 €
2-	Remblai alluvions >2000m^3	volume remblayé	10-20€/m3		3 900 000 €	6 630 000 €
2-	Contrôle exécution	1/10ml	200-300€/ml	2000€/u	100 000 €	150 000 €
3-	**Remise en état**					
3-1	Remise en état	30cm/m²	20-30€/ml		15 000 €	22 500 €
3-2	Végétalisation	30m²/ml	20-30€/m²		675 000 €	1 012 500 €
				Total	9 351 250 €	17 555 000 €
				Total/ml	18 703 €	35 110 €
				Total/m3	36 €	68 €

Tableau 5 : Évaluation des coûts d'une BPS en cœur argile.

Le cout d'une barrière en cœur argile (tableau 5) varie avec le carré de la profondeur, lié au volume de terrassement nécessaire, lui aussi au carré de la profondeur. Ainsi, cette solution est compétitive pour les petites profondeurs (5 à 10 m) mais devient prohibitive au-delà de 15 m (illustration 65).

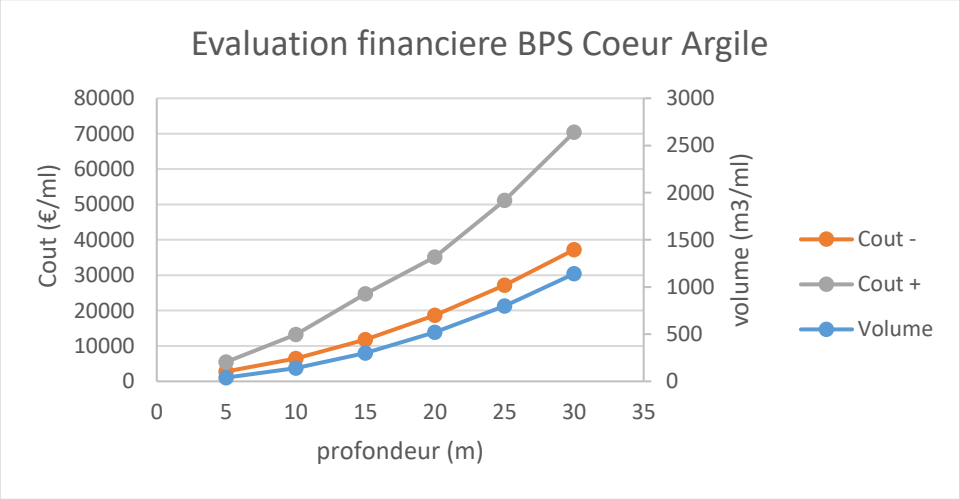


Illustration 65 : Coût des BPS Cœur argile avec la profondeur.

- Rideau de palplanches

Tache	sous tache	cout unitaire	quantité	remarque	total-(€)	total+(€)
0-	**Phase préparatoire**					
0-	Installation plateforme	6-20m² /ml	60-200€/ml		30 000 €	100 000 €
0-	Installation de chantier(1)	200-300ml	10 000 €	+1000€/mois	10 000 €	10 000 €
0-	Drainage	1/ml	50-75€/ml	Non necessaire		
1-	**battage de palplanche**					
1-	Amené repli	u	10 690 €	HT	8 000 €	12 000 €

1-	Mise en station	u	330-384	non, battage continu	0 €	0 €
1-	battage de palplanche	palplanche 800mm	2230€/ml	10 min /palplanche	2 800 000 €	3 360 000 €
1-	Contrôle exe	1/20ml	100-150€/ml	2000€/u	50 000 €	75 000 €
2-	**Remise en état**					
2-1	Remise en état	1m³/ml	20-30€/ml		10 000 €	15 000 €
2-2	Végétalisation	5m²/ml	60-90€/ml		30 000 €	45 000 €
				Total	2 938 000 €	3 617 000 €
				Total/ml	5 876 €	7 234 €
				Total/m3	367 €	452 €

Tableau 6 : Évaluation des coûts d'un rideau de Palplanches.

Le cout des rideaux de palplanches (tableau 6) est lié au nombre de section de 12 m nécessaires à la réalisation. Ainsi, on trouve une limite raisonnable à cette solution à 24 m de profondeur (25m avec une poutre de couronnement), et un saut de coût à 12m de profondeur (illustration 66).

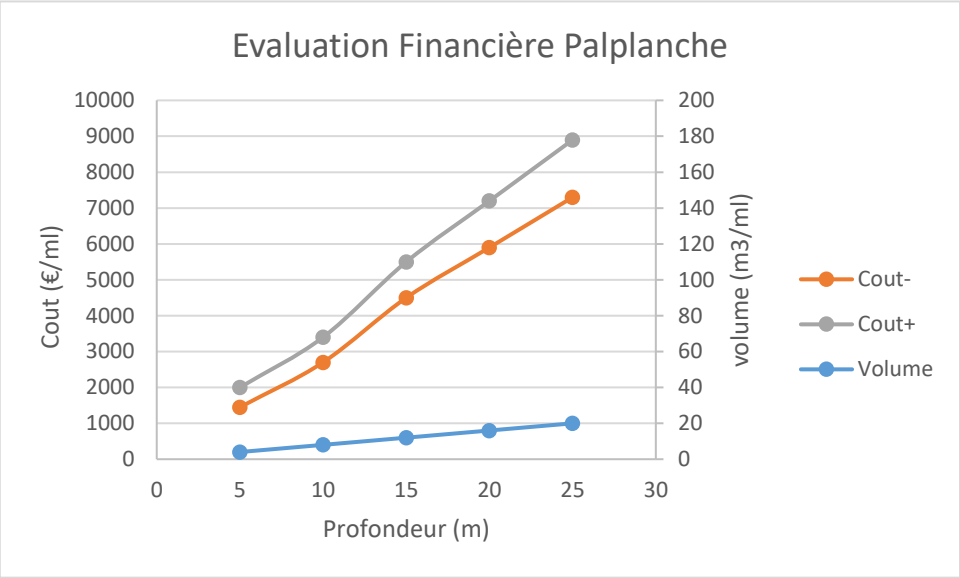


Illustration 66 : Coût des rideaux de palplanches avec la profondeur.

- Paroi en coulis

Tache	sous tache	cout unitaire	quantité	remarque	total-(€)	total+(€)
0-	**Phase préparatoire**					
0-	Installation plateforme	6-20m² /ml	60-200€/ml		40 000 €	120 000 €
0-	Installation de chantier(1)	200-300ml	10 000 €	+1000€/mois	10 000 €	15 000 €
0-	Drainage	1/ml	50-75€/ml	Non nécessaire		

1-	**Colonnes renforcées**					
1-	Amené repli	u	4200€-5300€	HT	5 040 €	6 360 €
1-	Mise en station	u	200-250/st	70-100 stations	23 520 €	42 000 €
1-	Paroi moulée	6-7m x 0,5 0,6 large	200-240€/m²		2 400 000 €	2 880 000 €
1-	Contrôle exécution	1/20ml	100-150€/ml	2000€/u	50 000 €	75 000 €
2-	**Remise en état**					
2-1	Remise en état	1m³/ml	20-30€/ml		10 000 €	15 000 €
3-2	Végétalisation	5m²/ml	60-90€/ml		30 000 €	45 000 €
				Total	2 568 560 €	3 198 360 €
				Total/ml	5 137 €	6 397 €
				Total/m3	428 €	533 €

Tableau 7 : Évaluation des couts d'une paroi en coulis.

Le cout d'une paroi en coulis (tableau 7) est linéairement croissant avec la profondeur pour une profondeur maximale de réalisation calculé de 30 m. Au-delà de cette profondeur, une étude dédiée est recommandée.

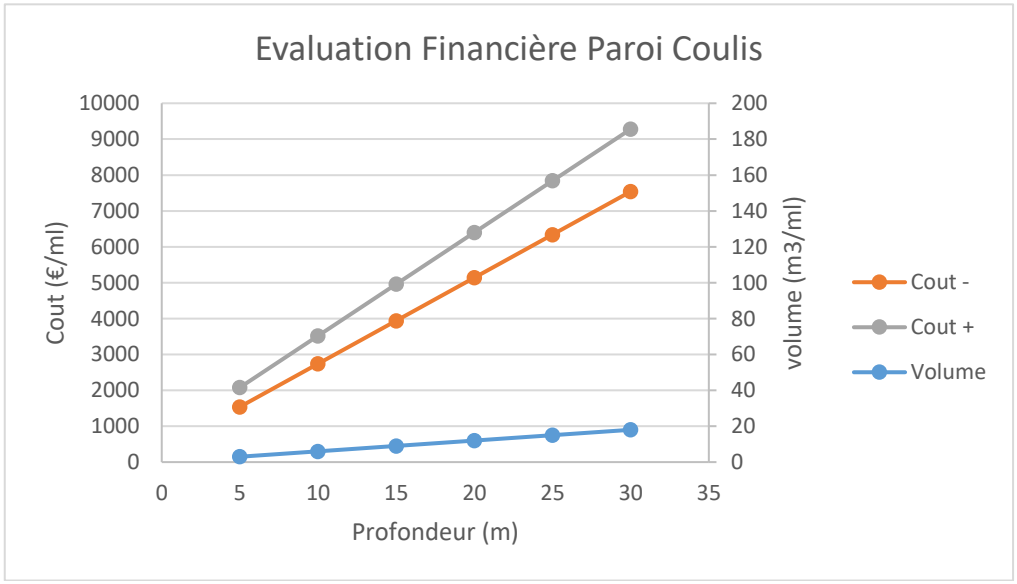


Illustration 67 : Coût des parois en coulis avec la profondeur.

- Paroi béton armé (paroi moulée)

Tache	sous tache	cout unitaire	quantité	remarque	total-(€)	total+(€)
0-	Phase préparatoire					
0-	Installation plateforme	6-20m² /ml	60-200€/ml		40 000 €	120 000 €
0-	Installation de chantier(1)	200-300ml	10 000 €	+1000€/mois	10 000 €	15 000 €
0-	Drainage	1/ml	50-75€/ml	Non nécessaire		
1-	**Colonnes renforcées**					
1-	Amené repli	u	4200€-5300€	HT	5 040 €	6 360 €
1-	Mise en station	u	200-250/st	70-100 stations	23 520 €	42 000 €
1-	Paroi moulée	6-7m x 0,5 0,6 large	420-480€/m²		5 040 000 €	5 760 000 €
1-	Contrôle exe	1/20ml	100-150€/ml	2000€/u	50 000 €	75 000 €
2-	Remise en état					
02-janv	Remise en état	1m³/ml	20-30€/ml		10 000 €	15 000 €
3-2	Végétalisation	5m²/ml	60-90€/ml		30 000 €	45 000 €
				Total	5 208 560 €	6 078 360 €
				Total/ml	10 417 €	12 157 €
				Total/m3	868 €	1 013 €

Tableau 8 : Évaluation des coûts d'une paroi moulée.

Le cout d'une paroi moulée en béton armé (tableau 8) est linéairement croissant avec la profondeur pour une profondeur maximale de réalisation de 30m (illustration 68). Le surcout par rapport aux parois en coulis vient du cout et de l'installation de ferraillage. Au-delà de 30 m, les contraintes d'alignement des panneaux impliquent des chiffrages dédiés.

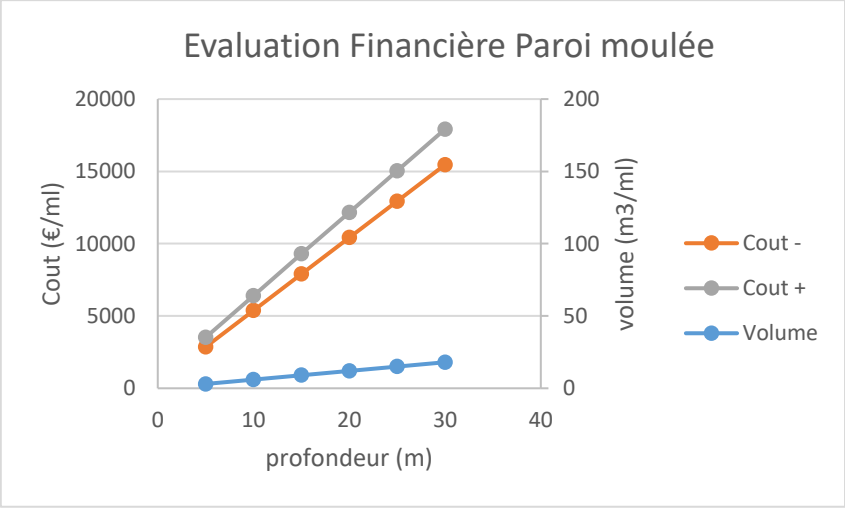


Illustration 68 : Coût des parois moulées avec la profondeur.

- Amélioration de sol (jet grouting et mélange de sol)

Tache	sous tache	cout unitaire	quantité	remarque	total-(€)	total+(€)
0-	**Phase préparatoire**					
0-	Installation plateforme	6-20m² /ml	60-200€/ml		30 000 €	100 000 €
0-	Installation de chantier(1)	200-300ml	10 000 €	+1000€/mois	10 000 €	10 000 €
0-	Drainage	1/ml	50-75€/ml	Non necessaire		
1-	**Colonnes renforcées**					
1-	Amené repli	u	4200€-5300€	HT	5 040 €	6 360 €
1-	Mise en station	u	200-250/st	330-384 colonnes / 1m hr	110 880 €	161 280 €
1-	jet grouting	1,3-1,5m diametre	240-280€/ml	330-384 colonnes / 1m hr	2 280 960 €	3 096 576 €
1-	Contrôle exe	1/20ml	100-150€/ml	2000€/u	50 000 €	75 000 €
2-	**Remise en état**					
2-1	Remise en état	1m³/ml	20-30€/ml		10 000 €	15 000 €
3-2	Végétalisation	5m²/ml	60-90€/ml		30 000 €	45 000 €
				Total	2 526 880 €	3 509 216 €
				Total/ml	5 054 €	7 018 €
				Total/m3	168 €	234 €

Tableau 9 : Évaluation des couts d'amélioration de sol.

Le cout des solutions d'amélioration de sol (tableau 9), jet grouting ou soil mixing, sont linéairement croissants avec la profondeur (illustration 69), exception faite du besoin d'augmenter le diamètre des inclusions pour les seuils de profondeur de 20 m et 30 m pour assurer la continuité de la barrière. Au-delà des 30 m, la solution est toujours techniquement réalisable, mais les inclusions sont faites en quinconce pour assurer la continuité de la barrière, augmentant encore le cout de réalisation.

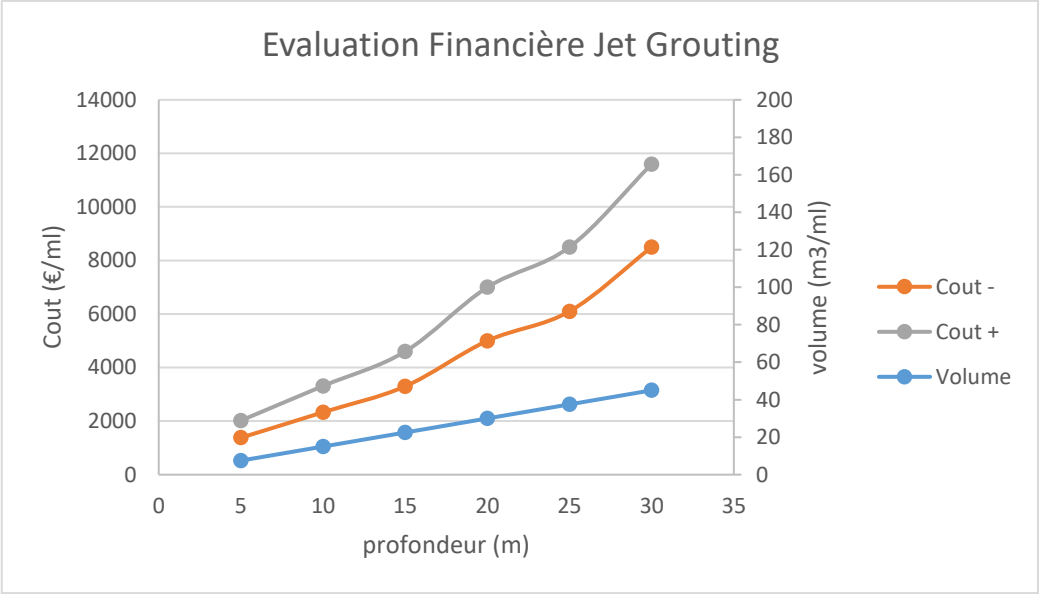


Illustration 69 : Cout des BPS en amélioration de sols (jet grouting, soil mixing).

- Comparaison des couts des solutions courantes

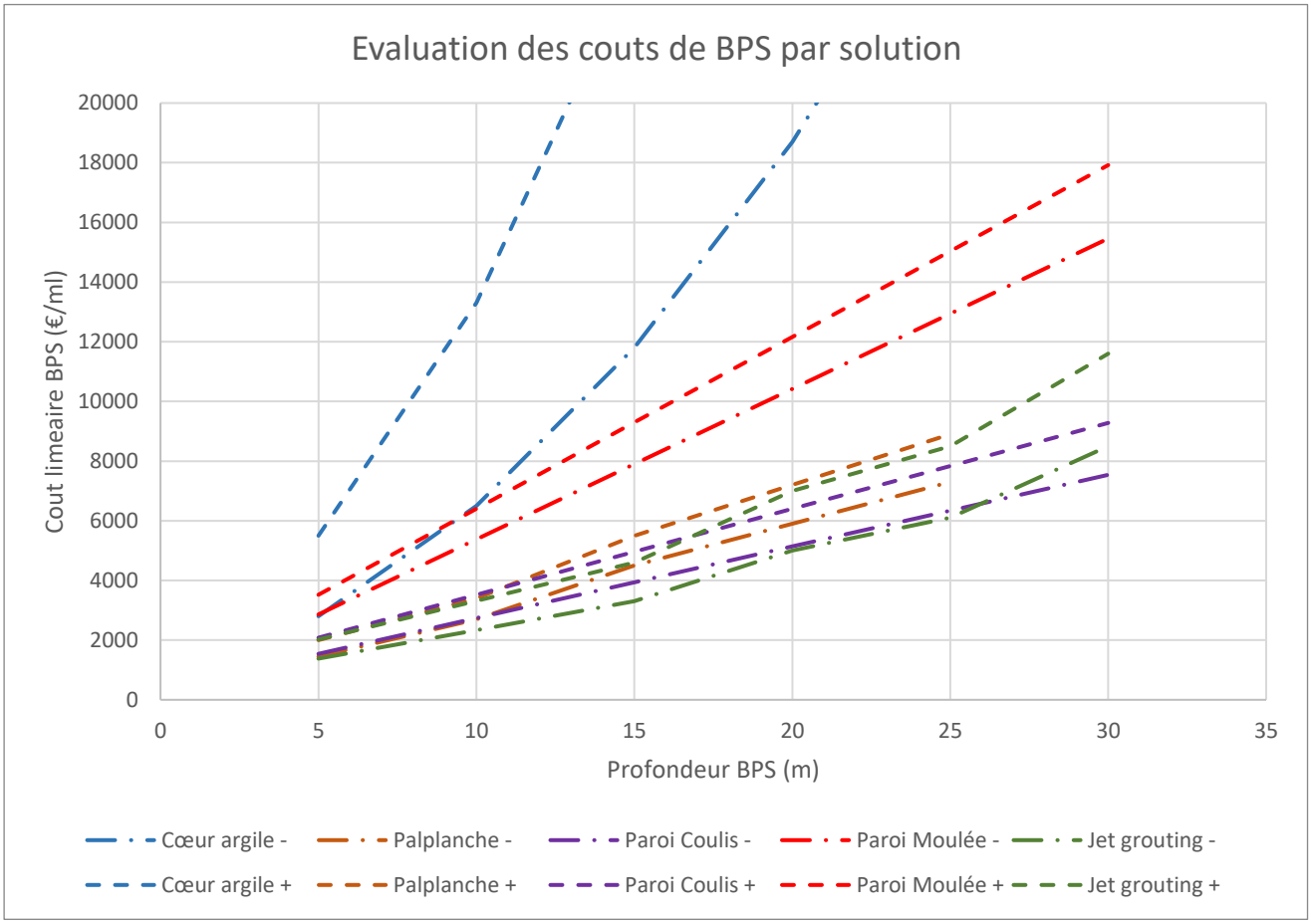


Illustration 70 : Comparaison financière des méthodes courantes.

Une comparaison des solutions courantes (illustration 73) montre :

- Pour les petites profondeurs (5-15 m) que les solutions de parois en coulis, palplanches et amélioration de sol présentent des couts homogènes.
- Le cout d'une BPS est relativement linéaire avec la profondeur pour une barrière entre 5 m et 30 m de profondeur, hormis pour les solutions cœur argile.
- La solution de cœur argile, est très rapidement plus chère que les autres solutions étant donné les volumes terrassés qui sont très importants.
- La solution de paroi moulée (béton armé) est systématiquement plus chère que les autres solutions (à l'exception des BPS en cœur d'argile) en raison du cout supplémentaire des matériaux nécessaires pour le blindage de parois mais non indispensable dans le cadre des BPS. Sans armature, le cout serait intermédiaire avec celui d'une « Paroi Coulis ».

d) Calculs des couts de congélation des sols

Pour cette solution moins courante, une évaluation plus détaillée des couts a été nécessaire. Il est considéré ici une solution de saumure, l'azote n'étant a priori pas adapté aux grands écrans et a la congélation sur une longue période.

Un premier chiffrage a été réalisé pour une zone congelée de 100 m de long et 10 m de profondeur, soit environ 1000 m^3 (hypothèse 1).

- **Hypothèse 1**
  - Zone à congeler : 100 m de long × 10 m de profondeur × 1 m d'épaisseur.
  - Durée de congélation : 6 mois.
  - Tarif de l'électricité : 0,15 €/kWh.
- Étapes
  - 50 forages nécessaires (espacement de 2 m).
  - Longueur totale : 50 × 10 m = 500 mètres linéaires.
  - Coût : 500 m × 400 €/m = 200 000 €.
- Installation frigorifique
  - Capacité de refroidissement adaptée à la zone.
  - Coût estimé : 150 000 €.
- Consommation énergétique
  - Surface à congeler : 1 000 m^3.
  - Énergie : 30 kWh/m^3/jour × 180 jours = 5 400 000 kWh.
  - Coût : 5 400 000 kWh × 0,15 €/kWh = 810 000 €.
- Consommables et maintenance
  - Saumure : 50 m^3 × 30 €/m^3 = 1 500 €.
  - Maintenance sur 6 mois : 20 000 €.
- Coût total estimé :

L'estimation du cout global avec les hypothèses 1 est d'environ 1,2 millions d'euro (Tableau 10).

Poste	**Coût (€)**
Études préliminaires	30 000 €
Forages	200 000 €
Système frigorifique	150 000 €
Énergie	810 000 €
Saumure et maintenance	21 500 €
Total	**1 211 500 €**

Tableau 10 : Coût d'une solution de congélation de sol (1000 m²).

- Facteurs influençant le coût
  - **Profondeur et taille** de la zone à congeler.
  - **Durée du projet** : coût énergétique et maintenance.
  - **Nature du sol** : les sols saturés en eau ou très conducteurs thermiquement nécessitent plus d'énergie.
  - **Conditions climatiques** : les zones froides réduisent la charge thermique.

Pour un projet de congélation de sol avec une zone plus grande, une estimation des couts est proposée (hypothèse 2) : **500 m de long, 20 m de profondeur, 1 m d'épaisseur**.

- **Hypothèse 2**
  - Dimensions de la zone à congeler : volume total : 500 m×20 m×1 m=10,000 m^3
  - Espacement des forages : Espacement de 2 m, nécessitant 250 forages.
  - Durée de congélation : 6 mois.
  - Consommation énergétique par m^3 de sol : 30 kWh/m^3/jour.
  - Tarif de l'électricité : 0,15 €/kWh.
- Étapes
  - 250 forages nécessaires (espacement de 2 m).
  - Longueur totale : 250 × 20 m = 5 000 mètres linéaires.
  - Cout : 5 000 m × 400 €/m = 2 000 000 €.
- Installation frigorifique
  - Capacité de refroidissement réévaluée.
  - Cout estimé : 400 000-500 000 €.
- Consommation énergétique
  - Surface à congeler : 10 000 m^3.
  - Énergie : 30 kWh/m^3/jour × 100 m × 180 jours = 54 000 000 kWh.
  - Cout : 540 000 kWh × 0,15 €/kWh = 8 100 000 €.

- Consommables et maintenance
  - Saumure : 100 m³ × 30 €/m³ = 3 000 €.
  - Maintenance sur 6 mois : 100 000 €.
- Cout total estimé :

L'estimation du cout global avec les hypothèses 2 est d'environ 11 millions d'euro (Tableau 11).

Poste	**Coût (€)**
Études préliminaires	150,000 €
Forages	2,000,000 €
Système frigorifique	500,000 €
Énergie	8,100,000 €
Saumure et consommables	3,000 €
Maintenance et surveillance	100,000 €
Total	10,853,000 €

Tableau 11 : Coût d'une solution de congélation de sol (10 000 m²).

e) Coûts estimatifs d'une solution de biocalcification

L'évaluation de coût de cette solution présente encore plus d'incertitude lié à la maitrise de cette solution, au manque de recul et de mise en production sur des cas multiples et variés.

- Études préliminaires
  - **Analyse du sol :** Tests géotechniques pour évaluer la perméabilité, la granulométrie, et les besoins spécifiques de biocalcification.
  - **Sélection des micro-organismes :** Identification des bactéries adaptées.
  - Coût : **10 000-30 000 €**, selon la complexité.
- Matériaux nécessaires
- Culture bactérienne :
  - Production de bactéries dans des conditions stériles.
  - Coût : **2-5 €/L** pour des cultures industrielles, avec des besoins typiques de **20-50 L/m³ de sol**.
- Solution nutritive (urée et calcium) :
  - Source d'urée : 1-2 €/kg.
  - Source de calcium : 0,5-1 €/kg (exemple : chlorure de calcium).
  - Quantité : environ **10-20 kg de chaque substance par m³ de sol**.

- Injection de la solution :
  - Matériel : pompes d'injection et tuyaux pour distribuer la solution dans le sol.
  - Coût : **5-10 €/m³ de sol traité**.
  - Installation des points d'injection (forages peu profonds ou tranchées).
  - Coût moyen : **20-50 €/m³ de sol traité**, selon la profondeur et l'accessibilité.
- Coût énergétique
  - Relativement faible, car le procédé repose principalement sur des réactions biologiques.
  - Consommation énergétique pour la préparation et l'injection : **5-10 €/m³ de sol**.
- Maintenance et suivi
  - Surveillance biologique : assurer que les bactéries restent actives.
  - Suivi mécanique : tests périodiques pour vérifier la résistance et la cohésion du sol.
  - Coût : **5-10 %** du coût total du projet.
- Étude de cas : Zone de traitement de 500 m × 20 m × 1 m
- Hypothèse 1
  - Volume total : 500 m×20 m×1 m=10,000m^3.
  - Coût des cultures bactériennes : 3 €/L.
  - Coût des réactifs (urée et calcium) : 1 €/kg chacun.
  - Besoin en solutions : **30 L/m³** de culture bactérienne et **15 kg/m³** de chaque réactif.
  - Coût d'injection et préparation : 40 €/m^3.
- Calculs
  - Culture bactérienne :30 L/m^3×10 000 m^3=300 000 L ; 300 000 L×3 €/L=900 000 €
  - Urée : 15 kg/m3×10 000 m3=150 000 kg ; 150 000kg×1€/kg=150 000€.
  - Calcium : 150 000 kg×1 €/kg=150 000 € ; 150 000kg×1€/kg=150 000€.
  - **Injection et préparation :** 40 €/m^3×10 000 m^3=400 000 € ;
  - **Maintenance et suivi :** 5%×(900 000+300 000+400 000)=80 000 €.

- Coût total estimé

L'estimation du cout global avec les hypothèses 1 (10 000m²) est d'environ 1,7 millions d'euros (Tableau 12)

Poste	**Coût (€)**
Études préliminaires	30,000 €
Culture bactérienne	900,000 €
Réactifs (urée et calcium)	300,000 €
Injection et préparation	400,000 €
Maintenance et suivi	80,000 €
Total	1,710,000 €

Tableau 12 : Coût d'une solution de biocalcification (10 000 m²).

f) Coût d'une solution de biogel pour des parois étanches

- Production de biogels
  - Les biopolymères peuvent être produits industriellement ou *in situ* par des bactéries.
  - Coût estimé :
    - Biopolymères industriels : 5-20 €/kg, selon le type (alginate, xanthan, etc.).
    - Production *in situ* (par fermentation) : 3-10 €/kg, mais nécessite des équipements adaptés.
- Solution d'injection
  - Les biogels sont dilués ou mélangés avec d'autres composants (par exemple : eau, liants).
  - Quantité : environ 10-20 kg de biopolymère par m³ de sol traité.
  - Coût : Biogel (pur) : 50-200 €/m³ de sol, selon la concentration. Solution préparée : 20-50 €/m³ de sol.
- Injection et application
  - L'injection peut être réalisée à l'aide de forages ou de tranchées.
  - Coût typique : 20-50 €/m³ de sol, selon la profondeur et l'accessibilité.
- Maintenance et renforcement
  - Si nécessaire, un renforcement périodique peut être effectué pour maintenir les propriétés hydriques.
  - Coût : 5-10 % du coût initial par an.
- Hypothèses
  - Volume total : 500 m×20 m×1 m=10 000 m^3.

- Coût du biogel pur : 10 €/kg.
- Concentration : 15 kg/m³ de sol traité.
- Coût d'injection et application : 30 €/m³.

- Calculs

- Biogel : 15 kg/m^3×10 000 m^3=150 000 kg ; 150 000 kg×10 €/kg=1 500 000 €
- Injection : 10 000 m^3×30 €/m^3=300 000 €.
- Maintenance : 5%×(1 500 000+300 000) = 90 000 € par an (si nécessaire).

- Coût total estimé

L'estimation du cout global avec les hypothèses de 10 000m^3 est d'environ 1,8 millions d'euro (Tableau 13).

Poste	**Coût (€)**
Études préliminaires	50,000 €
Biogel (production)	1,500,000 €
Injection et application	300,000 €
Maintenance et suivi	90,000 €/an
Total initial	1,850,000 €

Tableau 13 : Coût d'une solution de biogel (10 000 m²).

- Améliorations possibles

- **Production *in situ*** pour réduire les couts de transport et d'achat des biogels.
- **Stabilisation chimique** pour augmenter la durabilité des biogels dans le sol.
- **Optimisation des dosages** selon la porosité et la perméabilité du sol.

4.3. COMPARAISON DES SOLUTIONS EN TRANCHEE : BENTONITE, BIOCALCIFICATION ET GEOMEMBRANES

Voici une analyse comparative détaillée de trois des principales solutions de tranchée pour créer des BPS qui présentent un intérêt soit par leur prix soit par leur réversibilité : parois en coulis de bentonite, biocalcification, et géomembranes. Les autres techniques restent pertinentes mais n'ont pas fait l'objet du même comparatif. L'objectif est d'examiner les performances, les couts, et les avantages/inconvénients de chaque solution dans des projets similaires, comme des parois d'étanchéité pour un volume de 10,000 m³ (500 m de long × 20 m de profondeur × 1 m d'épaisseur).

a) Critères comparatifs

Critère	Biocalcification	Bentonite	Géomembranes
Principe	Colmatage biologique des pores du sol	Barrière naturelle gonflante (argile)	Membrane synthétique imperméable
Durabilité	Moyenne (5-20 ans)	Longue (20-50 ans)	Très longue (50+ ans)
Étanchéité	Bonne à excellente	Excellente	Excellente
Impact environnemental	Biodégradable, faible impact	Naturel, faible impact	Impact moyen (matériau synthétique)
Adaptabilité	Flexible, sols hétérogènes	Bons sols (argileux ou sableux)	Surface préparée (plate)
Coût initial	Moyen à élevé	Faible à moyen	Moyen à élevé
Maintenance	Modérée (injection périodique)	Faible	Très faible
Complexité d'installation	Modérée (injection)	Simple (tranchées/remblais)	Modérée à élevée (pose technique)

Tableau 14 : Étude comparative de trois types de parois.

b) Analyse Technique

- Biocalcification
    - Applications idéales : sols poreux ou hétérogènes, réversible aisément par acidification ou bris mécanique.
    - Performances :
    - Étanchéité très élevée après calcification complète.
    - Perméabilité réduite à 10^{-7} à 10^{-9} m/s.
    - Durée de vie limitée sans stabilisation chimique (dégradation naturelle).
- Bentonite
    - Applications idéales : Sols homogènes, couches peu profondes ou comme complément (liners), peu couteux et réversible.
    - Performances :
    - Très faible perméabilité : 10^{-9} à 10^{-12} m/s après gonflement.
    - Longue durée de vie, mais sensible aux ions présents dans l'eau (ex. : sodium, calcium).
- Géomembranes
    - Applications idéales : Parois verticales, étanchements stricts.
    - Performances :
    - Étanchéité parfaite : 10^{-14} à 10^{-16} m/s, quasi imperméable.
    - Durée de vie très longue, avec une excellente résistance aux produits chimiques.
    -

5. Site de Massillargues-Attuech : barrière physique souterraine à occultation latérale partielle et seuils en rivière

Ce chapitre est consacré à la barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech, aux contextes géologiques et hydrogéologiques dans lesquels elle s'inscrit et aux impacts quantitatifs et qualitatifs qu'elle semble avoir sur la nappe alluviale.
La zone d'étude est située dans le département du Gard (Occitanie) sur les alluvions quaternaires autour du cours d'eau du Gardons d'Anduze entre l'aval de la ville d'Anduze (autour de 118 m NGF) et la confluence avec le Gardons d'Alès (93 m NGF) et plus précisément autour de la commune de Massillargues-Attuech (Illustration 71). Plusieurs villages sont implantés dans la vallée largement ouverte. L'occupation du sol est largement agricole (vigne, arboriculture et maraichage).
L'extraction de matériaux dans le lit du Gardon d'Anduze jusqu'aux années 1950 a entrainé une baisse de la ligne d'eau de la rivière et du niveau piézométrique dans la nappe alluviale. Depuis les années 1960, des seuils en rivières ont été réalisés notamment pour limiter cette baisse des niveaux. En 1993, une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle a été construite par le CETE (CEREMA depuis 2014) dans l'aquifère alluvial du Gardon (commune de Massillargues-Attuech (Gard)) dans le cadre d'un projet de réaménagement d'un ancien site d'extraction de matériaux (Masson, 2018; Frissant *et al.*, 2022). Cet ouvrage, initialement appelé « barrage souterrain d'Attuech », n'avait pas vocation à sécuriser ou à améliorer l'approvisionnement en eau souterraine, mais à favoriser la reprise végétative sur le secteur, à permettre le maintien en eau d'un plan d'eau à usage récréatif et à rehausser le niveau piézométrique dans la partie sud de l'aquifère. En 2018, l'EPTB Gardons s'est interrogé sur l'intérêt que pourrait représenter ce type d'ouvrage pour sécuriser les prélèvements en eau souterraine dans les aquifères alluviaux des Gardons dans la perspective de périodes d'étiage plus longues et plus sévères sous l'effet du changement climatique et a donc questionné le BRGM à ce sujet. L'EPTB Gardons est à l'origine de l'intérêt que porte le BRGM aux barrières physiques souterraines pour gérer la ressource en eau souterraine dans le contexte de changement climatique.

Les chapitres suivants décrivent les contextes géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques du site à partir des documents existants (synthèse hydrogéologique du Languedoc-Roussillon (Lamotte et al. 2011) et fiche descriptive de la masse d'eau FRDG322 (2019) et de nouvelles investigations de terrain, valorisation de données anciennes et nouvelles et de modélisations.

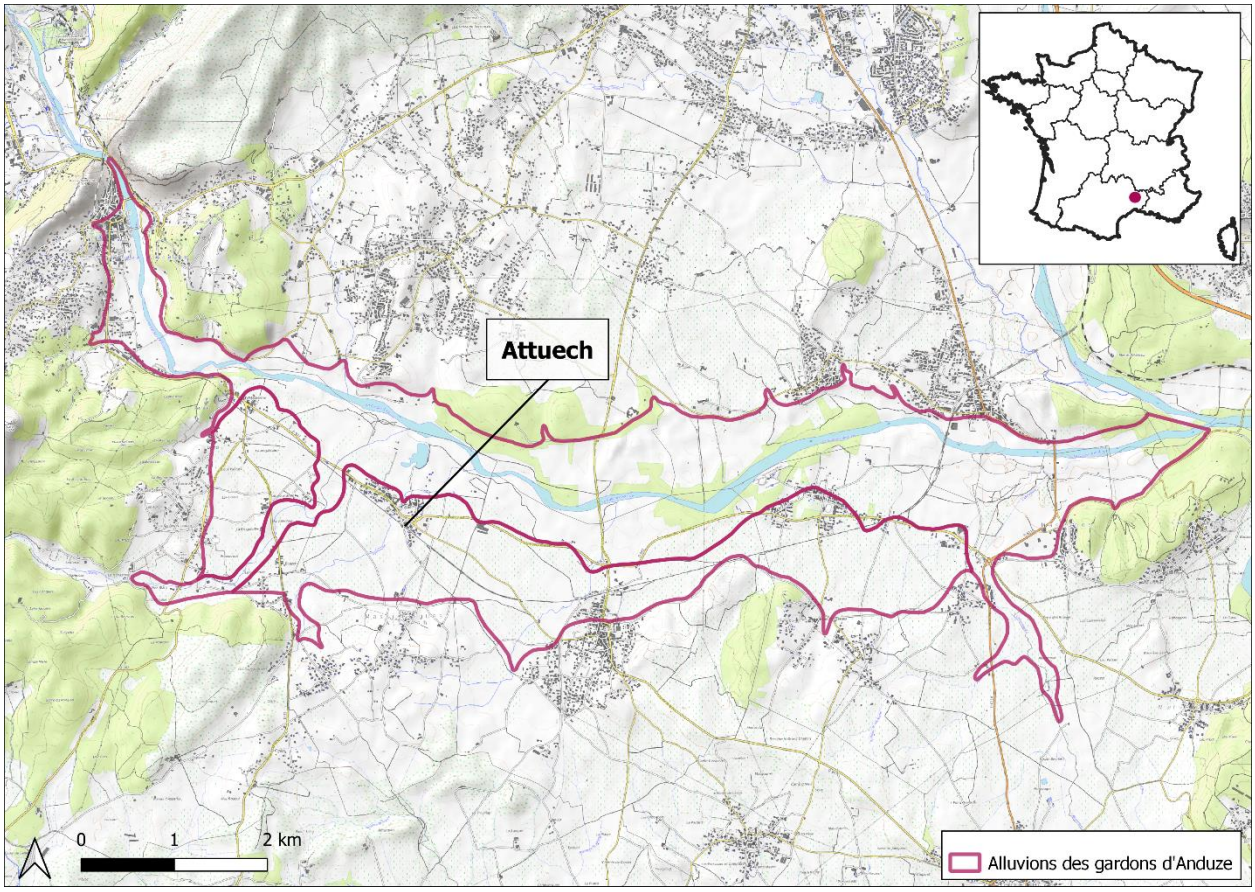


Illustration 71 : localisation de la zone d'étude

5.1. CARACTERISATION GEOLOGIQUE DES FORMATIONS ALLUVIALES DU GARDON D'ANDUZE DANS LE SECTEUR DE MASSILLARGUES-ATTUECH

L'objectif est ici de proposer une caractérisation des formations alluviales sur la base des données disponibles et d'observations faites lors de visites sur le terrain.

Les formations alluviales décrites sont repérées sur l'Illustration 72.

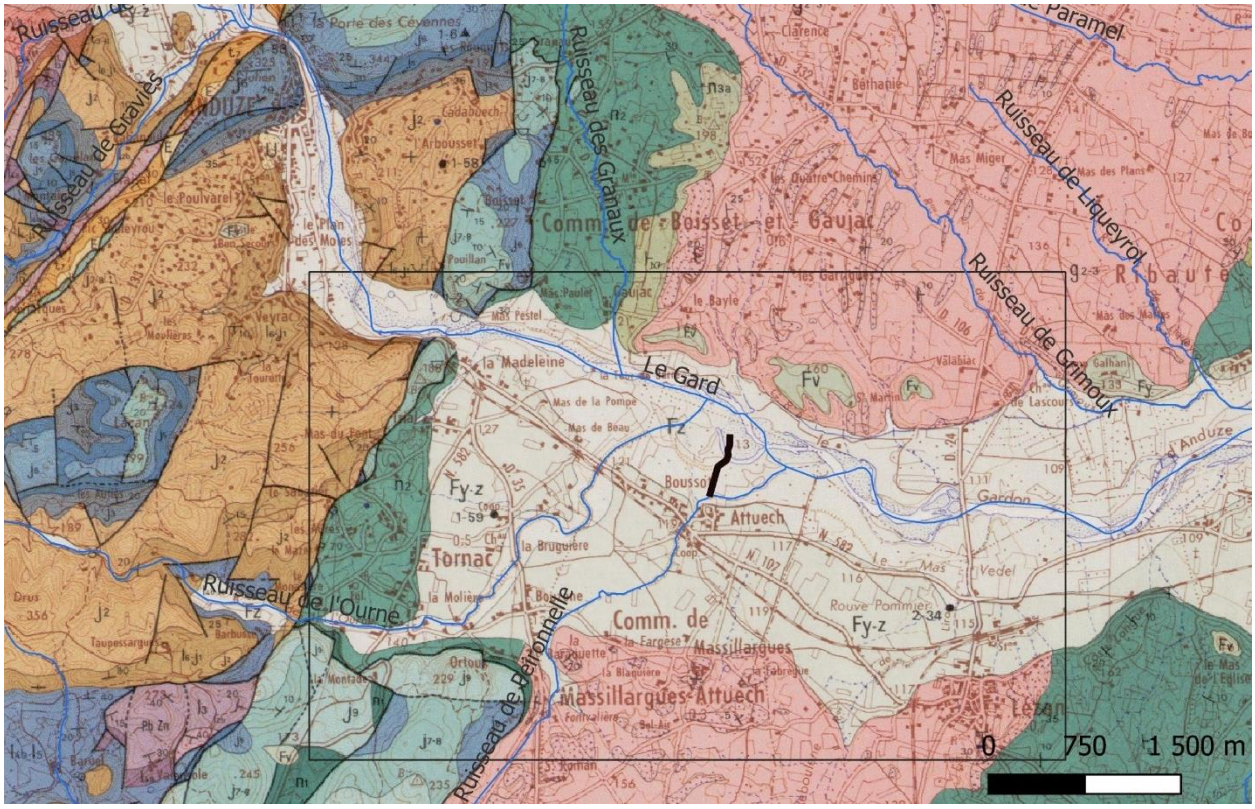


Illustration 72 : Localisation de la zone d'étude (rectangle noir) et position de la BPS de Massillargues-Attuech sur fond de carte géologique à 1/50 000 du BRGM (carte n° 938 – Anduze) (en noir : BPS).

5.1.1. Formations géologiques rencontrées

a) Données utilisées

Les documents utilisés dans cette étude sont les suivants :

- Carte géologique coupure C50 (Anduze n° 938) et sa notice ;
- Modèle numérique de terrain RGEALTI 5 m ;
- Sondages de la Banque de données du Sous-Sol (BSS) du BRGM contenant une information géologique ;
- Rapport BRGM (Sauvel, 1972) : réalisation de sondages électriques et pénétrométriques en vue de la réalisation de coupes transversales ;
- Etude hydrogéologique de définition du bassin d'alimentation du captage « Puits Attuech » (Artesie, 2019)Description des formations.

b) Description du substratum

Au niveau de la zone d'étude, les alluvions du Gardon reposent sur des formations qui se sont déposées sur une période allant du Jurassique à l'Oligocène (Illustration 72). Ces terrains sont traversés par le Gardon mais également par les petits affluents. Un intérêt particulier sera porté aux ruisseaux de l'Ourne et de Peironnelle en rive droite du Gardon.

En détails, les formations lithostratigraphiques, des plus récentes aux plus anciennes, présentes à l'affleurement sur la zone d'étude sont les suivantes (les nomenclatures sont celles de la carte

géologique à 1/50 000 N°938 - Anduze et sont pour certaines obsolètes aujourd'hui, se référer à la charte stratigraphique internationale pour les nomenclatures officielles) :

- g2-3(1) Oligocène : limons argileux jaunes, grès calcareux jaunâtres et marnes rougeâtres ou blanchâtres ;
- g2-3(3) Oligocène : conglomérat à gros éléments calcaires jurassiques ou crétacés ;
- n3a Hauterivien inférieur : alternance de marnes feuilletées grises et de calcaires argileux bicolores (gris jaunâtre extérieurement et à centre bleu) ou calcaires gris argilo-gréseux et résistants se présentant le plus souvent en boules ou fuseaux contournés par de minces lits de marnes grises feuilletées ;
- n2 Valanginien : marnes grises ou ocre par altération, dans laquelle s'intercalent progressivement des bancs peu épais de calcaires gris foncé argileux et peu résistant ;
- n1 Berriasien : calcaires argileux gris cendré en gros bancs à débits noduleux ;
- j9 Portlandien : calcaires beiges clairs similaires à j7-8 ;
- j7-8 Kimmeridgien : calcaires argileux et noduleux gris foncé, avec intercalations de marno-calcaires feuilletés (j7) - calcaires compacts en gros bancs métriques à cassure conchoïdale et pâte fine grise ou beige (j8) ;
- j6 Oxfordien supérieur : calcaires en bancs bien lités à patine brun roux ;
- j5 Oxfordien moyen : alternance de calcaires argileux gris et de marnes grumeleuses gris bleuté ;
- j3 Callovien : marnes grises esquilleuses ou noires renfermant de nombreux fossiles pyriteux avec intercalation progressive de petits bancs de calcaires argileux grisâtres ;
- j2 Bathonien : dolomie gris jaunâtre, sans stratification apparente, grossièrement grenue, vacuolaire et friable donnant par décomposition des sables dolomitiques roux ;
- l6-j1Aalénien-Bajocien : marnes et bancs calcaires gréseux noirs à accidents siliceux fréquents.

Le Gardon, avant la Cluze d'Anduze, traverse des terrains plus anciens, du carbonifère au Trias notamment. Les terrains cristallins vont fournir une grande quantité des matériaux (produits de démantèlement) que l'on retrouvera au sein des alluvions (Cartes géologiques à 1/50 000 N°938 - Anduze ; 911 - Saint André de Valborgne et 937- le Vigan)

La différence de lithologie très marquée entre les matériaux issus de l'amont du cours d'eau (globalement silicoclastiques) et les matériaux issus des formations plus locales (globalement carbonatées) sont utiles pour identifier les sources des alluvions observées sur le terrain.

c) Description des alluvions

Dans la zone d'étude, quatre niveaux d'alluvions ont été identifiés. Ces alluvions sont décrites dans la notice de la carte géologique à 1/50 000 d'Anduze de la plus ancienne à la plus récente (Illustration 72) :

- Fv : Alluvions fluviatiles en bordure du Gardon. Les dépôts se présentent sous forme de lambeaux étagés entre 60 et 100 m au-dessus du niveau du cours actuel. Ces alluvions sont constituées d'abondants galets siliceux blancs très arrondis (quartz 80 %, quartzite 15 %, schistes quartzeux 5 %), parfois associés à des limons argilo-sableux rougeâtres

ou jaunâtres. Les dépôts sont d'origine cévenole. Ces alluvions, localisées en rive gauche, sont déconnectées du système actuel et ne seront pas considérées ici.

- Fy : Alluvions sous forme de placages en rive gauche du Gardon, à une altitude relative de 10-25m. Ces alluvions constituées de galets de sables argileux rougeâtres en proportion variable ont une composition analogue à celles de Fv. Ces alluvions étagées sont de faible extension et localisées en aval de la zone d'étude. Elles ne seront pas considérées ici.
- Fy-z : Alluvions formant une terrasse bien développée en rive droite du Gardon actuel, dans le lit majeur, à une altitude relative de 5-10m par rapport à la ligne d'eau à l'étiage du Gardons. Ce sont des alluvions grossières constituées de galets enrobés dans une matrice sablo-argileuse rubéfiée (8 à 10 m) recouvertes de colluvions et de limons fluviatiles (2 à 4 m). Ces alluvions sont désignées sous le terme de « haute terrasse » dans le cadre de cette étude.
- Fz : Alluvions occupant le fond de vallée. Elles sont constituées de sables, graviers et galets surmontés d'une couverture limoneuse. Les galets se composent de calcaire (environ 10%) et surtout de quartz, de schistes et de grès d'origine cévenole. Leur épaisseur est de 8 à 12 m vers Attuech. Dans le cours actuel, des surcreusements souvent dus aux dragages laissent apparaître sporadiquement le substratum. Ces alluvions sont désignées sous le terme de « basse terrasse » dans le cadre de cette étude.

5.1.2. Interprétations préliminaires des données existantes et observation de terrain

a) Données de sondage

Les sondages issus de la BSS ont été compilés, peu d'entre eux présentent une description géologique (23 dans la zone d'étude). Parmi ces derniers, dix sont localisés dans la formation Fz et huit sont regroupés au même endroit, à la limite entre la terrasse Fy-z et l'Oligocène encaissant. Deux sondages piézométriques réalisés dans le cadre de l'étude (Artesie, 2019) viennent compléter ce corpus (Illustration 73, Annexe 2,Annexe 3). La terrasse Fy-z est par conséquent peu décrite sur la majorité de sa superficie.

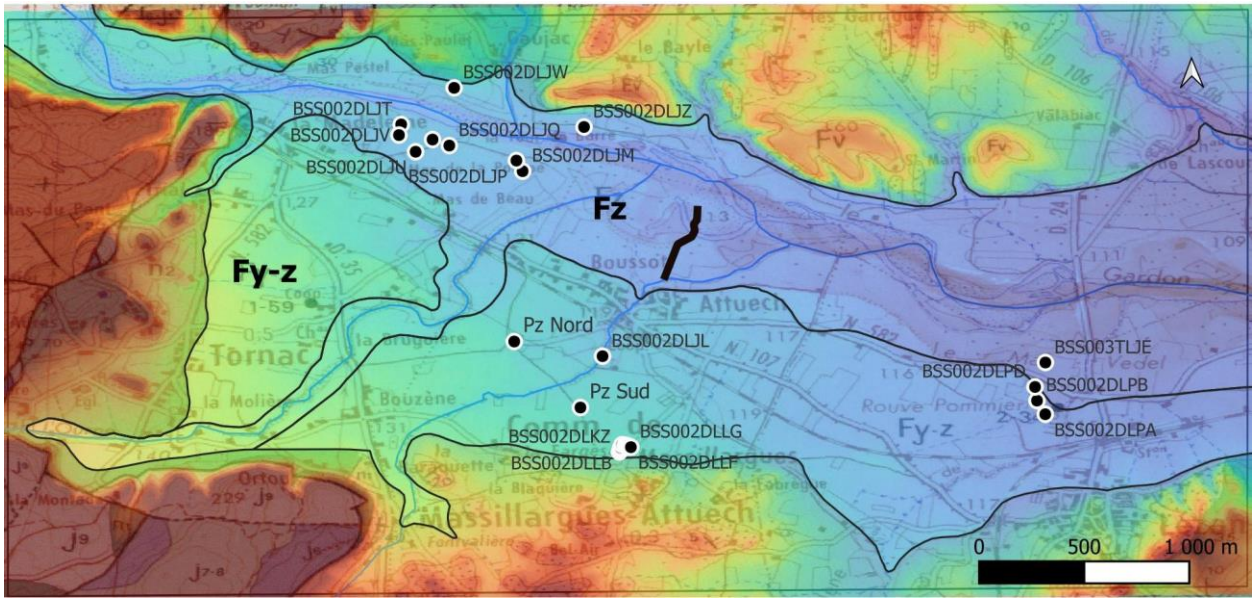


Illustration 73 : Localisation des sondages de la BSS possédant une description géologique.

b) Coupes interprétées

En 1972, Sauvel couple des données de pénétrométrie et des sondages électriques pour proposer une interprétation de la puissance et de la nature des alluvions.

Les investigations ont été réalisées le long de transects perpendiculaires au cours du Gardon et deux d'entre eux (A & B de (Sauvel, 1972)) sont localisés sur la zone d'étude (Illustration 74).

Les sondages électriques ont mis en avant des contrastes de résistivités alors interprétés comme suit, de la surface vers le substratum :

- Conducteurs = limons superficiels
- Résistants = alluvions grossières
- Conducteur = substratum argileux ou marneux

Les sondages au pénétromètre, de 4,84 m à 16,70 m, ont traversé des limons peu cohérents et des alluvions non cimentées avant d'atteindre le substratum.

Les coupes réalisées sont présentées en Illustration 75. Une épaisseur d'alluvions de 9 m en amont (coupe A) à 6 m en aval (coupe B) a été estimée. Un surcreusement local du substratum et rempli de dépôts argileux (conducteurs) a été interprété dans les deux transects.

Les coupes de Sauvel (1972) donnent une information sur la lithologie du remplissage et la géométrie du substratum. Elles ne permettent pas de différencier les deux niveaux d'alluvions identifiés à partir de la topographie (Fy-z et Fz).

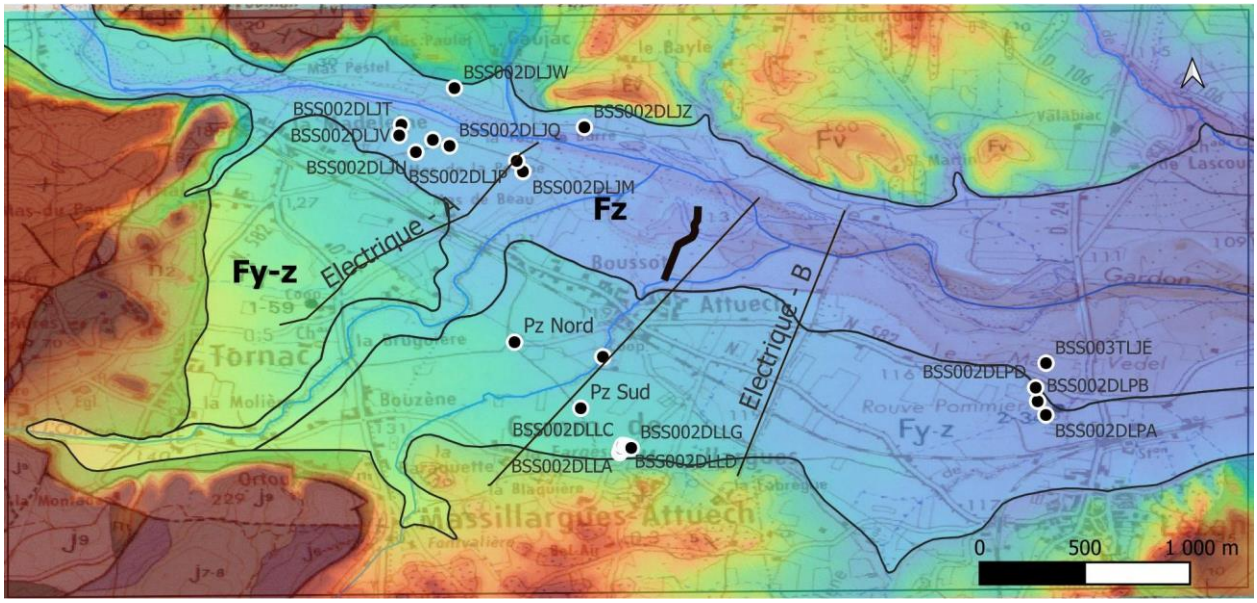


Illustration 74 : Localisation des coupes réalisées dans des études antérieures (Sauvel, 1972).

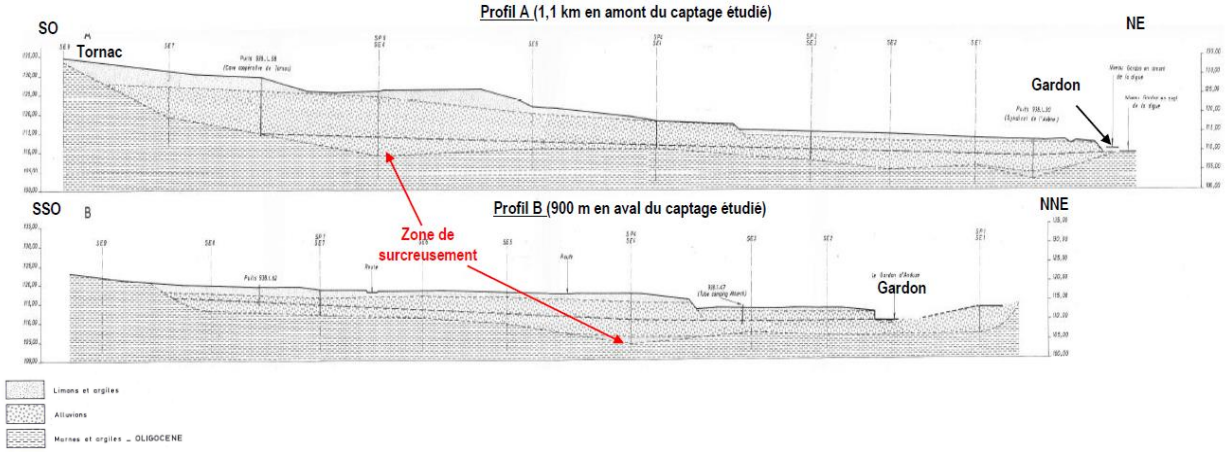


Illustration 75 : Coupes réalisées à partir des sondages électriques et pénétromètre dans l'étude de Sauvel (1972). Une zone interprétée comme un surcreusement avait été identifiée

En 2019, le bureau d'étude technique Artesie a produit une étude sur le puits d'Attuech à Massillargues-Attuech : « Etude hydrogéologique de définition du bassin d'alimentation du captage » (Artesie, 2019).

À cette occasion, une troisième coupe a été réalisée (Illustration 76), elle est localisée entre les deux précédentes (Illustration 74) et elle intègre les données de forages réalisés postérieurement aux coupes de 1972, notamment la description du sondage AEP d'Attuech (BSS002DLJL/09381X0069)

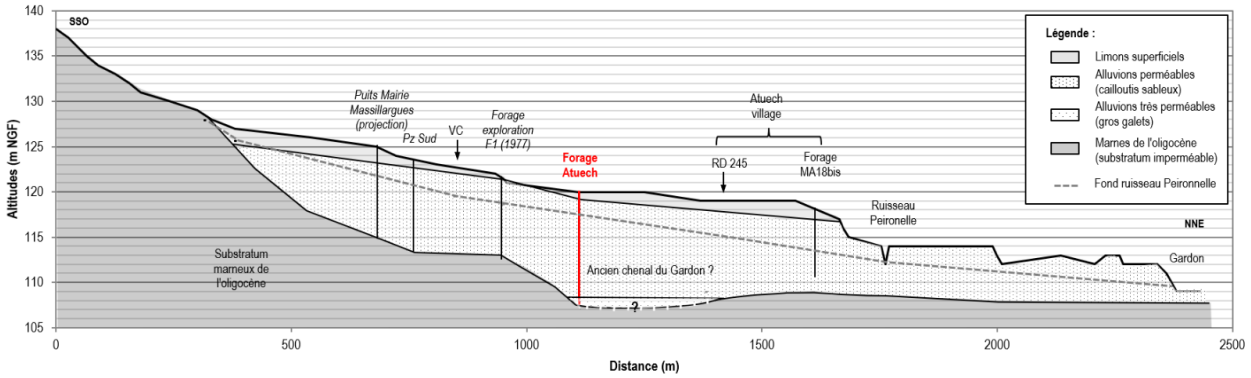


Illustration 76 : Coupe géologique interprétative de la plaine alluviale au droit du puits d'Attuech (Artésie, 2019).

Ici un surcreusement est suggéré et montre un remplissage à gros galets, confirmé par la description du log de forage d'Attuech (BSS002DLJL/09381X0069 ; Annexe 3) alors que les interprétations des deux autres coupes indiquaient un remplissage limoneux des surcreusements au vu des données de sondage électrique. L'interprétation donnée par Artésie (2019) est un « *surcreusement [qui] correspond probablement à un ou plusieurs anciens chenaux du Gardon creusés lorsque que le cours d'eau était plus haut à son débouché dans la plaine de Tornac et avant que le tracé actuel y soit approfondi. En revanche, au droit du captage, cet ancien bras est plus profond de quelques mètres par rapport à l'actuel Gardon, montrant que si la tendance*

générale est à l'enfoncement du lit du Gardon, il a existé des moments particuliers où celui-ci a pu être plus profond qu'actuellement »

c) Données acquises

La zone d'étude a été investiguée au printemps 2024. Les reliefs quasiment nuls et l'absence de coupes naturelles ou anthropiques au moment des investigations n'ont permis que des observations de surface. Celles-ci ont été facilitées par le type de culture (vigne) laissant apparaitre le terrain (Illustration 77). Finalement, 25 points d'observation de terrain en surface ont été réalisés. Les localisations sont visibles sur l'Illustration 78 et données dans l'Annexe 4.



Illustration 77 : Vue de la zone d'étude depuis le point AT23 vers le sud et les reliefs oligocènes (photo H.Tissoux).

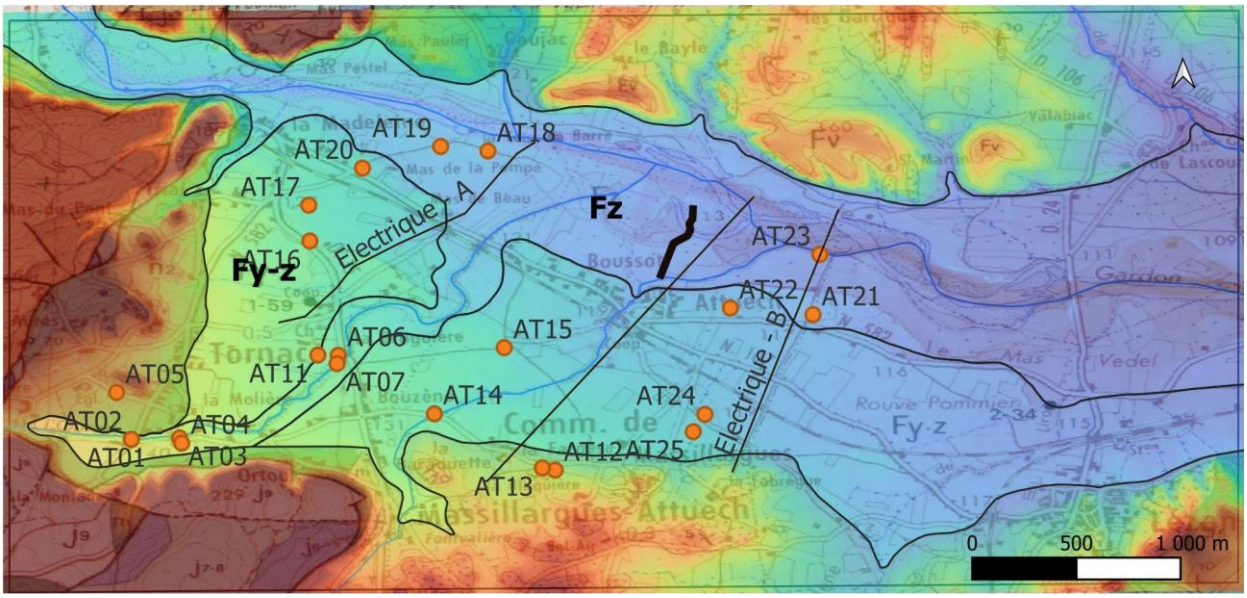


Illustration 78 : Localisation des points d'observation en surface – juin 2024 (H. Tissoux S. Caritg).

d) Géométrie et nature lithologique des formations

- Géométrie

La morphologie des deux terrasses qui remplissent le fond de vallée du Gardon d'Anduze (Fy-z et Fz) peuvent correspondre à un système faiblement étagé ou à un système emboité (Illustration 79 et Illustration 85).

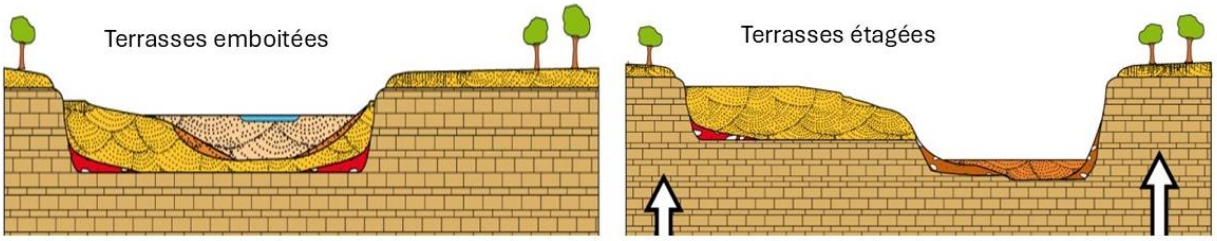


Illustration 79 : Modèles de mise en place de terrasses alluviales emboitée et étagées (modifié d'après (DESPRIÉE et al., 2012)).

Dans le cas d'Attuech, et en l'absence d'indice d'alluvions pouvant être attribuées à la terrasse Fy-z sous les alluvions cartographiées en Fz, nous pouvons provisoirement proposer une disposition étagée avec un très faible déboitement (Illustration 80).

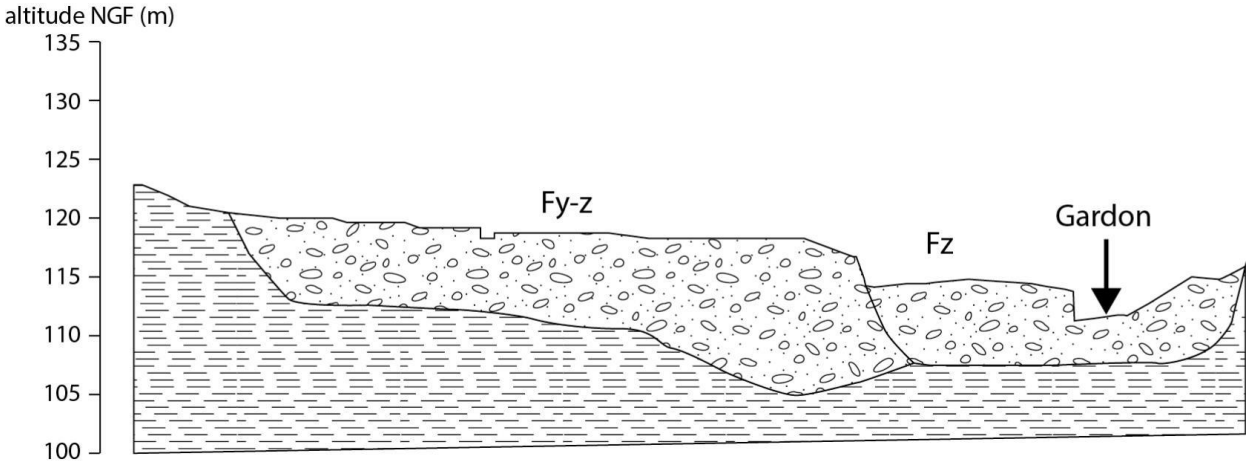


Illustration 80 : Coupe B (Sauvel 1972 modifié par H. Tissoux, S. Caritg, Illustration 75) interprétée. Le remplissage sédimentaire n'est pas détaillé ici.

- Lithologie

Couverture de colluvions

La surface sommitale des terrasses est couverte par une formation limoneuse, localement sableuse (Illustration 81) contenant des éléments grossiers. Cette couverture de colluvions est carbonatée sur Fy-z en rive droite de l'Ourne (Illustration 82 et Illustration 83) où elle contient des éléments grossiers en proportion variable mais à dominante calcaire ou dolomitique Annexe 4). Son origine est probablement locale, avec des apports de versant issus des terrains oligocènes encaissants. En rive gauche de l'Ourne et sur la terrasse Fz, les dépôts de surface sont non carbonatés (Illustration 82), indiquant une possible origine plus distale de ces derniers. Nous

précisons que seuls les matériaux de surface ont été testés avec de l'acide pour identifier leur nature carbonatée et non pas la matrice du remplissage alluvial.

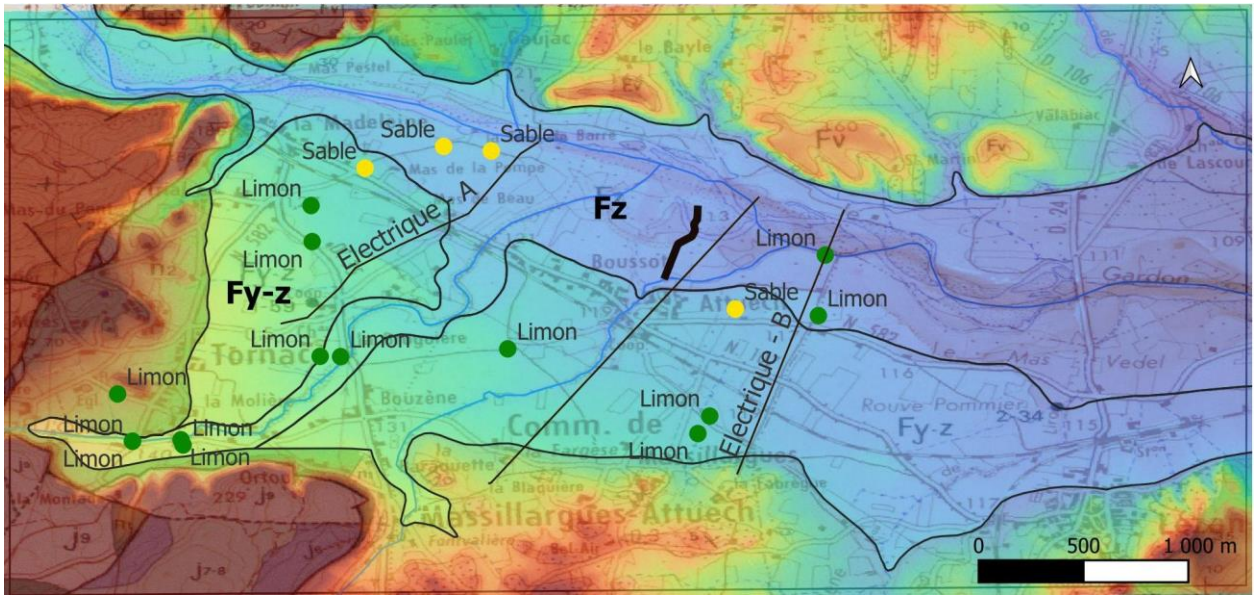


Illustration 81 : Lithologie de la matrice des sédiments observés en surface (Annexe 4).



Illustration 82 : Couverture limoneuse non carbonatée à gauche (AT24) et carbonatée à droite (AT16) (Annexe 4). Photos S. Caritg.

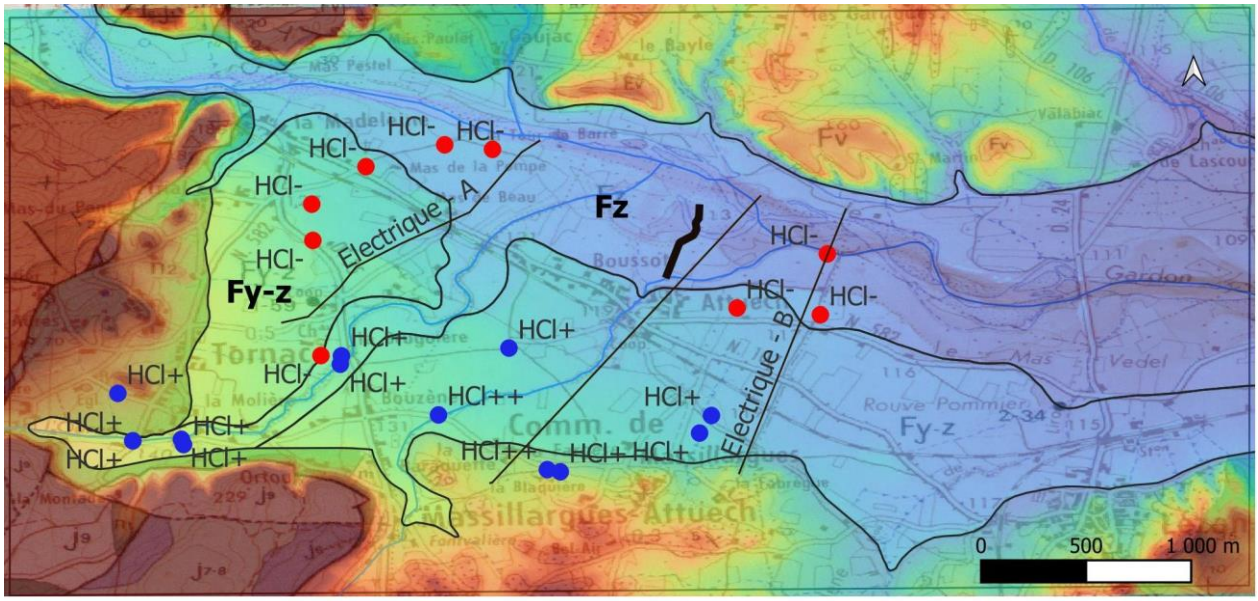


Illustration 83 : Présence de carbonate dans les sédiments superficiels des terrasses Fy-z et Fz. HCl ++ ou HCl + = matrice carbonatée, HCl - = matrice non ou décarbonatée.

Remplissage alluvial

Les descriptions des logs de forages de la BSS proposant une indication de la lithologie sont très homogènes. Les remplissages, au-dessus d'un substratum essentiellement marneux, sont constitués de sables, graviers ou parfois gros galets à la base ou proche de la base. Ces galets sont mentionnés dans seulement cinq sondages (Annexe 3: BSS002DLJL/09381X0069 à -11,5m ; BSS002DLPA/09382X0040 à -8m et BSS002DLJS/09381X0075 à -8,8m. Un mélange de galet et graviers est décrit sur la totalité du remplissage des sondages BSS002DLPB /09382X0041et BSS002DLPD/09382X0043. Les deux premiers sondages présentent les galets à la base du remplissage dans Fy-z et pourraient correspondre aux surcreusements mentionnés par Sauvel (1972) ou paléochenaux de Artésie (2019). Les trois autres sont localisés dans Fz.

On notera que les observations de surface mettent en évidence des galets parfois en proportion importante Annexe 4), qu'on ne retrouve pas dans les descriptions des sondages. Les proportions les plus importantes de galets de surfaces s'observent en rebord de la terrasse Fy-z (AT20 et AT22), là où la couverture colluviale limoneuse est moindre (Illustration 84).



Illustration 84 : Observation de surface au niveau du point AT20 à gauche et AT22 à droite (Annexe 4). Photos S. Caritg.

Les limons ne se trouvent qu'en sommet de sondages. Ceci est vrai, tant pour la terrasse Fy-z que pour la terrasse Fz. Ils forment la couverture colluviale des alluvions. Des niveaux avec une proportion d'argile plus importante sont décrits seulement dans les deux sondages piézométriques PZ Sud et PZ nord, dans Fy-z entre 7 et 8 m. Un sondage à la tarière à main (AT17, Annexe 4) montre la présence d'un niveau complétement argileux à 70 cm sous les limons. La base de ce niveau pourrait se situer à 1,50 m (refus de tarière), indiquant un dépôt superficiel. Il en est de même pour les sondages GTH (Annexe 3, 09381X0108 à 09381X0115), localisés en extrême bordure du remplissage alluvial avec l'Oligocène encaissant, indiquant un niveau d'argile entre -2 et -4m.

En conclusion, rien n'indique à ce stade une différence de nature significative du remplissage entre les deux niveaux de terrasses, voire au sein d'une même terrasse, où les remplissages sont homogènes (graviers plus ou moins sableux, avec une proportion variable d'élément grossiers ; Annexe 2 et Annexe 3). Il faut toutefois noter la rareté des descriptions de remplissage au sein de la terrasse Fy-z, notamment son absence totale en rive gauche de l'Ourne.

5.1.3. Description des niveaux indurés

Des niveaux indurés sont mentionnés dans les descriptions des sondages de la BSS (Annexe 3) et ont été observés sur le terrain (Annexe 4) à la faveur de l'incision des cours d'eau latéraux de l'Ourne et de Peironnelle (Illustration 85)

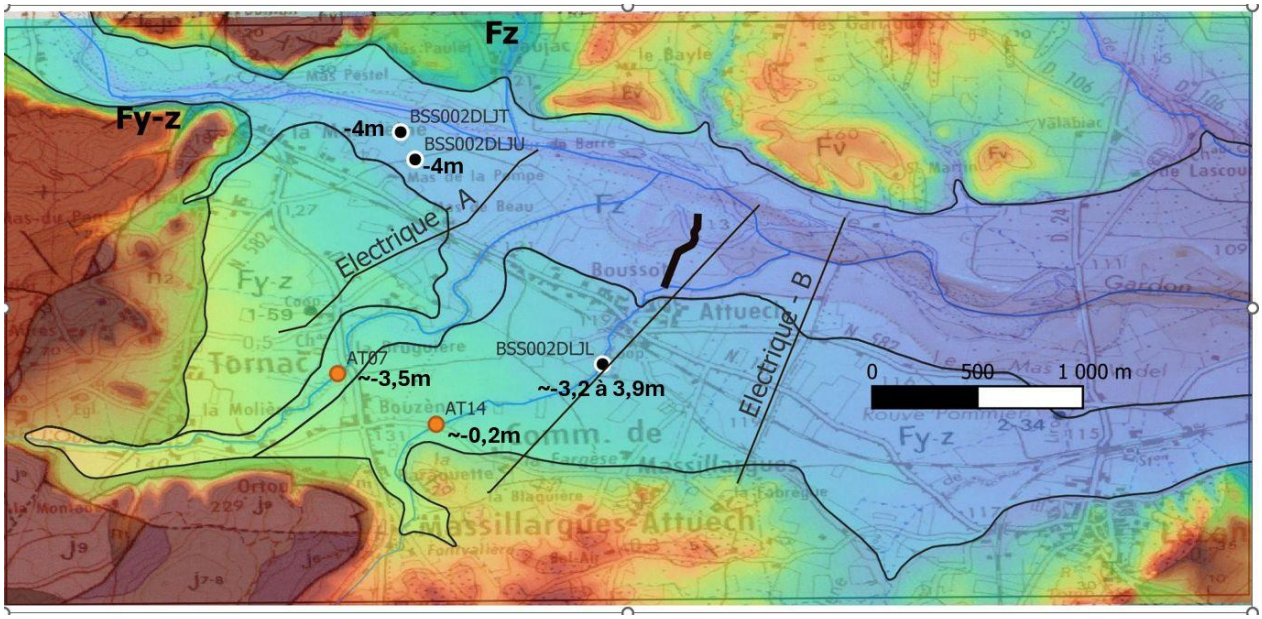


Illustration 85 : Localisation et profondeur des niveaux indurés mentionnés dans les sondages dans la BSS (points noirs) (Annexe 3) et avec les observations de terrain (points oranges) (Annexe 4).

La première constatation est que des indurations ne sont pas décrites dans la totalité des sondages de la BSS, de même, les sondages au pénétromètre dans l'étude de (Sauvel, 1972), c'est-à-dire le long des coupes A et B, n'en font pas mention. Il est donc probable que ces indurations soient localisées.

On distinguera 3 cas :

- Les sondages de la BSS de la « basse terrasse » Fz (BSS002BLJT et BSS002BLJU, Annexe 3).

  Des graviers durs et graviers cimentés sont mentionnés vers 4 m de profondeur. On ne retrouve pas mention de tels niveaux dans les sondages voisins et en l'absence de plus d'information ou de validation, il n'est pas raisonnable de leur donner une signification ici.

- Le sondage de la BSS dans la « haute terrasse » Fy-z (BSS002BLJL, Annexe 3) et le point d'observation AT07 (Annexe 4).

Le point AT07 est une observation en fond de ruisseau. L'Ourne, affluent du Gardon, recoupe les alluvions Fy-z de ce dernier et également ses propres alluvions assimilées à Fz sur la carte géologique (Illustration 72). On trouve un niveau induré à une profondeur de 3,5m par rapport à la surface topographique environnante. Il constitue un conglomérat très induré à galets centimétriques à décimétriques de quartz blanc et jaune très émoussés avec également des schistes. Il est visible sur une longueur d'environ 6 à 8 mètres. Ce niveau est à une profondeur équivalente au niveau induré décrit dans le sondage BSS002BLJL, localisé dans les alluvions d'un autre affluent, le ruisseau de Peironnelle. Cette profondeur est également proche de celle de l'incision des deux cours d'eau dans leurs propres alluvions carbonatées. Ceci indique une possible cimentation postérieure au dépôt des alluvions, lors de l'incision, et probablement locale. Cette hypothèse méritera d'être vérifiée.



Illustration 86 : Niveau de conglomérat visible à 3,5m de profondeur au fond du ruisseau de l'Ourne – point d'observation AT07 (Photos H. Tissoux et S. Caritg).

- Le point d'observation AT14 (Annexe 4).

Une brèche tabulaire importante est visible en subsurface à la faveur de petit ruisseau de Peironnelle, au niveau du point AT14 (Illustration 87). L'épaisseur de la brèche varie de 50 cm à 1 m environ. On y distingue trois niveaux décrits sur l' Illustration 88. La fin du dépôt se marque par une marche dans le lit du ruisseau en direction du nord à quelques mètres de l'affleurement.

Les niveaux décrits et la proximité avec l'encaissant oligocène nous amène à proposer que cet affleurement ne soit pas d'origine alluviale mais constitue une avancée oligocène ou un remaniement et une cimentation de matériel oligocène tout proche dont la description dans la notice de la carte géologique est la suivante : « *g2-3.* ***Stampien et Oligocène supérieur :***

Épaisse série détritique composée de limons argileux jaunes, de grès calcareux jaunâtres […], où s'intercalent à différents niveaux de nombreux poudingues à gros éléments calcaires jurassiques ou crétacés. Localement, affleurent des bancs de calcaire gréseux ou grumeleux et des microconglomérats de graviers calcaires »



Illustration 87 : Différentes vues du niveau induré observé au point AT14.

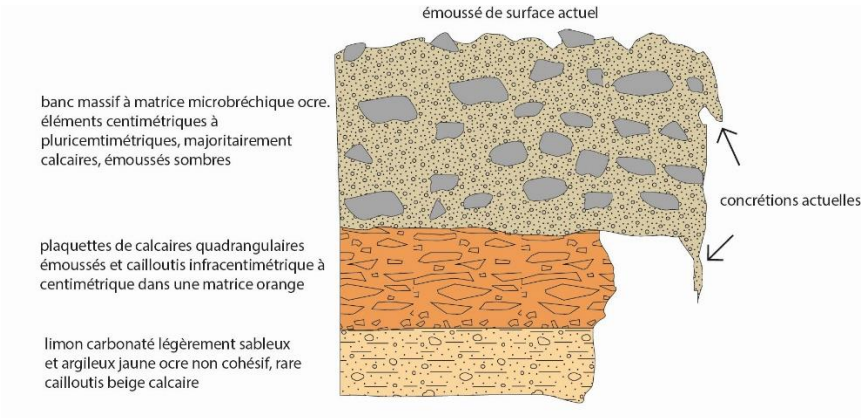


Illustration 88 : Coupe synthétique de la brèche décrite au point d'affleurement AT14 dans le cours du ruisseau de Peironnelle.

5.2. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

L'aquifère alluvial recoupé par la barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech est inclus dans la masse d'eau FRDG322 (Alluvions du moyen Gardon + Gardons d'Ales et d'Anduze) et correspond à l'entité hydrogéologique BDLISA[1] 366B (ex. 712BF23 - Alluvions quaternaires du Gardon d'Anduze). L'aquifère alluvial a fait l'objet d'une description dans la synthèse hydrogéologique du Languedoc-Roussillon (Lamotte et al., 2011) et d'une actualisation dans le rapport BRGM précédent sur ce secteur (Frissant et al., 2022). Des nouvelles campagnes piézométriques menées en 2022 et 2024 et la réalisation de nouvelles cartes piézométriques à partir des anciennes données de terrain ont permis de mieux cerner le fonctionnement de l'aquifère.

Le climat du secteur est typiquement méditerranéen avec un nombre de jours de précipitations peu nombreux, mais avec des averses parfois violentes, notamment en automne, en particulier durant les mois de septembre et octobre, lors des épisodes cévenols. Au contraire, l'été est souvent très sec, avec seulement quelques précipitations en juillet et en août liées aux orages. Globalement, dans le secteur géographique autour de l'aquifère et de son bassin versant, les précipitations annuelles augmentent de manière très importante en direction du Nord-Ouest, en direction des Cévennes. La pluviométrie moyenne varie de 650 mm à Remoulins, 700 mm à Dions, à 1400 mm aux Salles du Gardon et peut varier d'un à quatre d'une année à l'autre. La température moyenne annuelle est de 12 à 14 °C environ.

Le Gardon d'Anduze est le principal cours d'eau traversant cette entité et est en relation étroite avec l'aquifère alluvial. Le débit du Gardon d'Anduze présente des fluctuations saisonnières typiques du régime cévenol, avec des hautes eaux d'automne essentiellement (Illustration 89). Les crues des Gardons peuvent être soudaines et violentes, comme celles de 1958 et de septembre 2002 et 2020. Elles se produisent généralement à la suite d'épisodes cévenols. Les débits des pointes de crues peuvent dépasser les 1000 m^3/s à Anduze. Les débits d'étiage sont faibles mais non connus précisément, la station n'étant pas considérée comme fiable en basses les eaux.

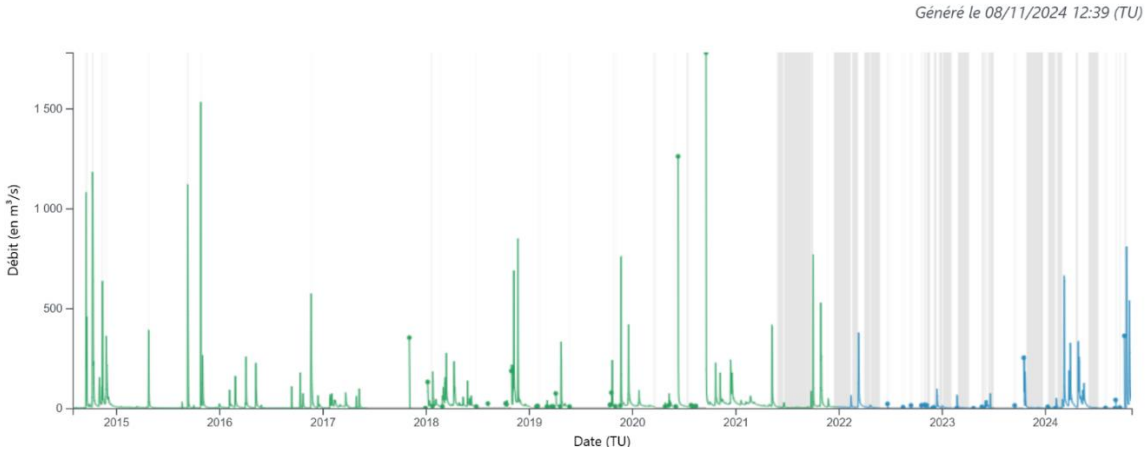


Illustration 89 : Débit maximal journalier (m^3/s) du Gardon mesuré à Anduze entre 2014 et 2024 (source : Eaufrance).

Les alluvions se développent essentiellement entre les villages de Tornac en amont et de Massanes en aval. La nappe présente alors une extension latérale de 2 km (terrasses hautes et

[1] BDLISA : Base de Donnée des Limites des Systèmes Aquifères

basses). L'épaisseur des alluvions varie de 5 à 12 mètres. La transmissivité des alluvions est globalement élevée (10^{-3} à 5.10^{-2} m^2/s), les coefficients d'emmagasinement qui constituent une approche de la porosité dans les nappes libres sont également élevés (1 à 10 %). Le gradient de la nappe est globalement de 0.2 %. La nature hydrogéologique exacte de la limite entre les terrasses hautes et basses n'est pas encore bien définie.

La recharge de la nappe alluviale en amont d'Attuech se fait par la rivière du Gardon, par son affluent en rive droite (ruisseau de l'Ourne qui se perd le plus souvent après son arrivée sur les alluvions), par l'infiltration des précipitations et éventuellement par des apports souterrains dans le secteur du ruisseau de l'Ourne depuis les formations du Valanginien (n2).

Outre les captages de l'ex-syndicat de l'Avène (CC de Tornac et CC de Labahou), cette nappe alluviale est exploitée pour l'alimentation en eau potable des communes de Tornac et Massillargues (forage d'Attuech), Cardet (puits de Cardet), Lézan (puits de Lézan), Lédignan (puits Durcy), Générargues (puits de Cornadel) ainsi que pour les communes de Canaules et Argentières, Saint-Jean de Serres et le syndicat des Gardies (Puits des Gardies). Les volumes prélevés en 2023 sont donnés à l'Illustration 90. Par ailleurs, la nappe alluviale est intensément exploitée pour l'irrigation.

Nom captage	Code BSS	Nom UGE	Volume prélevé en 2023 (m3/an)
Champ captant de Tornac (Boisset)	BSS002DLGX	CA ALES AGGLOMERATION – EX SIAEP DE l'AVENE	2 290 986
Champ captant Plaine Labahou F1	BSS002DLGE	CA ALES AGGLOMERATION – EX SIAEP DE l'AVENE	350 374
Forage d'Attuech	BSS002DLJL	CA ALES AGGLOMERATION – EX SIAEP DE TORNAC-MASSILLARGUES	99 649
Puits de Cardet	BSS002DLNF	CARDET	187 565
Puits de Lézan	BSS002DLPC	CA ALES AGGLOMERATION – LEZAN	123 481
Puits des Gardies	BSS002DLPA	CA ALES AGGLOMERATION – SAINT JEAN DE SERRES	35 737
Puits des Gardies	BSS002DLPA	CANAULES ET ARGENTIERES	38 399
Puits des Gardies	BSS002DLPA	SYNDICAT DES GARDIES	59 855
Puits Durcy	BSS002DLNY	LEDIGNAN	186 149 (2022)
Puits de Cornadel	BSS002DLGR	CA ALES AGGLOMERATION – GENERARGUES	46 911

Illustration 90 : Volumes prélevés annuels (2023) sur les ouvrages captant la nappe alluviale des Gardons d'Anduze.

Plusieurs campagnes de levés piézométriques ont été réalisés par le BRGM et l'EPTB Gardons en 2022 et 2023. Une campagne de levé piézométrique a été réalisée en juillet 2023 sur l'ensemble de l'aquifère alluvial du Gardon d'Anduze entre l'élargissement de la vallée à La Madeleine (116 m NGF) et l'amont de la confluence avec le Gardons d'Alès (94 m NGF) (Illustration 91). Quatre autres campagnes piézométriques ont été réalisés sur une zone plus restreinte centrée autour de la BPS d'Attuech en juillet et octobre 2022 et janvier et juin 2023 (voir chapitre 5.5.1). L'ensemble des coordonnées des points de mesure et des niveaux piézométriques (en m NGF) est fourni en annexe 1.

Ce travail a nécessité au préalable la recherche d'ouvrages pour accéder à la profondeur de la surface de la nappe alluviale en se basant sur les études passées, notamment celles du bureau d'étude Artésie qui a mis ses données à notre disposition. L'ensemble des points de mesure a été nivelé à l'aide d'un GPS différentiel. Les campagnes de mesure de terrain ont été réalisées sur une période restreinte (quelques jours) afin d'avoir une meilleure cohérence sur les mesures. Le nivellement de certains points de la ligne d'eau du Gardon, notamment de part et d'autre des seuils en rivières et au niveau de certains méandres, a été réalisé durant ces campagnes. Plusieurs méthodes de spatialisation automatique de l'information piézométrique ont été testées sur le logiciel QGis. Finalement, l'interpolation par triangulation manuelle a été retenue en raison du meilleur rendu et de la possibilité de prendre en compte davantage de contraintes hydrogéologiques (limites étanches, puits sec, échange avec la rivière). Certaines mesures piézométriques ont été écartées en raison de valeurs piézométriques (m NGF) inférieures à l'altitude supposé du substratum et donc non représentative du niveau d'eau dans l'aquifère alluvial. Ces points, situés au sud-ouest de l'aquifère (niveau piézométrique supérieur à 124 m NGF) seront réintégrés et la carte sera étendue dans ce secteur si des nouvelles informations sur la profondeur du substratum de l'aquifère alluvial viennent contredire les hypothèses faites.

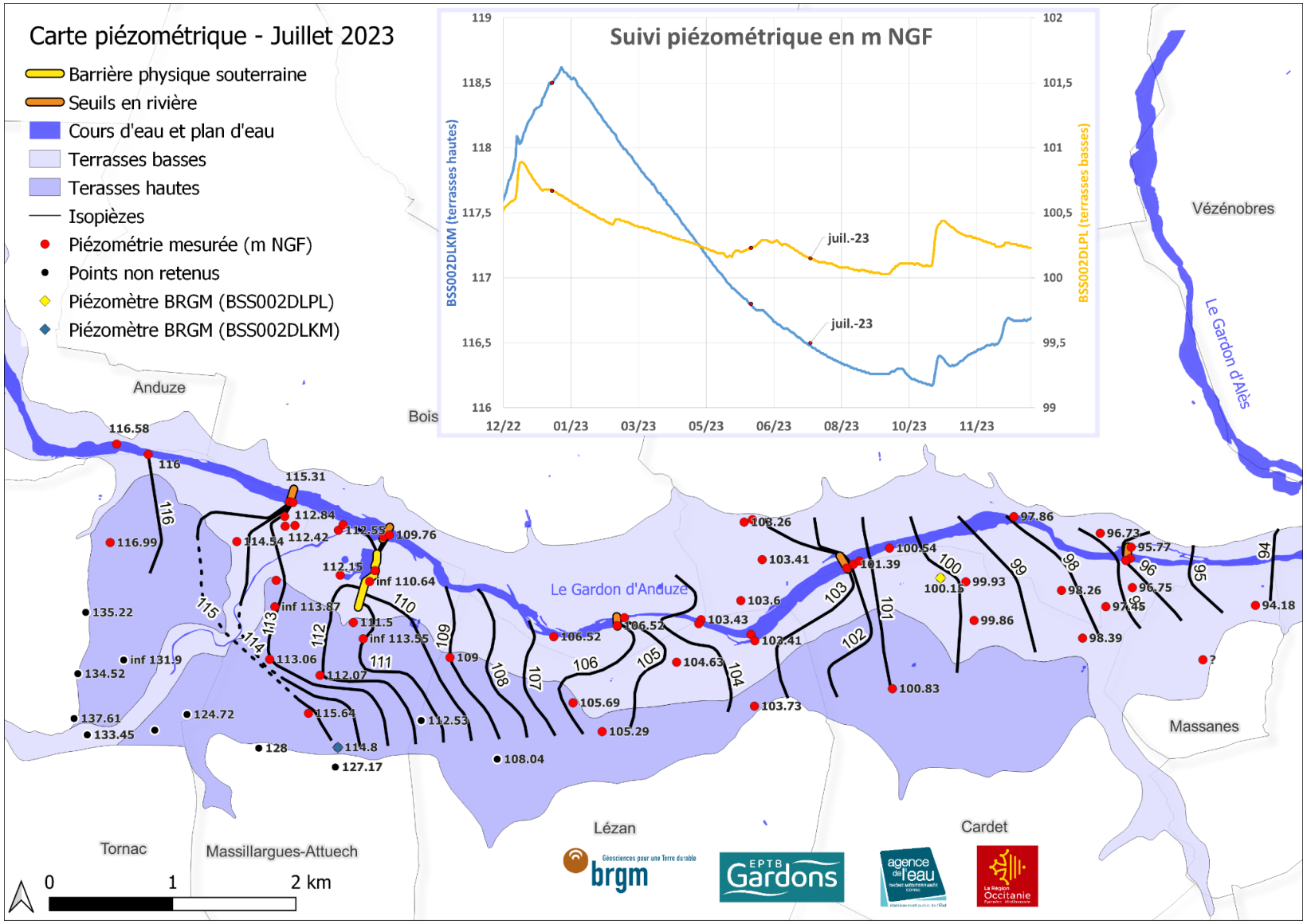


Illustration 91 : carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze – Juillet 2023.

Par ailleurs, la qualité des eaux souterraines a été examinée pour *in fine* identifier un éventuel impact de la BPS sur l'évolution des teneurs. Aucune analyse chimique n'a été réalisée par le BRGM dans le cadre de cette étude, cependant plusieurs qualitomètres sont implantés dans la nappe alluviale du Gardon d'Anduze, sur la terrasse basse et la terrasse haute (Illustration 93). Les résultats d'analyses bancarisés dans la base de données ADES mettent en avant un faciès bicarbonaté-calcique, faciès classiquement rencontré dans ce type de contexte (Illustration 92).

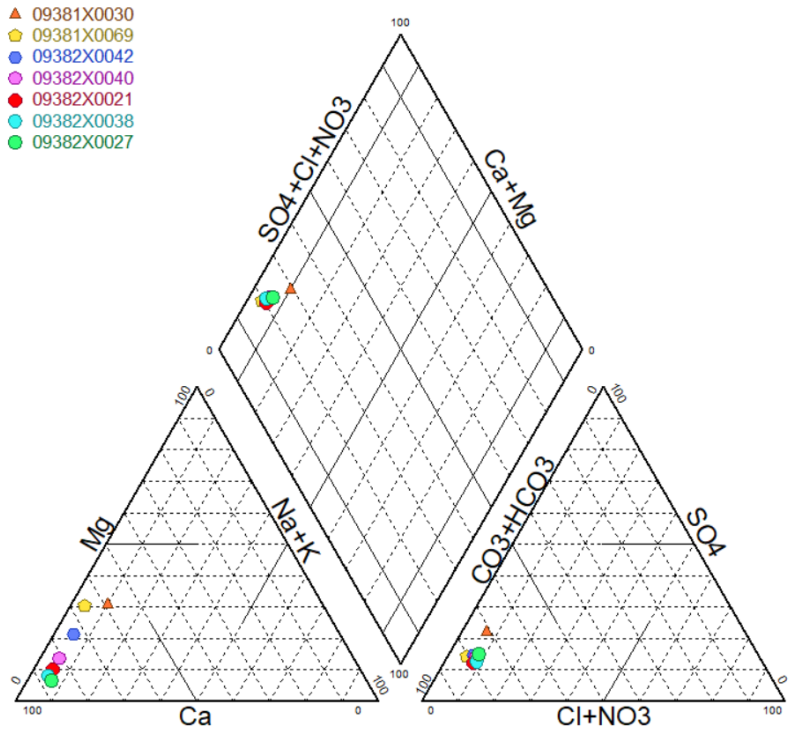


Illustration 92 : Représentation graphique (diagramme de Piper) de la composition chimique des eaux prélevées au droit des qualitomètres localisés à proximité du barrage d'Attuech (source : ADES).

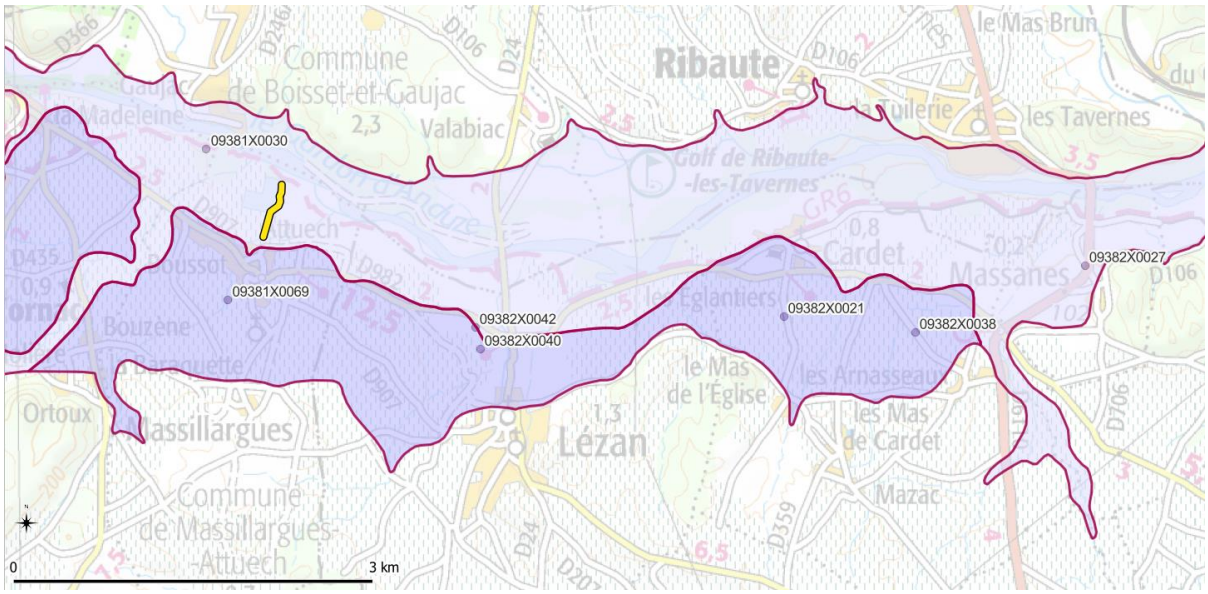


Illustration 93 : Localisation des qualitomètres à proximité de la BPS de Massillargues-Attuech (source : ADES).

Les données utilisées sont présentées dans le tableau ci-après (Illustration 94).

		09381X0030	09382X0027	09381X0069	09382X0042	09382X0040	09382X0021	09382X0038
		21/01/2019	22/06/2017	11/04/2024	09/08/2024	06/02/2020	09/08/2024	09/08/2024
Hydrogénocarbonates	mg/L	92,00	409,00	381,00	304,00	248,00	342,00	332,00
Carbonates	mg/L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Chlorures	mg/L	5,20	25,00	14,00	16,00	14,40	20,00	22,00
Sulfates	mg/L	22,70	64,00	53,00	44,00	34,90	41,00	41,00
Potassium	mg/L	0,90	2,30	1,30	1,20	1,60	1,50	1,30
Magnésium	mg/L	8,30	7,25	28,60	15,60	9,10	8,00	6,60
Calcium	mg/L	26,10	153,60	101,00	87,10	89,40	112,00	121,00
Sodium	mg/L	4,50	12,50	6,00	6,30	6,00	7,20	7,50
Erreur	%	2,0	0,8	0,1	3,2	3,1	3,0	0,3

Illustration 94 : Données de composition chimique utilisées pour réaliser les diagrammes de Piper (Source : ADES).

Il n'y a pas de différence significative entre la composition des eaux circulant au travers des alluvions de la basse terrasse et celle des eaux circulant au travers des alluvions de la haute terrasse. Il est toutefois constaté une augmentation de la teneur en calcium et une diminution de celle en magnésium, de l'amont vers l'aval ; ce qui peut probablement s'expliquer par une influence naturelle du contexte géologique.

Les deux qualitomètres susceptibles d'être influencés par la barrière physique souterraine d'Attuech (points n°09381X0030 et n°09381X0069) font l'objet d'un suivi depuis 1996 :

- Pour le qualitomètre localisé en amont de la barrière physique souterraine (point n°09381X0030), environ 410 substances (organiques et inorganiques) ou paramètres physico-chimiques différents ont été analysés depuis le début de ce suivi. Parmi ces substances ou paramètres, une cinquantaine a été quantifiée au moins une fois mais aucun ne montre une tendance à la hausse.
- Pour le qualitomètre localisé au sud de la barrière physique souterraine d'Attuech (point n°09381X0069), environ 1 250 substances (organiques et inorganiques) ou paramètres physico-chimiques différents ont été analysés depuis 1996. Parmi ces substances ou paramètres, environ 120 ont été quantifiés au moins une fois mais aucun ne montre une tendance à la hausse.

5.3. ÉVOLUTION DES FORMATIONS ALLUVIALES SOUS L'EFFET DES PRÉLÈVEMENTS DE MATÉRIAUX ET IMPACTS SUR LA RESSOURCE EN EAU SOUTERRAINE

Depuis les années 1950, les alluvions des Gardons ont fait l'objet de nombreux travaux et prélèvements qui ont fortement impacté la géométrie des aquifères et le fonctionnement des nappes alluviales. De nombreuses démarches ont été entreprises pour caractériser ces modifications et tenter d'en limiter les effets. Les éléments suivants sont issus du rapport « Etude de la Dynamique fluviale des Gardons » réalisé par la Société d'Ingénierie pour l'Eau et l'Environnement (SIEE, 1997) pour le Syndicat Mixte pour l'Aménagement et la Gestion Hydraulique des Gardons déjà présenté dans un rapport BRGM (Frissant *et al.*, 2022) préalable au présent rapport.

Avant les années 1950, la rivière a un caractère naturel avec peu d'ouvrages de chutes. Les capacités de transport solide étant plutôt faibles, les mouvements du lit sont relativement lents.

À la suite des inondations de 1958, de nombreux projets d'aménagement visant à réduire la vulnérabilité de la plaine alluviale face à de tels événements commencent à germer. Dans le même temps, la demande en granulat pour tous les emplois du bâtiment et des travaux publics s'accroît et le développement de la mécanisation permet d'extraire des volumes de matériaux de plus en plus importants.

Il en résulte les interventions suivantes :

- Les extractions

Elles se font par grattage sur de faibles épaisseurs et de grandes superficies.

- Les seuils en rivière

Ces extractions ont été accompagnées ou suivi par la création de cinq seuils en rivière afin de maintenir la ligne d'eau dans la rivière et dans la nappe d'accompagnement (Illustration 91). Nous n'avons pas réussi à toujours retrouver les années exactes de construction de ces ouvrages mais grâce aux photos aériennes disponibles sur les sites de l'IGN (geoportail.gouv.fr et remonterletemps.ign.fr), il a été possible d'encadrer leurs dates de construction :

  - seuil amont (Tour de Barre – 115 m NGF) : construit entre 1963 et 1970. Il constitue l'amont de la zone chenalisée.
  - seuil face à la barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech (112 m NGF) : construit en 1988 en raison d'un enfoncement du lit d'au moins deux mètres en aval. Il marque l'amont de la zone d'abaissement du lit du Gardons.
  - seuil en aval de la route départementale 24 (106 m NGF) : construit entre 1981 et 1985. Il achève la transition entre le lit alluvial et l'affleurement fréquent du substratum. Ces trois premiers seuils provoquent le stockage de tous les matériaux provenant de l'amont.
  - seuil face au village de Cardet (103 m NGF) : construit entre 1980 et 1984.
  - seuil en amont de la route départementale 6110 (environs 100 m NGF) : construit entre 1984 et 1989.

- La chenalisation

Dans le but de se protéger contre les crues du Gardon, une chenalisation partielle du lit a été réalisée à partir des années 1970, permettant également de satisfaire les besoins en alluvions des carriers. Le seuil de la Tour de Barre constitue l'amont de la zone chenalisée.

Au total, le volume de matériaux alluvionnaires extraits des trois plaines alluviales des Gardons d'Alès, d'Anduze et du Moyen Gardon est estimé à 14 millions de m^3, soit plusieurs siècles d'apports naturels de matériaux.

L'historique des extractions est détaillé dans le tome 1 de l'étude de la dynamique fluviale des Gardons (SIEE, 1997).

Ces interventions ont modifié l'équilibre morpho-dynamique de la rivière et entrainé les conséquences suivantes :

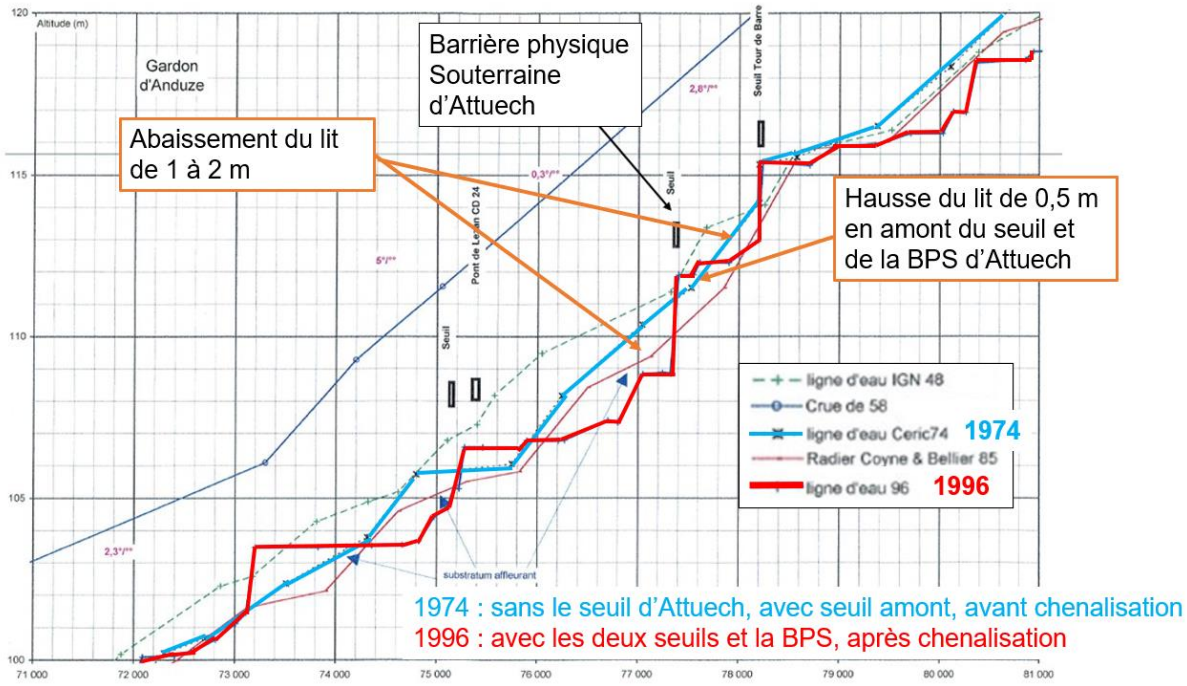
- Apparition et érosion du substratum

Lors des crues, le Gardon propage les érosions en amont de la zone d'extraction par érosion régressive (augmentation localisée de la pente) ou en aval par érosion progressive (pénurie en matériaux transportés). Ces phénomènes couplés à l'extraction de matériaux sur de grands linéaires tend à étaler l'effet des extractions. L'apparition du substratum par disparition de la couverture alluviale est constatée sur de grands linéaires. Sa nature peut être calcaire ou marneuse. Le substratum évolue beaucoup plus rapidement quand il est marneux et l'enfoncement du lit peut atteindre un mètre par décennie. L'abaissement du lit de la rivière peut atteindre deux à trois mètres.

150 m en aval du seuil dans l'alignement de la BPS d'Attuech, le substratum affleure nettement et crée une chute de 1.5 mètres de la ligne d'eau d'étiage. L'enfoncement du lit depuis 1948 est alors supérieur à 3 mètres.

- Évolution de la ligne d'eau de la rivière sur la plaine alluviale du Gardon d'Anduze

L'Illustration 95 représente l'évolution de la ligne d'eau du Gardon d'Anduze dans la plaine alluviale entre les altitudes 120 m NGF et 85 m NGF. Les données sont disponibles pour 1948, 1958 (niveau de crue), 1974, 1985 et 1996. Les profils des années 1974 et 1996 ont été surlignés car ils seront utilisés pour l'analyse des cartes piézométrique de 1972 et 2023. Ces profils permettent de voir l'approfondissement progressif de la ligne d'eau puis la réhausse et la stabilisation sous l'effet de la construction des seuils en rivière. Les interpolations entre les données sont à prendre avec précaution car l'existence des seuils n'est pas systématiquement prise en compte par exemple (seuil amont (Tour de Barre) non pris en compte en 1985 et seuil aval (Lézan) pas prise en compte également, mais peut-être n'était-il pas encore érigé).



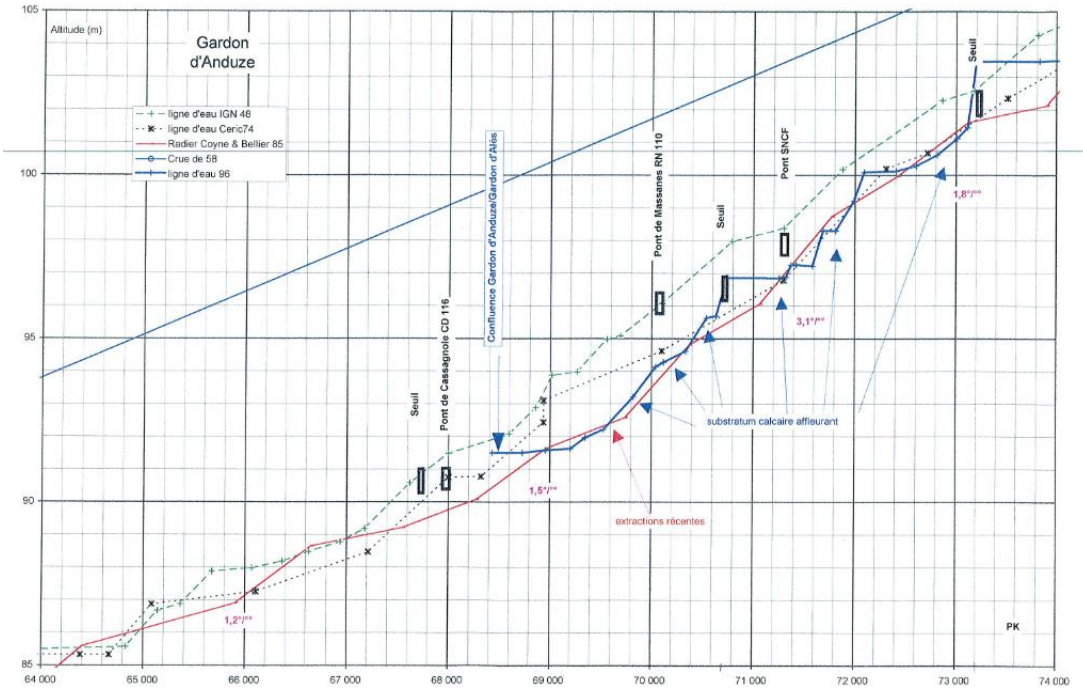


Illustration 95 : Évolution de la ligne d'eau du Gardons d'Anduze dans la plaine alluviale (d'après SIEE, 1997).Figure haute : amont. Figure basse : aval. Ordonné : altitude. Abscisse : distance linéaire

- Baisse du niveau de la nappe d'accompagnement et des potentialités aquifères

L'aquifère alluvial du Gardon est en relation directe avec la rivière et la cote de la ligne d'eau fixant généralement celle du niveau de base de la nappe, l'enfoncement de plusieurs mètres du lit mineur aurait entraîné une baisse du niveau piézométrique. Les potentialités de captage dans la nappe s'en trouveraient réduites. Des rapports techniques indiquent que certains puits des alluvions du Gardon ont dû être approfondis ou déplacés et d'autres abandonnés sans que leurs positions soient connues ; nous ne sommes pas en mesure de préciser si certains de ces ouvrages étaient implantés dans les alluvions du Gardon d'Anduze.

5.4. MISE EN PLACE DE LA BARRIERE PHYSIQUE SOUTERRAINE DE MASSILLARGUES-ATTUECH

« *En 1989, la zone où a été construite la BPS était particulièrement dégradée par d'anciennes extractions de sables. L'accumulation de galets en surface et l'abaissement de la nappe ne permettaient ni mise en valeur agricole ni reprise de la végétation naturelle. La végétalisation du terrain avait notamment pour objectif de le rendre moins vulnérable à l'érosion en période de crue. Identifié comme zone rouge du plan d'exposition aux risques inondation, le site n'était pas urbanisable.*

Le projet d'aménagement avait deux objectifs principaux :

- *la réhabilitation d'un secteur alluvial dégradé en reconstituant des conditions physiques dont la profondeur de nappe, permettant une revégétalisation spontanée et durable. Cet objectif s'inscrivait dans une démarche expérimentale et de démonstration ;*
- *la réalisation d'une zone de loisirs.*

Un objectif secondaire était également visé :

- *la réalisation d'un écran souterrain pour remonter le niveau de la nappe.*

La réhabilitation a consisté en l'élimination du placage de galets superficiels (refus de criblage effectué dans les années 1950 à 1970) et d'une couche de sables et de graviers de manière à reconstituer une surface topographique proche de la nappe pour qu'elle puisse être fonctionnelle au plan écologique. » (CETE, 1990).

En 1993, une barrière physique souterraine à occultation latérale partielle a été construite par le CETE (CEREMA depuis 2014) dans le prolongement non jointif d'un seuil en rivière. Elle n'est pas visible depuis la surface. Elle est implantée dans l'aquifère alluvial du Gardon (commune de Massillargues-Attuech, au niveau de la terrasse basse (Fz) dans le cadre d'un projet de réaménagement d'un ancien site d'extraction de matériaux. Cet ouvrage parfois appelé « barrage souterrain d'Attuech », n'avait pas vocation à sécuriser ou d'améliorer l'approvisionnement en eau souterraine, mais à favoriser la reprise végétative sur le secteur, à permettre le maintien en eau d'un plan d'eau à usage récréatif et à rehausser le niveau piézométrique dans la partie sud de l'aquifère.

Le contexte de la construction de la BPS est synthétisé dans le rapport BRGM/RP-71482-FR (Frissant *et al.*, 2022) en se basant essentiellement sur le rapport de (Masson, 2018) qui a participé à sa conception et sur deux études préliminaires à la construction (CETE, 1990, 1988). Les principaux éléments sont repris ici.

La BPS d'environ 500 m de long est à occultation latérale partielle (75 % d'occultation de la largeur de la terrasse basse en rive droite du Gardon (675 m) – pas d'occultation en rive gauche (230 m) – pas d'occultation de la terrasse haute (1 100 m). La BPS reposerait sur le substratum de l'aquifère (4 à 5 m de profondeur). Elle est construite dans la prolongation du seuil en rivière avec une distance sans obstacle à l'écoulement souterrain de 120 m entre le seuil et la BPS.

L'écran imperméable a été construit par le dépôt de matériaux fins peu perméables jusqu'au substratum de l'aquifère. Ces matériaux sont des limons prélevés directement sur le site et des fines de lavage provenant du concassage-criblage des matériaux du site également. Deux modalités de dépôts distinctes ont été utilisées :

- en aval du plan d'eau de 3.5 ha et sur environs 4 m de profondeur, ces matériaux ont été déposés en couches épaisses directement sur la berge Est sans réaliser de tranchée (Illustration 96);



Illustration 96 : Plan d'eau d'Attuech en amont de la BPS.

- au sud du plan d'eau, les matériaux ont été déposés dans une tranchée creusée jusqu'au substratum de la nappe alluviale (Illustration 97). L'écran n'a pas atteint la limite Sud de l'aquifère en raison de la présence du ruisseau de Péronnelle, mais couvre 75 % du linéaire du front de l'aquifère de la terrasse basse en rive droite (520 m sur 690 m au total). Il ne se poursuit pas dans les alluvions de la terrasse haute qui sont cependant aquifères, ni en rive gauche des Gardons où l'épaisseur de l'aquifère est moindre. Il n'est pas non plus jointif au seuil en rivière. Une fois la tranchée de 4 à 5 m de profondeur comblée, elle a été recouverte de sol arable et les parcelles ont pu être remises en culture. La partie sommitale de l'ouvrage aurait été nivelée pour être à une altitude légèrement inférieure à celle du seuil dans la rivière (environ 112 m NGF).



Illustration 97 : Barrière physique souterraine en cours de construction à Massillargues-Attuech (Gard - France). Tranchée, en cours de réalisation, hors d'eau, avant pénétration dans la nappe. ((Masson, 2018).

Les dimensions de l'ouvrage de Massillargues-Attuech (5 m de profondeur, 520 m de long) le place dans la catégorie des petites BPS. L'occultation latérale de l'aquifère est partielle. Cet ouvrage n'est pas un barrage souterrain au sens où nous l'avons défini au chapitre 0 mais une petite barrière physique souterraine à occultation latérale partielle dont l'objectif est de remonter localement le niveau piézométrique.

Le rapport du CETE de 1990 précise que l'expérimentation de la construction de cette BPS permettrait de maitriser cette technique en vue de son emploi sur d'autres sites des Gardons, où il serait possible de rehausser le niveau de la nappe jusqu'à un niveau proche de ce qu'il était avant la chenalisation du Gardon.

5.5. IMPACTS DE LA CONSTRUCTION DE LA BPS D'ATTUECH – DONNÉES UTILISÉES

Nous disposons de plusieurs types de données factuelles pour évaluer l'impacts de la BPS de Massillargues-Attuech sur la nappe ; nous les passons en revue ici avant d'en proposer une analyse.

5.5.1. Cartes piézométriques

Nous disposons sur la zone de plusieurs cartes piézométriques :

- deux cartes piézométriques de 1971 (Sauvel, 1972) ;
- une carte piézométrique partielle autour du secteur de la BPS de 1989 (Masson, 2018) ;
- une carte piézométrique de 2019 (Artesie, 2019) ;
- cinq cartes piézométriques en 2022 et 2023 (BRGM et EPTB Gardons).

Après plusieurs essais avec des méthodes d'interpolations/krigeages automatiques, les cartes piézométriques du BRGM ont été réalisées par interpolation manuelle linéaire (triangulation) des niveaux piézométriques (m NGF). L'interpolation des profondeurs n'a pas été retenue en raison de la forte modification anthropique de la surface topographique dans le secteur d'étude. Afin d'améliorer la comparaison des cartes piézométriques de 2022/2023 et de 1971, les cartes de 1971 ont été refaites à partir des données ponctuelles en utilisant autant que possible la même triangulation et la même méthode d'interpolation que celles de 2022-2023. Les interpolations ont été réalisées sans imposer de conditions particulières aux limites du domaine interpolé : les conclusions qui peuvent être déduites des cartes ne sont donc pas induites par des hypothèses de calculs préalables.

a) Piézométrie 1971 dite de « hautes eaux »

La carte de janvier 1971 est dite de « hautes eaux » par Sauvel (rapport BRGM / 72SGN086LRO) (Illustration 91). Elle couvre la nappe alluviale du Gardons d'Anduze à une époque où seul le seuil amont avait été construit. Aucun autre seuil n'était en place ni la barrière physique souterraine d'Attuech et son plan d'eau. La chenalisation du Gardon n'avait pas encore été réalisée. A cette époque, le champ captant de Tornac en rive droite du seuil devait avoir un débit d'exploitation moyen de 470 m^3/h. Le rabattement de ce pompage n'apparait pas clairement sur la carte. Le pompage était éventuellement à l'arrêt ou les mesures de niveau dynamique dans le champ captant n'ont pas été prises en compte. Les autres puits de pompage publics étaient également déjà en service dans les alluvions.

L'aquifère alluvial est alimenté par le Gardon dans sa partie amont. A partir de l'isopièze 107 m NGF, les flux nappe-rivière s'inversent, le Gardon est alimenté par la nappe alluviale. Dans sa

partie amont, il semblerait que l'aquifère soit alimenté par des eaux en provenance du Ruisseau de l'Ourne qui se perd généralement dès l'arrivée sur les alluvions.

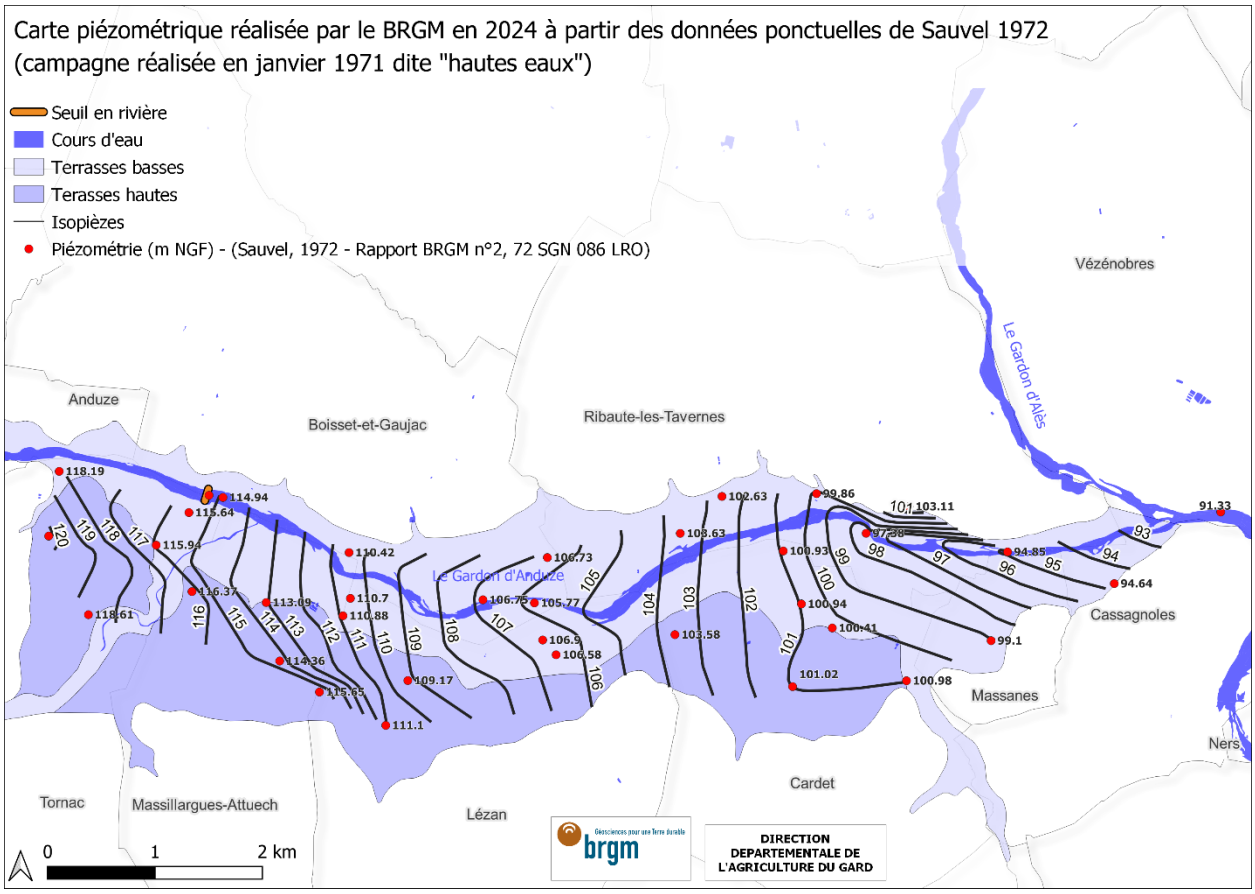


Illustration 98 : Carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardons d'Anduze – 1971 hautes eaux (Sauvel, 1972).

b) Piézométrie 1971 dite de « basses eaux »

La carte de décembre 1971 est dite de « basses eaux » par Sauvel (rapport BRGM / 72SGN086LRO) (Illustration 99). L'auteur qui a réalisé des mesures piézométriques ponctuelles au cours de l'année, précise que les basses eaux ont eu plusieurs mois de retard et que les niveaux étaient plus bas qu'habituellement. Les conditions sont les mêmes que pour la carte de janvier 2021 (voir ci-dessus).

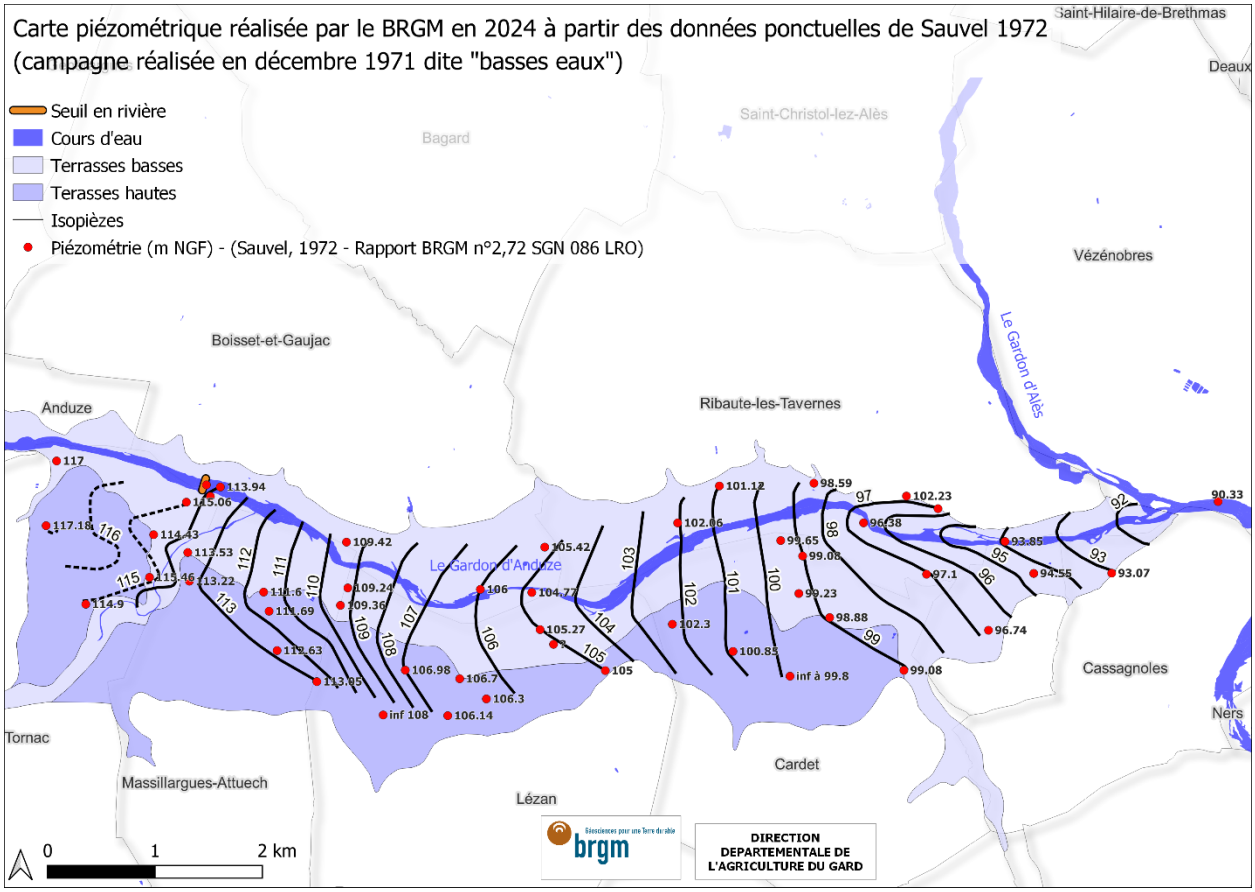


Illustration 99 : Carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardons d'Anduze – 1971 basses eaux (Sauvel, 1972).

c) Piézométrie 1989

Le CETE (CEREMA depuis 2014) a réalisé une campagne piézométrique en 1989 (Masson, 2018) après la mise en place du seuil (en face de la future BPS) et avant la construction de la BPS et après la chenalisation du Gardon (Illustration 100). Par la suite, en 1996, la ligne d'eau avait été réhaussée de 50 cm au niveau du seuil du plan d'eau d'Attuech par rapport à 1974, rabaissée de 1 m entre les deux seuils amonts et rabaissée de 2 m en aval du seuil du plan d'eau d'Attuech (Illustration 95).

Nous ne disposons que des isopièzes (données interprétées). La localisation des points de mesure et des mesures elles-mêmes n'ont pas été retrouvées malgré nos échanges avec M. Masson. La fiabilité des isopièzes 109 et 110 m NGF à l'aval de la position de la future BPS nous interroge sans que nous puissions trancher en l'absence de données ponctuelles.

Cette carte est cependant particulièrement intéressante car elle apporte des informations permettant de distinguer l'impact sur la nappe du seuil en rivière de l'impact de la BPS.

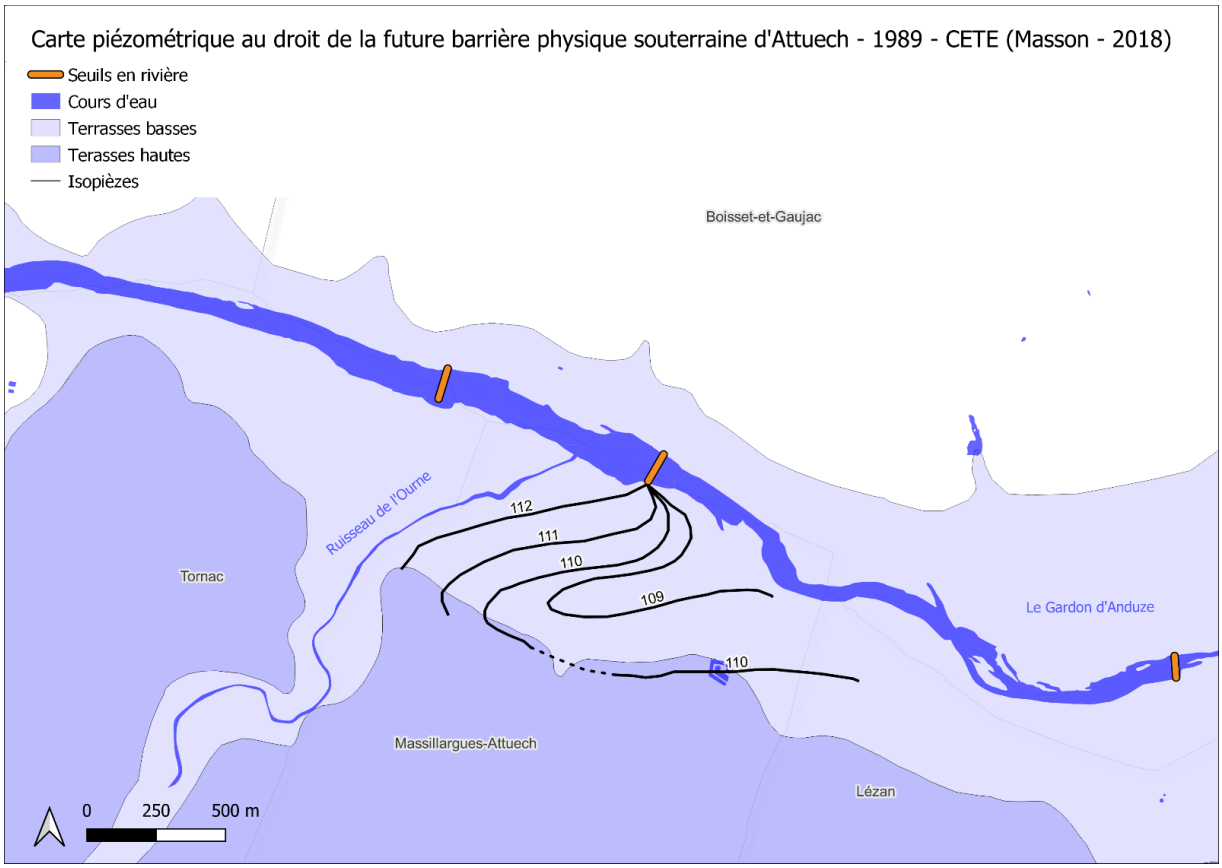


Illustration 100 : Carte piézométrique au droit de la future BPS d'Attuech – 1989 - CETE (d'après Masson, 2018).

d) Piézométrie 2019

Le bureau d'étude Artesie a réalisé deux cartes piézométriques en mars et août 2019, avec la mise en place de deux piézomètres supplémentaires sur la zone (Artesie, 2019). En 2019, l'ensemble des ouvrages de régulation du niveau d'eau en surface (seuil) et en souterrain (BPS) sont construits. La barrière physique souterraine d'Attuech n'est pas mentionnée sur la carte.

Bien qu'intéressantes, nous n'avons pas conservé et valorisé ces cartes en raison de l'absence de données suffisamment en aval de la BPS d'Attuech. Cependant, nous avons bénéficié de l'inventaire des points de mesure et de la réalisation des deux nouveaux piézomètres.

e) Piézométrie juillet 2022

Le BRGM a réalisé une carte piézométrique de juillet 2022 (Illustration 101) autour de la BPS d'Attuech. La valeur de niveau dynamique la moins influencée par les pompages du champ captant de Tornac a été retenue (piézométrie journalière maximale – variation journalière d'1 mètre). Les variations journalières dans les autres ouvrages de prélèvement sont beaucoup plus modestes. La carte est représentative d'une situation de basses eaux. La campagne a été réalisée au moment où le niveau était le plus bas dans la terrasse basse (aquifère principal). Les valeurs piézométriques minimales dans la terrasse haute sont observées en septembre (voir graphique de l'Illustration 101).

Elle met en évidence le « contournement » des seuils et de la BPS par l'eau.

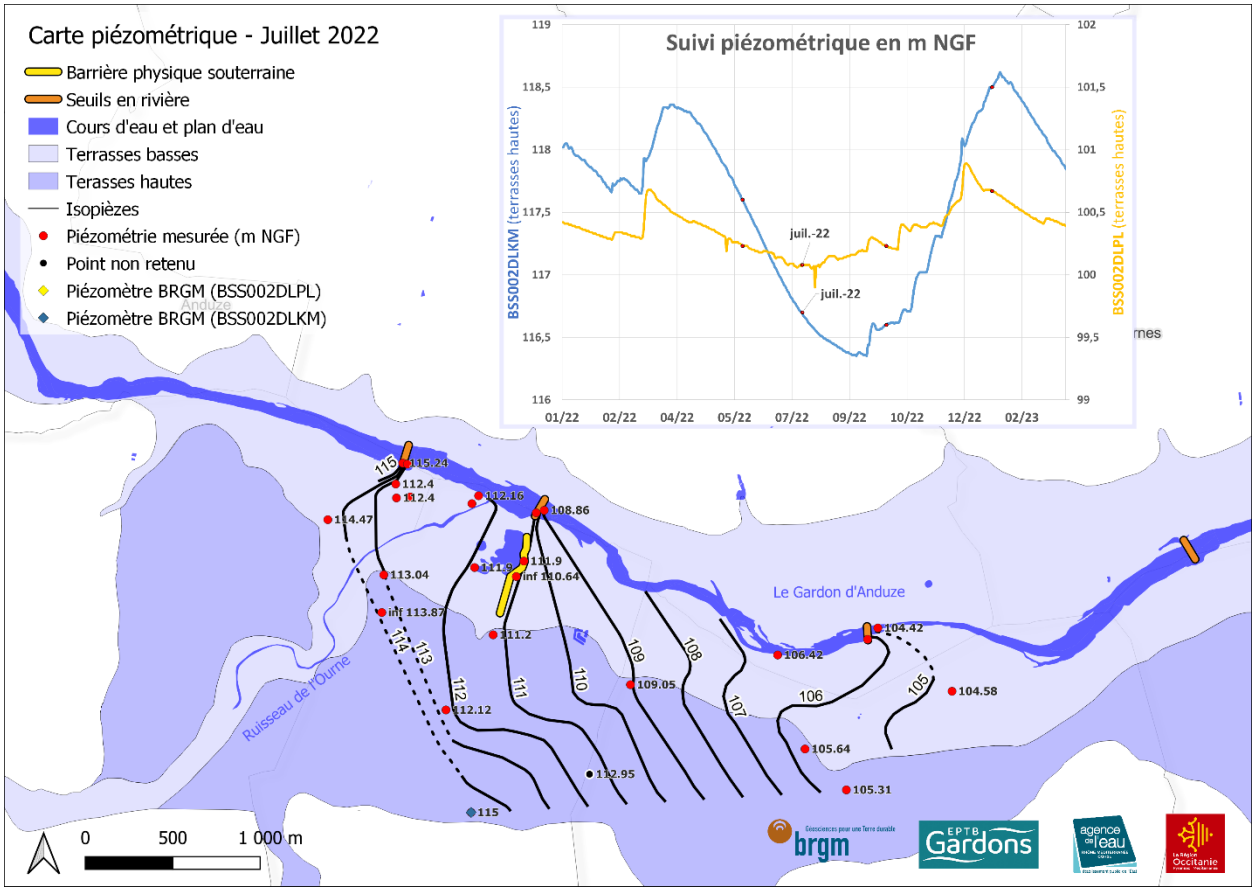


Illustration 101 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Juillet 2022 – BRGM.

f) Piézométrie octobre 2022

Le BRGM a réalisé une carte piézométrique d'octobre 2022 qui correspond au début de la recharge de l'aquifère (Illustration 102). La méthode de réalisation est la même que pour la carte de juillet 2022. Le rabattement piézométrique autour du champ captant de Tornac est très visible ainsi que l'effet du seuil aval et de la BPS.

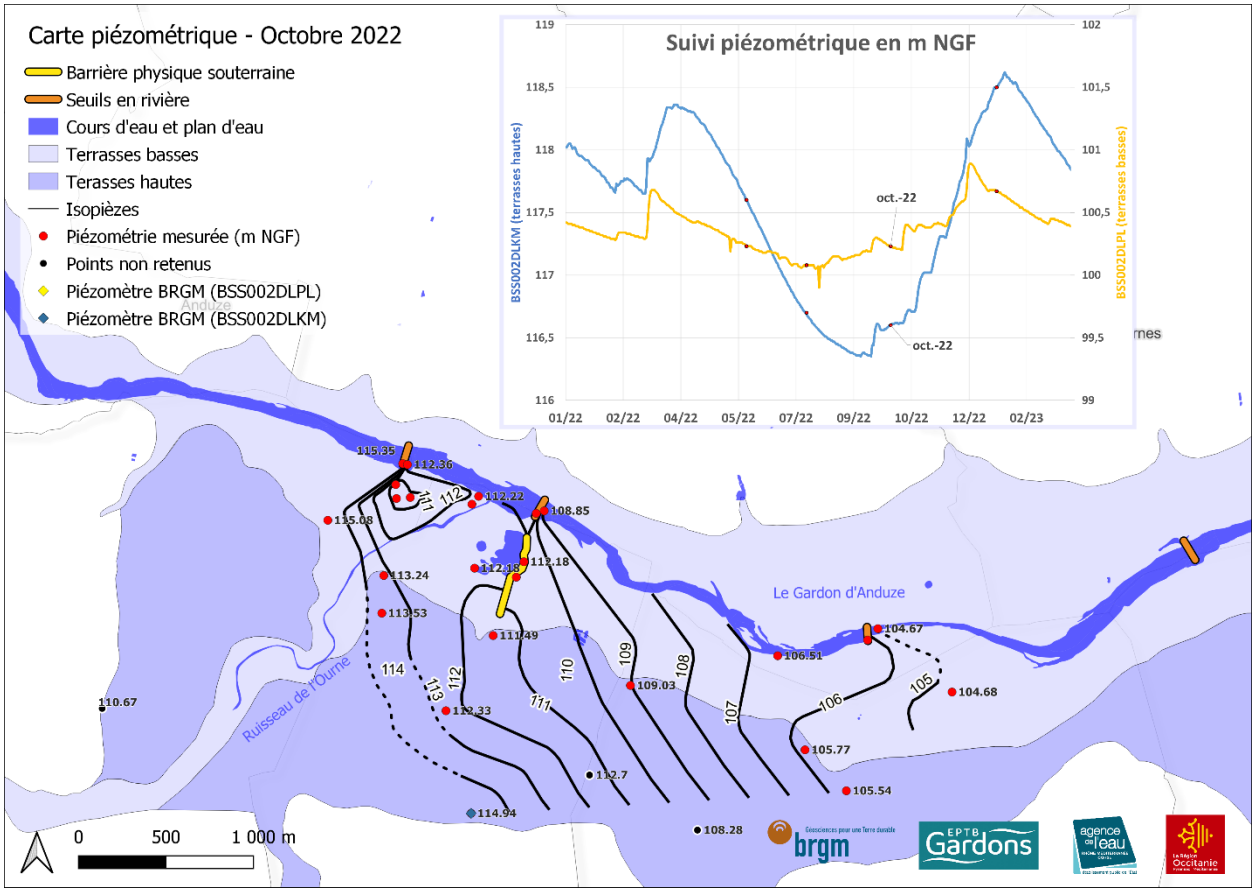


Illustration 102 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – octobre 2022 – BRGM.

g) Piézométrie janvier 2023

Le BRGM a réalisé une carte piézométrique de l'amont de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze en janvier 2023 qui est représentative d'une situation de hautes eaux (Illustration 103). La vidange de l'aquifère dans la terrasse inférieure a débuté, tandis que l'aquifère dans la terrasse haute poursuit son remplissage.

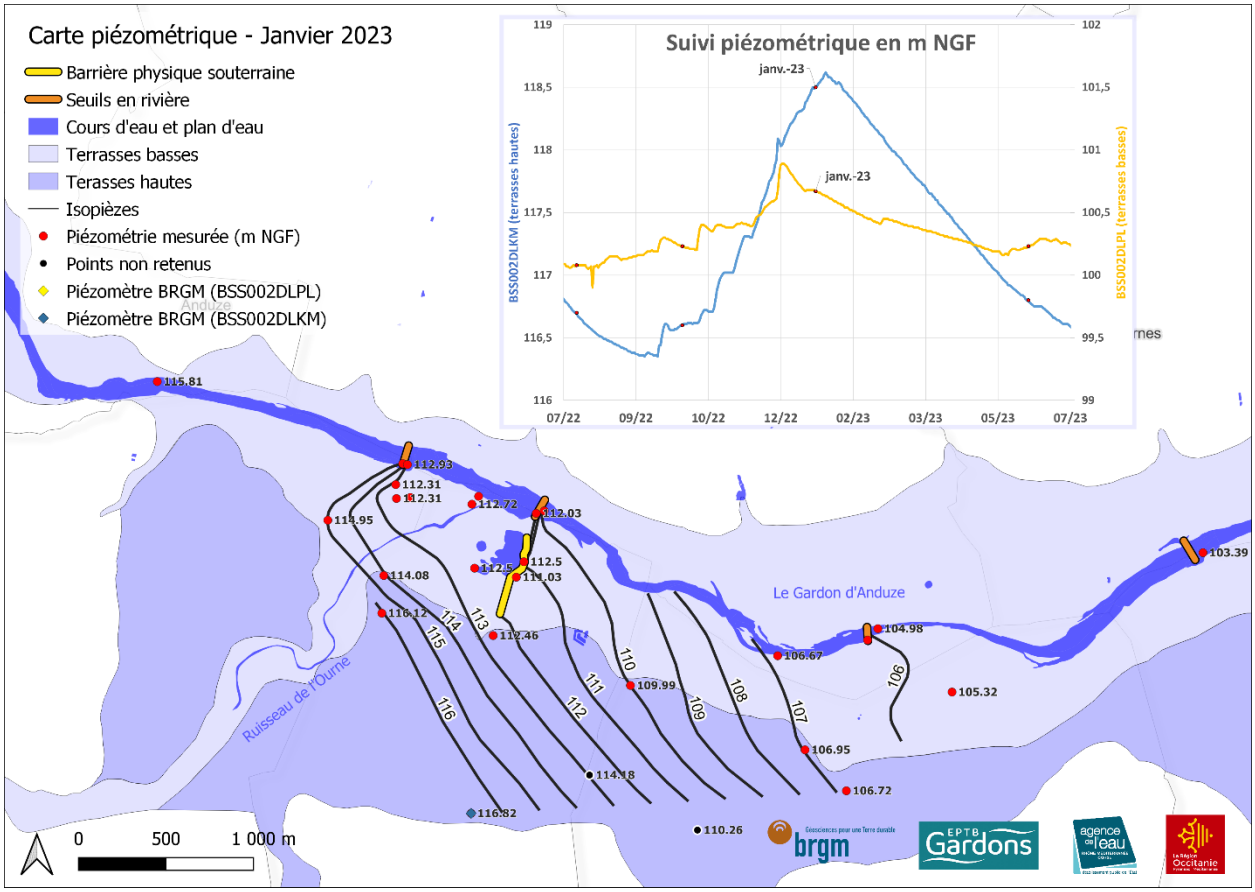


Illustration 103 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – janvier 2023 – BRGM.

h) Piézométrie juin 2023

Le BRGM a réalisé une carte piézométrique de l'amont de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze en juin 2023 qui correspond à un état représentatif du milieu de la période de vidange de l'aquifère (Illustration 104).

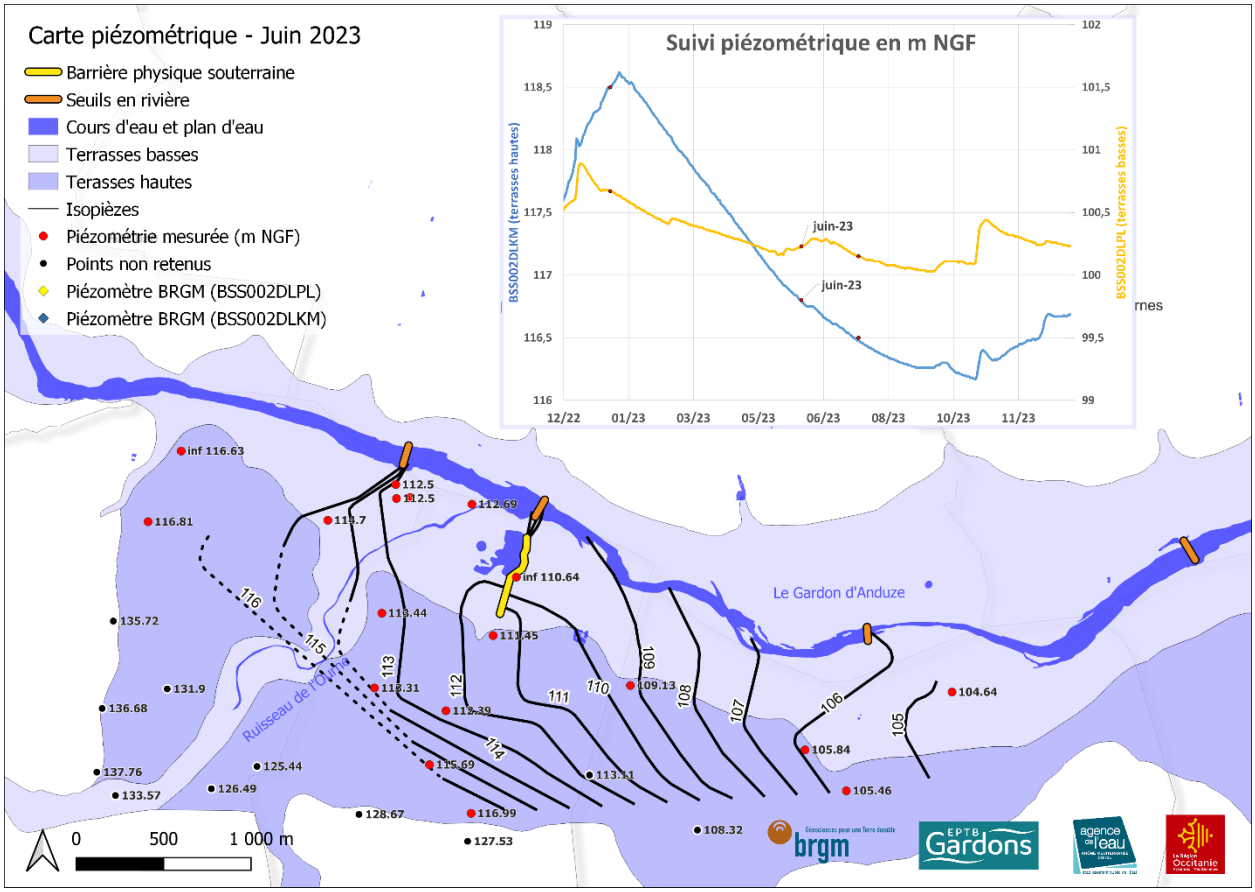


Illustration 104 : Carte piézométrique de l'amont de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – juin 2023 – BRGM.

i) Piézométrie juillet 2023

Le BRGM et l'EPTB ont réalisé conjointement une carte piézométrique de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze en juillet 2023 en intégrant l'aval de la plaine (Illustration 105). La carte est représentative d'une situation de basses eaux, surtout dans la terrasse basse.

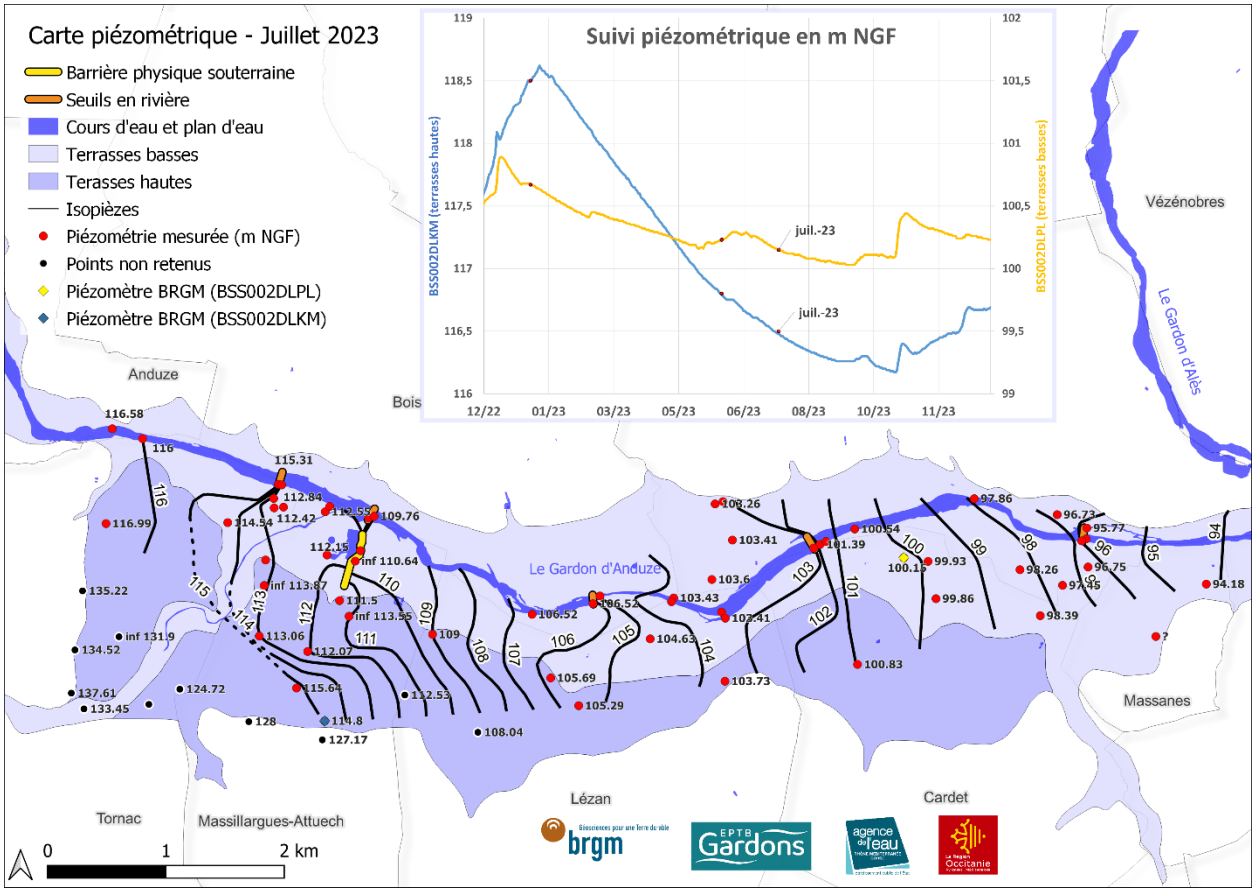


Illustration 105 : Carte piézométrique de la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – juillet 2023 – BRGM & EPTB Gardons.

5.5.2. Chroniques piézométriques

a) Deux suivis BRGM : BSS002DLKM et BSS002DLPL

Deux piézomètres sont suivis en continu par le BRGM sur la plaine alluviale du Gardons d'Anduze. L'ouvrage BSS002DLKM, localisé dans les terrasses hautes, est suivi depuis 13/11/2003 et l'ouvrage BSS002DLPL, dans la terrasse basse, est suivi depuis le 14/11/2003 (localisation sur l'Illustration 105). Les campagnes de levés piézométriques de 2022 et 2023 ont été reportées sur les chroniques piézométriques pour évaluer la représentativité de chacune d'entre elle. Hautes eaux et basses eaux sont couvertes de même que des dynamiques de vidange et de remplissage de l'aquifère (Illustration 106).

Les chroniques mettent en évidence des cycles annuels avec des hautes eaux hivernales et des basses eaux estivales. Les évolutions sont plus régulières dans les hautes terrasses que dans les basses qui sont davantage contrôlées par le niveau d'eau dans la rivière. Les amplitudes inter saisonnières du niveau piézométrique dans les terrasses hautes (environ 2.5 m) sont supérieure à celles dans la terrasse basse (1 m).

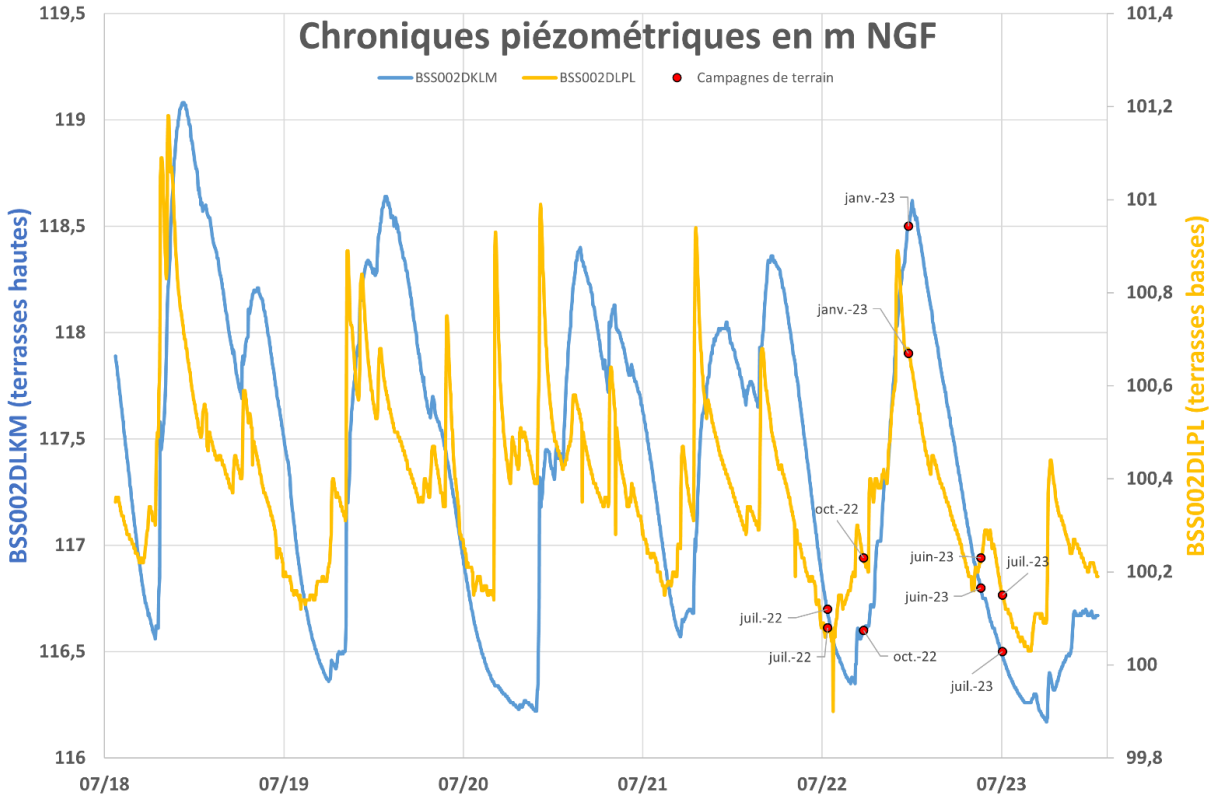


Illustration 106 : Évolutions de la piézométrie dans la nappe alluviale du Gardon d'Anduze (2018-2023).

b) Champ captant d'Avène

Une chronique de niveau dynamique dans un puits d'exploitations du champ captant de Tornac est également disponible auprès de l'exploitant et a été utilisée en complément des mesures ponctuelles sur le même site pour choisir les valeurs journalières les plus pertinentes (les piézométries (m NGF) journalières maximales ont été retenues). La chronique n'est pas représentée ici.

c) Forage BSS002DLJD

L'ouvrage suivi était situé à proximité et en amont du champ captant de Tornac. Il n'existerait plus aujourd'hui. Des données sont disponibles autour de la date de mise en place du seuil en rivière et de la BPS de Massillargues-Attuech (Illustration 107). Nous ne connaissons pas la date des travaux de chenalisation de la rivière sur ce tronçon. Ces données ont été utilisées pour rechercher un impact de la construction de la BPS sur les prélèvements dans le champ captant d'Avène. Elles ne permettent pas de démontrer un accroissement du niveau piézométrique sur ce piézomètre après la mise en place de la BPS de Massillargues-Attuech.

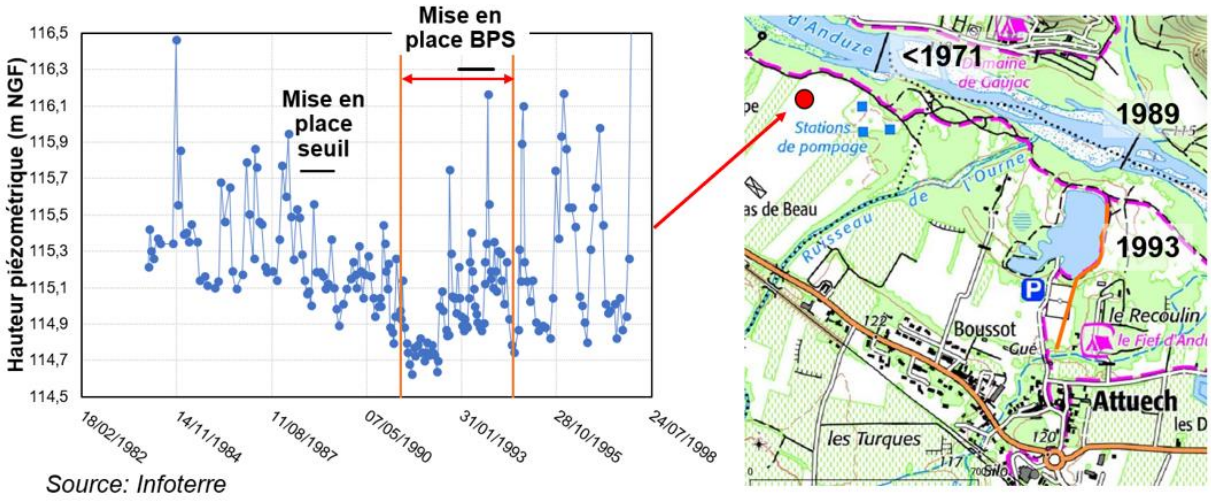


Illustration 107 : Chronique piézométrique et localisation BSS002DLJD (1983-1998).

5.5.3. Cartes de variations piézométriques

Les cartes piézométriques de 1971 et 2023 réalisées par le BRGM en 2024 ont été comparées entre elles (utilisation des logiciels Surfeur pour créer des grilles piézométriques et QGis pour comparer les grilles entre elles). Les cartes qui en résultent renseignent sur les variations inter annuelles et inter saisonnières et sur l'impact des aménagements de l'hydrosystème de la plaine alluviale des Gardons sur les niveaux piézométriques et leurs dynamiques. Les résultats sont à prendre avec précaution en raison d'incertitudes sur les cartes de 1971, sur l'absence de chronique piézométrique en 1971 qui permettent la qualification fiable de basses eaux ou hautes eaux de ces cartes et en raison de l'amplification des incertitudes (comparaison entre des valeurs elles-mêmes interpolées parfois sur des points différents). Bien que ces cartes ne doivent pas être surinterprétées, elles permettent tout de même de tirer un certain nombre d'enseignements intéressants.

a) Variations inter saisonnières 1971

La carte de l'Illustration 108 met en évidence une dynamique différente entre la nappe dans la haute et la basse terrasse alluviale. Les amplitudes piézométriques sont plus fortes dans l'aquifère de la terrasse haute (autour de 2 m) que dans la terrasse basse (autour de 1,2 m) où le niveau piézométrique est contrôlé par le niveau du Gardon. Les variations inter saisonnières mesurées en 1971 sont plus fortes que celles mesurées en 2023. Deux échelles de couleurs ont été utilisées. Celle de l'Illustration 108 permet de distinguer le comportement de chaque terrasse. Celle de l'Illustration 109 est la même que celle utilisée en 2023 pour faciliter la comparaison.

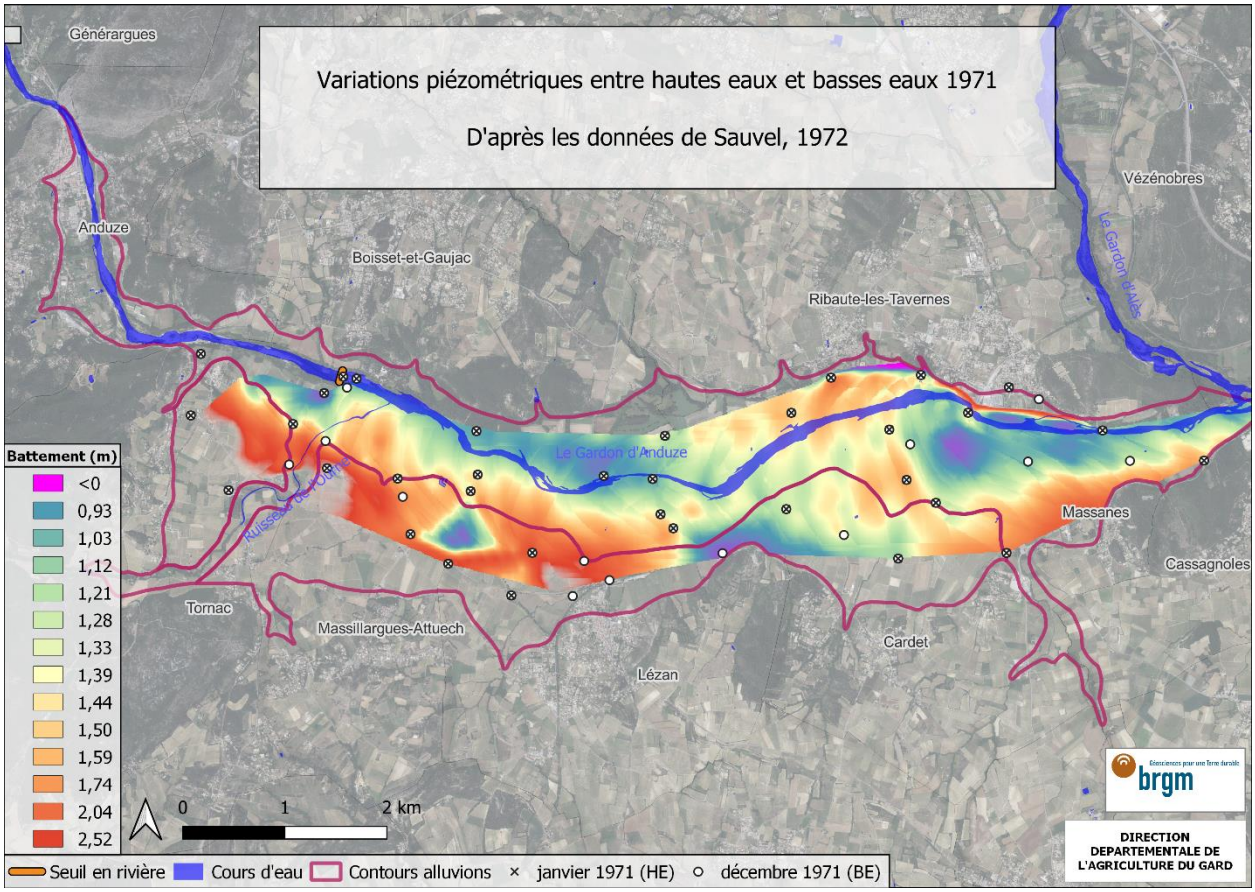


Illustration 108 : Variations piézométriques inter saisonnières dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze 1971. En rouge les variations les plus grandes.

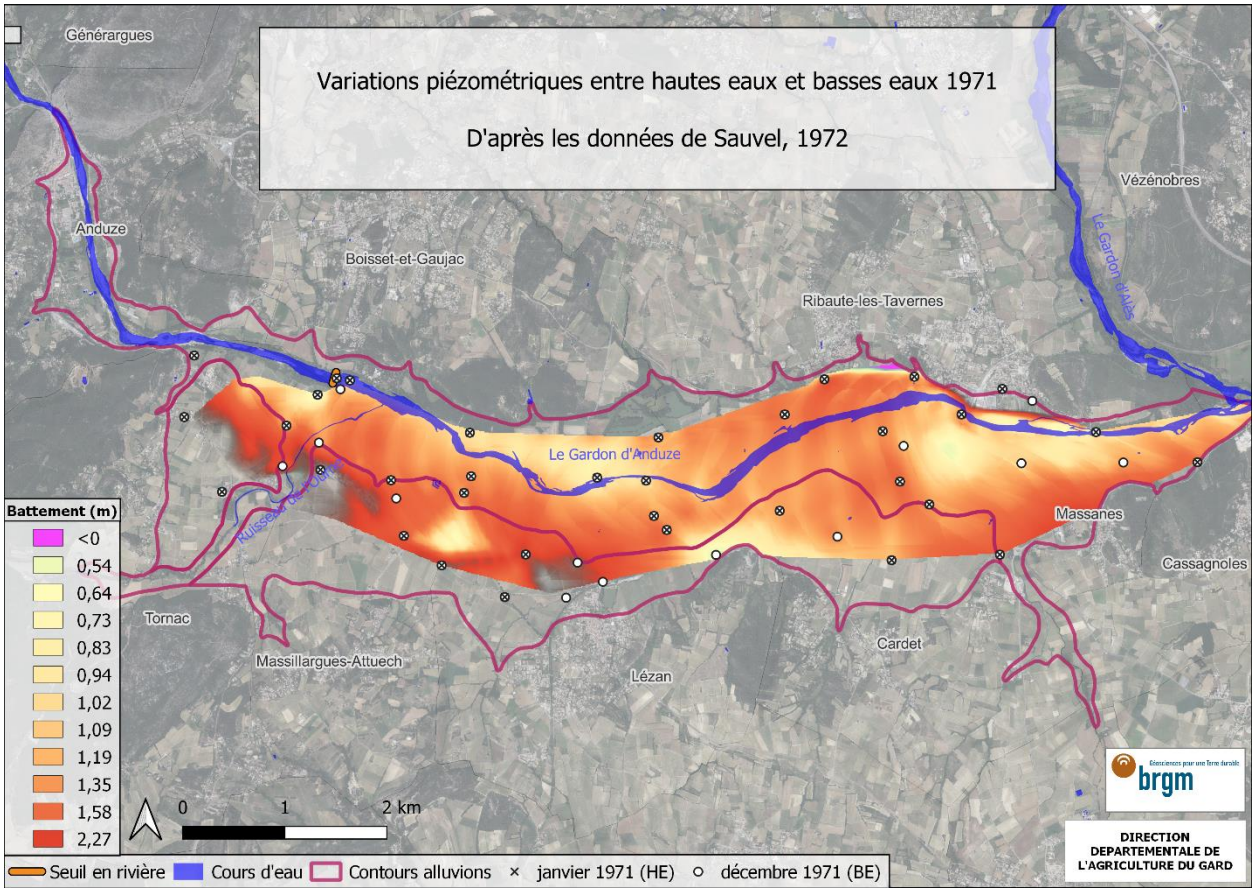


Illustration 109 : Variations piézométriques inter saisonnières dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze - 1971 – Échelle de couleur identique à celle de l'Illustration 110.

b) Variations inter saisonnières 2023

Aucune campagne piézométrique de hautes eaux couvrant l'ensemble de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze n'ayant été réalisée en 2023, seule la zone amont, autour de la BPS d'Attuech a été traitée (Illustration 110). Les variations piézométriques dans la terrasse haute sont supérieures à celles constatées dans la terrasse basse. La présence des seuils et de la barrière physique souterraine d'Attuech limitent très fortement les variations piézométriques inter saisonnières (variations inférieures à 60 cm) en fixant le niveau piézométrique. Les valeurs négatives (en rose sur la carte) qui représentent des niveaux piézométriques plus haut en basses eaux qu'en hautes eaux sont des artéfacts de calcul (comparaison de valeurs contrastées interpolées). Elles sont à considérer comme représentatives d'une stabilité du niveau piézométrique.

En 2023, les variations inter saisonnières dans la terrasse basse sont bien plus faibles qu'en 1971. Les variations inter saisonnières dans la terrasse haute sont proches entre 1971 et 2023.

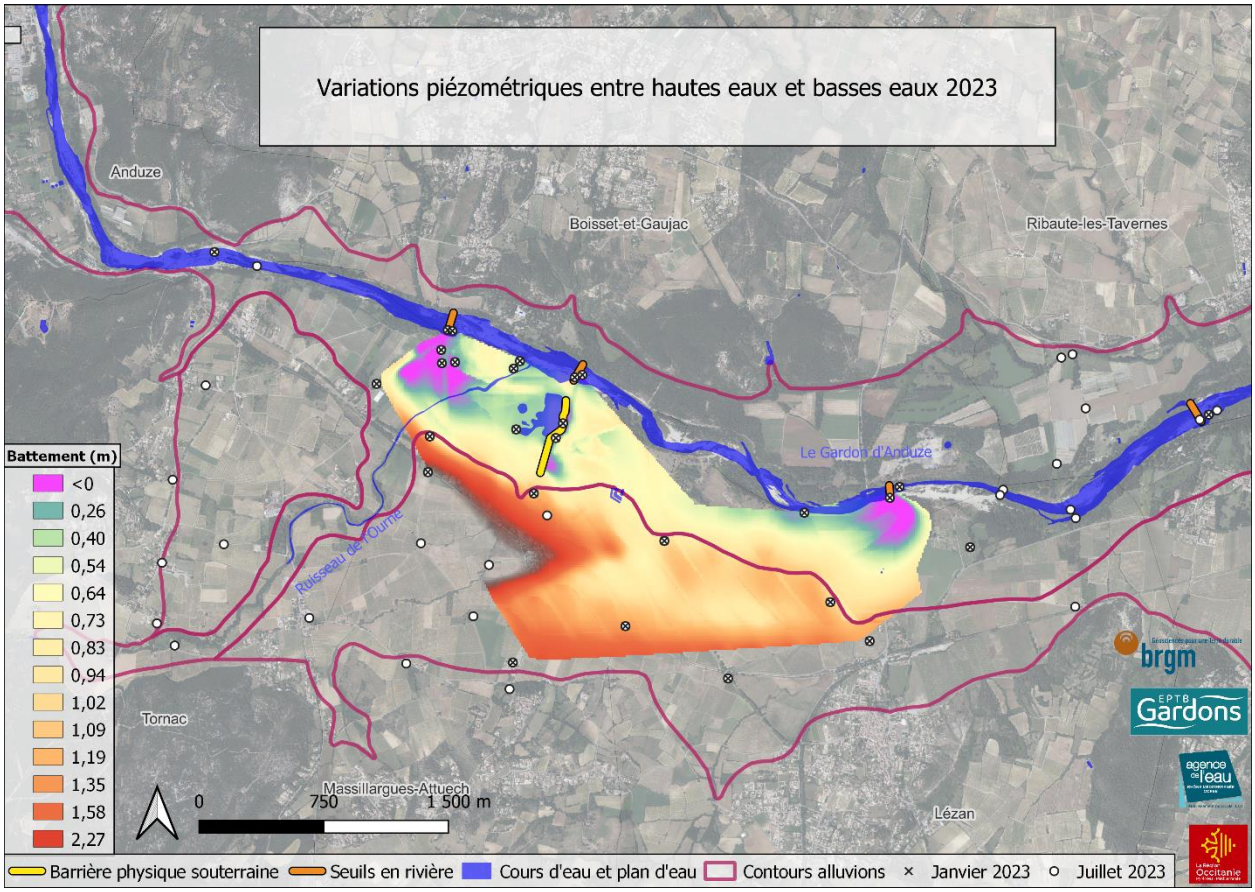
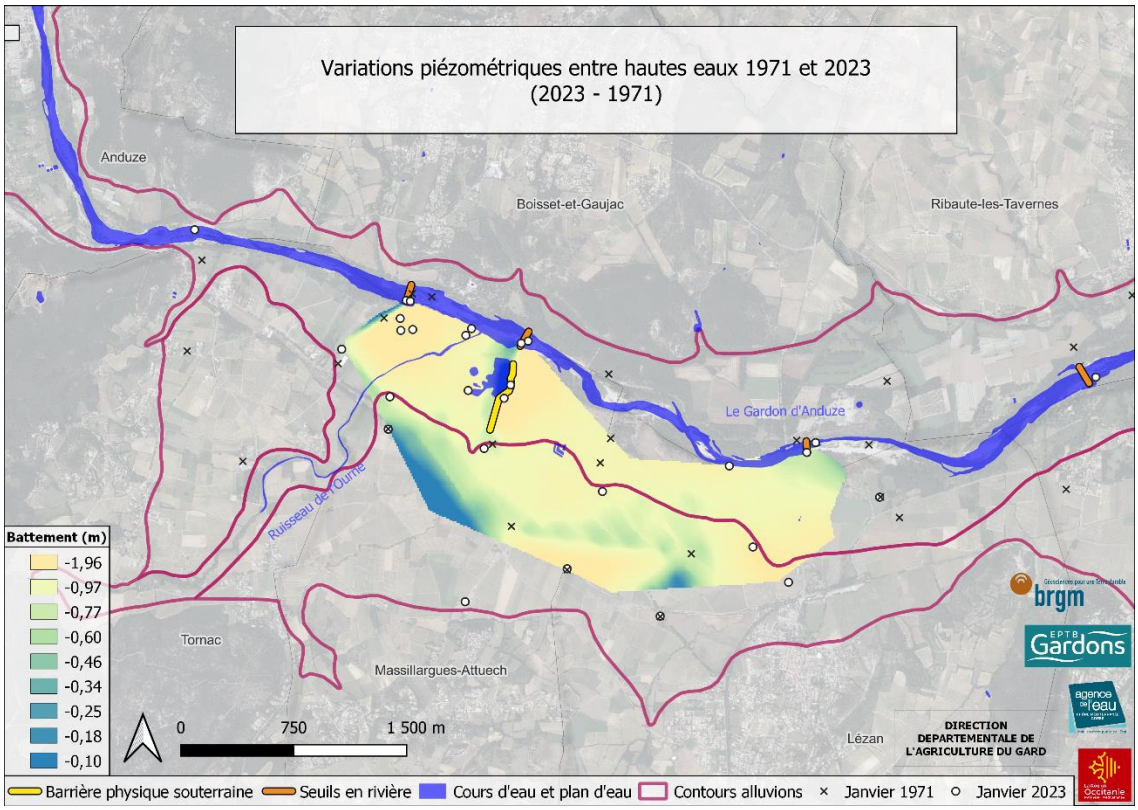


Illustration 110 : Variations piézométrique dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze autour de la BPS de Massillargues-Attuech.

c) Variations inter annuelles (1971-2023) – hautes eaux



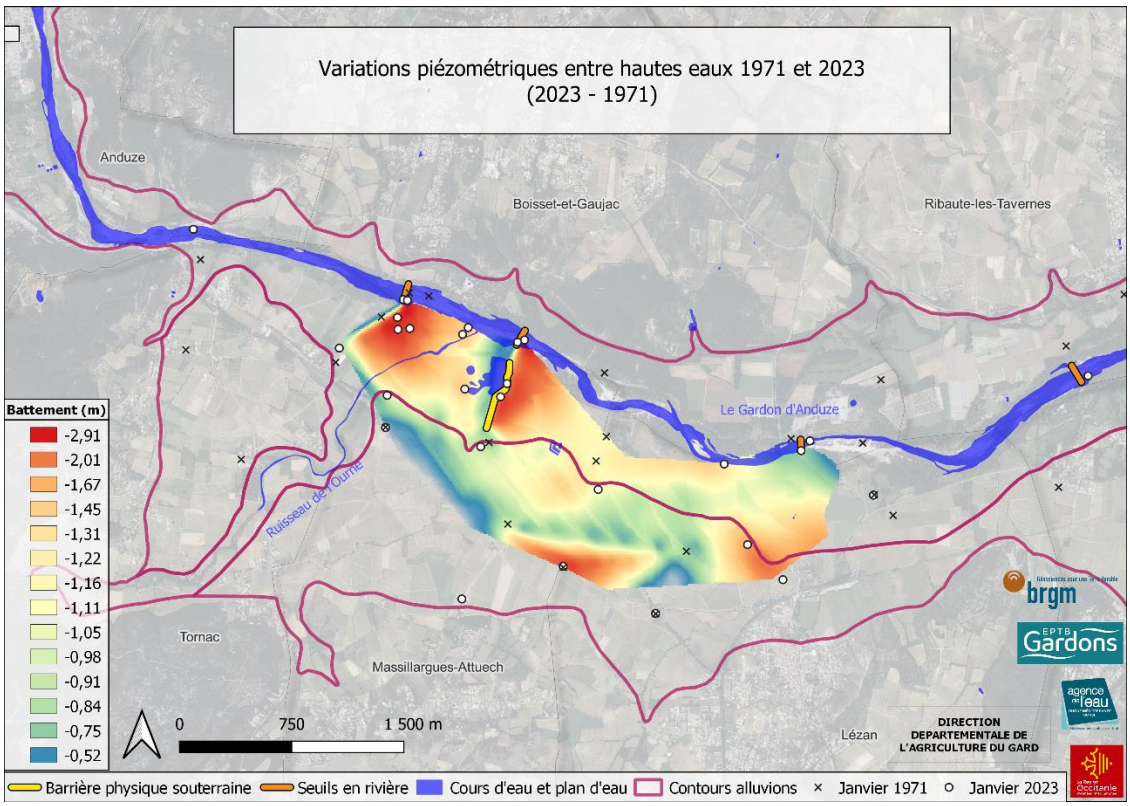


Illustration 111 permet de comparer la situation piézométrique en hautes eaux entre 1971 et 2023 sur la zone amont de l'aquifère alluvial du Gardons d'Anduze autour de la BPS de Massillargues-

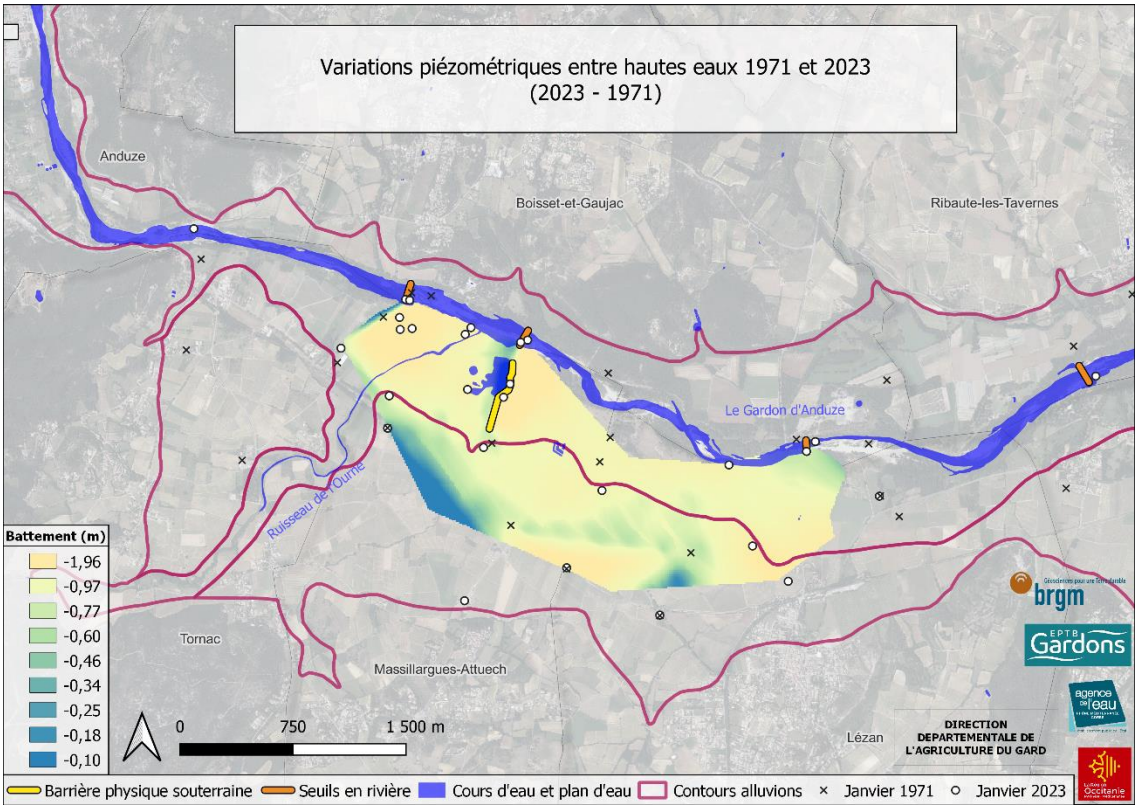
Attuech. Les valeurs ont été obtenues par soustractions des valeurs piézométriques interpolées de 1971 aux valeurs piézométriques interpolées de 2023. Les valeurs négatives correspondent à une baisse du niveau piézométrique entre 1971 et 2023, plus la valeur est grande, plus la baisse est forte.

En hautes eaux, la nappe a baissé entre 0,5 m et presque 3 m suivant les endroits.

On voit nettement une baisse du niveau piézométrique marquée en aval de la barrière physique souterraine et des niveaux piézométriques qui baissent beaucoup moins en amont de la BPS et à proximité des seuils en rivière.

Au droit du champ captant de Tornac la baisse est également forte mais il semblerait que le pompage de Tornac n'ait pas été pris en compte dans la carte piézométrique de 1971 (pas de données piézométriques sur le champ captant). Sur la base de ces données, il est difficile d'affirmer que le niveau piézométrique a autant baissé sur cette zone en hautes eaux.

Le niveau piézométrique en hautes eaux a moins baissé à proximité des seuils en rivière.



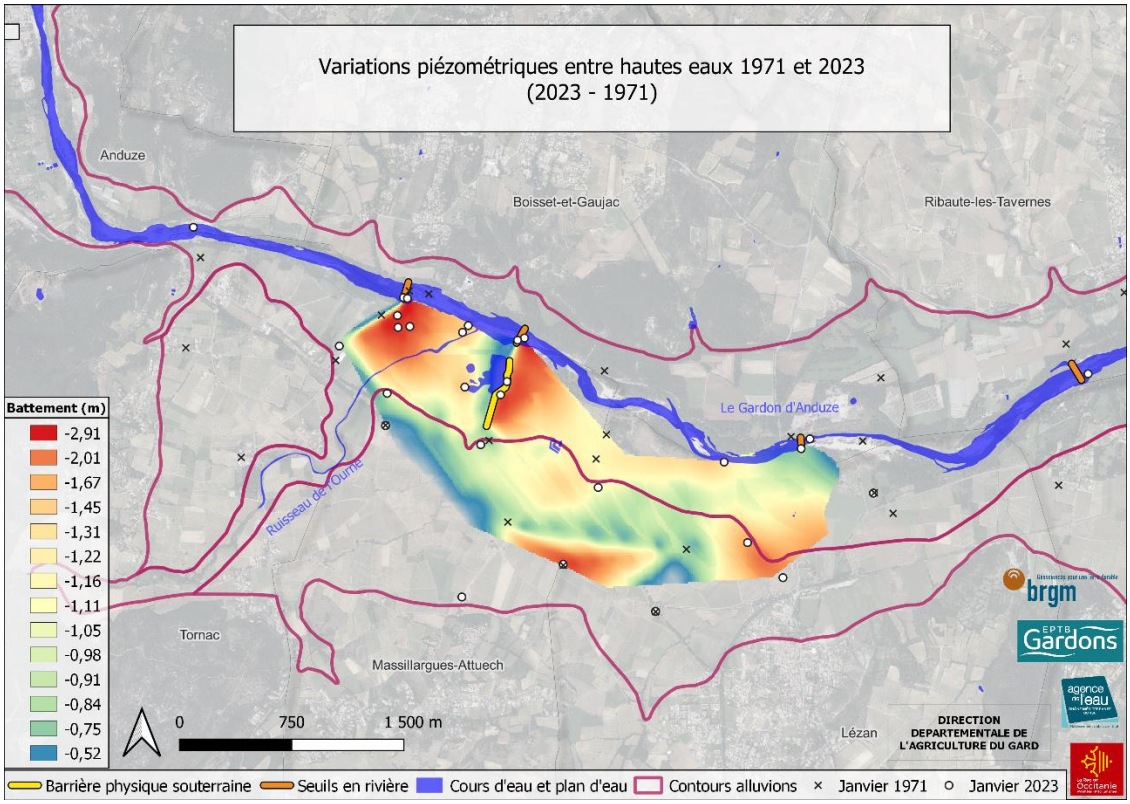


Illustration 111 : Variations piézométriques inter annuelles dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Hautes eaux « piézométrie 2023 moins piézométrie 1971 » / Présentation avec deux échelles de couleur, carte du haut avec la même échelle que l'Illustration 112.

d) Variations inter annuelles (1971-2023) – basses eaux

L'Illustration 112 permet de comparer les situations piézométriques des basses eaux de 1971 et des basses eaux de 2023. Elle est obtenue en retranchant les valeurs piézométriques de 1971 à celles de 2023. Les valeurs positives (bleu-vert) correspondent à une hausse du niveau piézométrique et les valeurs négatives (rouge) à une baisse. Cette carte est à prendre avec précaution dans la mesure où la situation de basses eaux de 1971 définie par (Sauvel, 1972) a été réalisée avec des données de terrain de décembre 1971 et que certaines mesures piézométriques ne sont pas communes aux deux cartes. L'étiage aurait eu deux mois de retard en 1971 et aurait été particulièrement sévère. Ces informations sont probables mais nous n'avons pas de chronique piézométrique de cette époque pour les valider totalement.

Cette carte montre que les seuils en rivière et la barrière physique souterraine ont permis de relever significativement le niveau piézométrique en situation de basses eaux (de 60 cm à 2 m de hausse). Cela fait partie des raisons d'être de ces ouvrages et on peut ainsi voir leur efficacité.

La baisse du niveau d'eau dans la nappe en aval de la BPS est également clairement visible sur cette carte. L'absence de données piézométriques au cœur de la zone rabattue appelle néanmoins à la prudence dans l'interprétation.

Au droit du champ captant de Tornac la baisse est également forte mais il semblerait que le pompage de Tornac n'ait pas été pris en compte dans la carte piézométrique de 1971 (pas de données piézométriques sur le champ captant). Sur la base de ces données, il est difficile d'affirmer que le niveau piézométrique a autant baissé sur cette zone en basses eaux.

Le niveau piézométrique a baissé dans la terrasse haute au niveau de Massillargues-Attuech.

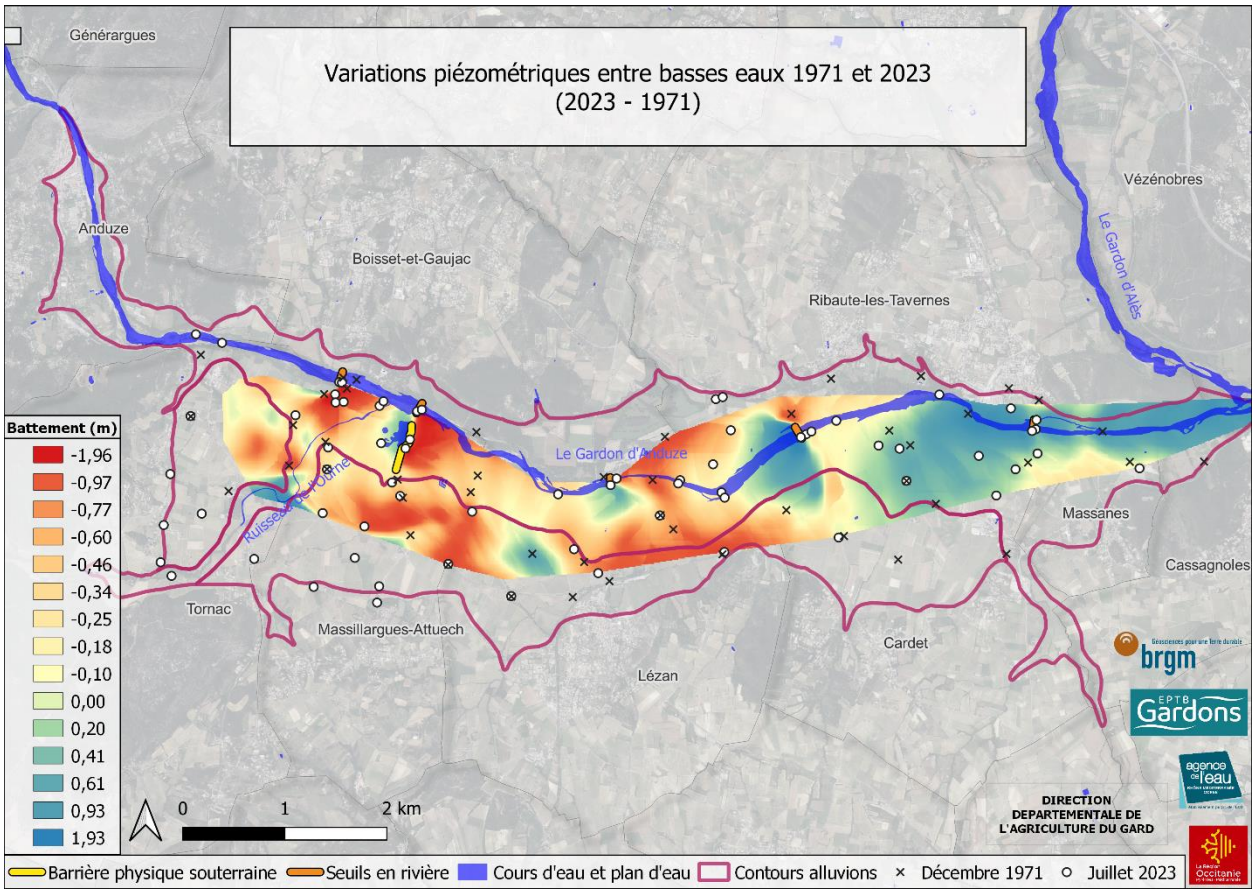


Illustration 112 : Variations piézométriques inter annuelles dans la plaine alluviale du Gardon d'Anduze – Hautes eaux piézométrie 2023 - piézométrie 1971.

5.5.4. Débits d'exploitation

Nous ne disposons pas de chroniques complètes des prélèvements dans le champ captant de Tornac depuis une période précédant la mise en place de la BPS de Massillargues-Attuech. Nous disposons cependant d'informations ponctuelles et indirectes pour rechercher une éventuelle évolution des prélèvements sous l'effet de la mise en place de la BPS.

D'après le rapport BRGM 71-SGN-036-LRO (Sauvel, 1970), le débit d'exploitation en 1970 serait de 12 000 m^3/jour (4,38 millions de m^3/an).

Nous ne disposons pas d'information entre 1980 et 1997.

Entre 1997 et 2020, les prélèvements étaient de 2 à 4 millions de m^3/an soit le même ordre de grandeur que les autorisations de prélèvement des années 1970.

Ces données sont différentes et donc à comparer avec précaution, d'autant plus que le contexte réglementaire a pu évoluer entre temps.

5.6. IMPACTS DE LA CONSTRUCTION DE LA BPS D'ATTUECH – MODELISATION

Le modèle analytique présenté précédemment (impact de la barrière physique souterraine sur le niveau piézométrique ; voir chapitre 03) a été testé en régime permanent sur le site de la barrière physique souterraine d'Attuech afin de vérifier si la différence de charge hydraulique calculée entre l'amont et l'aval de la barrière était cohérente avec celle observée.

Les mesures de terrain (voir Illustration 113 ci-dessous) montrent une différence d'environ 1,7 m de niveau d'eau dans l'aquifère entre l'amont et l'aval de la BPS (différence entre la cote du lac que l'on considère représentative du niveau piézométrique et un piézomètre d'observation situé à environ 20 m en aval de la barrière ; Illustration 113.a). Le point correspondant à ce cas réel (Ly=470, Lx=3, i=3,5.10 $^{-3}$) se situe quasiment sur la valeur théorique courbe (Illustration 113.b). En utilisant la relation empirique définie au chapitre 03 ($\Delta h = i \cdot \mathrm{Lx}\left(1.0096\frac{\mathrm{Ly}}{\mathrm{Lx}} + 0.8161\right)$), la différence de charge hydraulique théorique est évaluée à 1,67 m entre les deux côtés de la barrière physique souterraine, soit un écart inférieur à 2% par rapport aux mesures de terrain. Ceci montre la robustesse de la relation définie.

D'autres calculs ont été réalisés afin d'évaluer la hausse piézométrique au niveau du champ captant de Tornac situé à environ 800 m en amont de la barrière. Ils estiment que la hausse du niveau induite par la barrière physique souterraine est comprise entre 5 et 10 cm. En première approximation, il peut être considéré que le débit de pompage instantané est proportionnel à l'épaisseur mouillée (zone saturée) au niveau du puits de pompage. Dans le cas d'Attuech, avec une épaisseur mouillée d'environ 5 m, une hausse piézométrique de 5 à 10 cm entraine une hausse de 1 à 2 % du débit de pompage instantané ce qui est peu significatif.

Néanmoins, ces calculs ne prennent pas en compte l'impact sur la nappe des plans d'eau créés par les seuils en rivière, la largeur de la nappe alluviale et la nature des limites latérales de la nappe, ni l'impact du pompage (champ captant) sur la piézométrie. Dans le futur, d'autres modèles seront réalisés pour les prendre en compte individuellement et collectivement (interférences) et seront appliqués au site de Massillargues-Attuech.

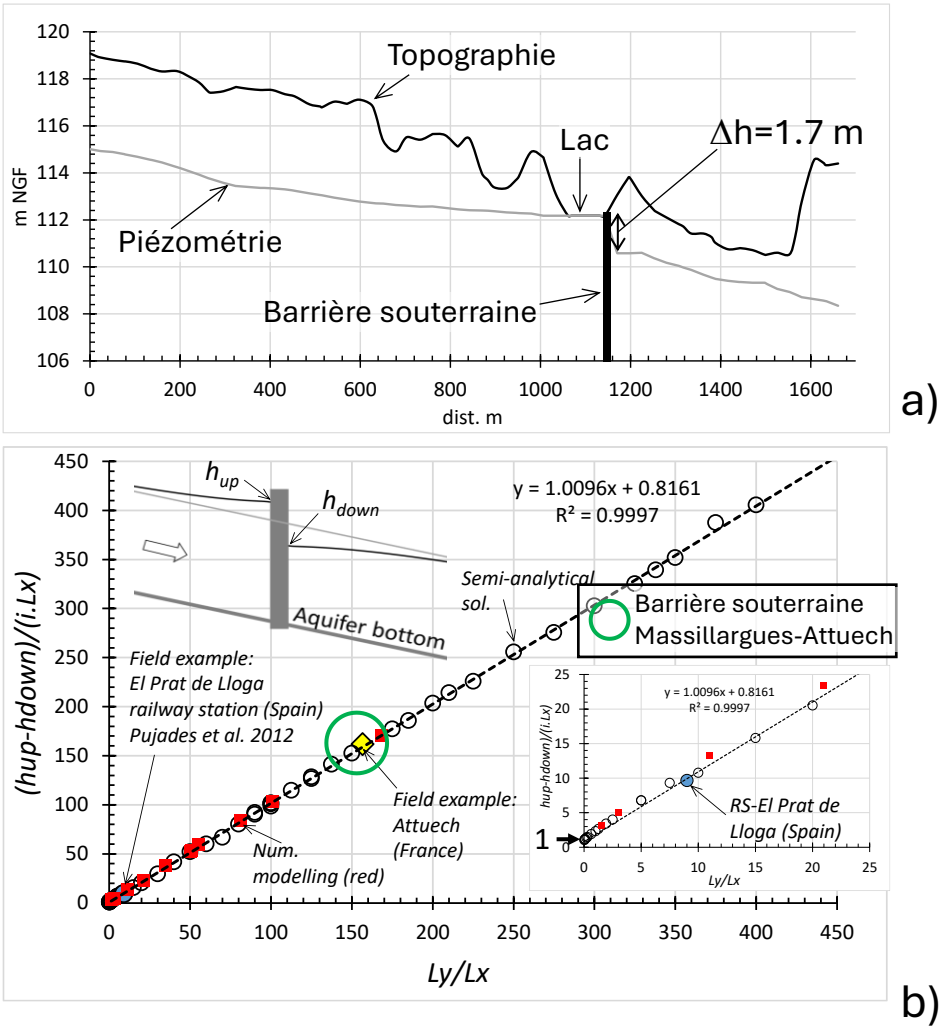


Illustration 113 : a) Coupe parallèle au cours d'eau et passant par le centre de la barrière physique souterraine montrant la topographie et le niveau piézométrique (m NGF). La BPS induit une variation de charge hydraulique maximale de part et d'autre de la structure d'environ 1,7 m (Δh). b) Rapport géométrique de la BPS Ly/Lx par rapport à la variation normalisée de la charge hydraulique au centre de la BPS avec report du cas de l'ouvrage de Massillargues-Attuech (identique à l'Illustration 56).

Une série de courbes théoriques a été réalisée pour une largeur de BPS fixée (Lx = 3 m) (présenté à l'Illustration 57 et reprise ci-dessous). Elles permettent de lire très rapidement et facilement l'influence de la longueur de la BPS sur la hausse du niveau piézométrique dans l'aquifère en amont et en position centrale de la BPS ou la baisse du niveau piézométrique en aval immédiat de la BPS, au milieu de sa longueur. Pour le cas de la BPS d'Attuech avec une longueur d'écran Ly = 470 m, la hausse de niveau piézométrique à l'amont de la BPS est évaluée à 0,8 m environ (1,7/2=0,85 m d'après les estimations de terrain) (Illustration 114). La baisse en aval est également estimée à 0,8 m, soit un différentiel piézométrique de 1,6 m entre l'amont et l'aval de la BPS.

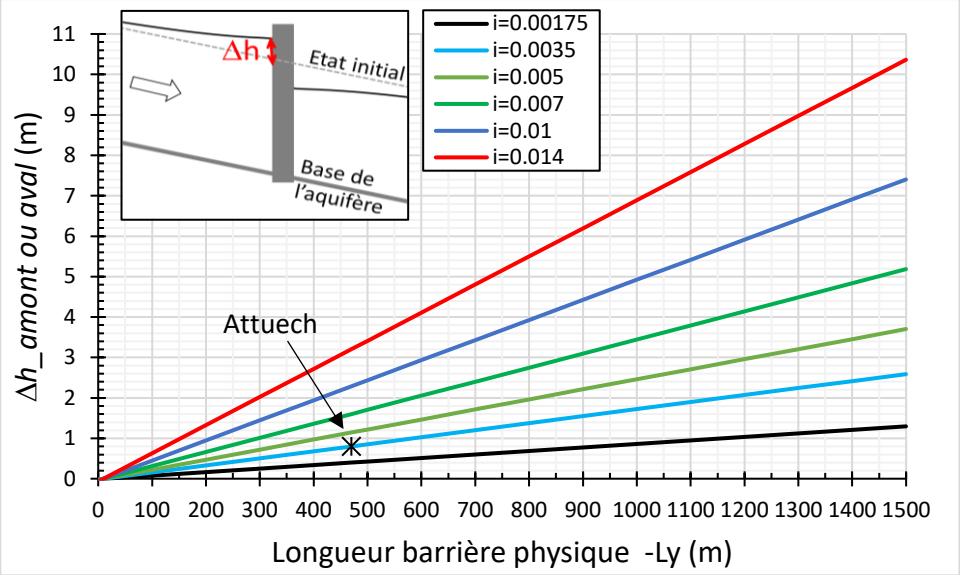


Illustration 114 : Exemple de calcul de l'augmentation maximale de la charge hydraulique (centre de la BPS) à l'amont de la BPS (ou de la baisse à l'aval) pour différentes longueurs de barrières et différents gradients hydrauliques i (0,00175 à 0,14). Attuech : Ly : 470 m, ⊿h=0,8 m).

La courbe de l'illustration suivante permet d'évaluer le temps de mise à l'équilibre hydraulique de la nappe après la construction de la barrière ou après une modification du niveau piézométrique dans la nappe sous l'effet d'une modification de sa recharge (précipitation, hausse du débit de la rivière) (Illustration 115). Si l'on considère 99% de l'équilibre ($t \times D_0 K/(S \times \mathrm{Ly}^2) = 3$), un emmagasinement *S* de 0,05, et une transmissivité de 1,25.10^{-2} m^2/s (K=2,5.10^{-3}, D_0=5 m), alors on estime d'après la courbe suivante qu'il faudra environ 30 jours pour atteindre cet état d'équilibre. Si on considère 90% de l'équilibre ($t \times D_0 K/(S \times \mathrm{Ly}^2) \sim 0{,}31$), il faudra environ 3 jours pour atteindre cet état d'équilibre, donc une durée relativement courte pour bénéficier de 90 % de l'effet de la BPS.

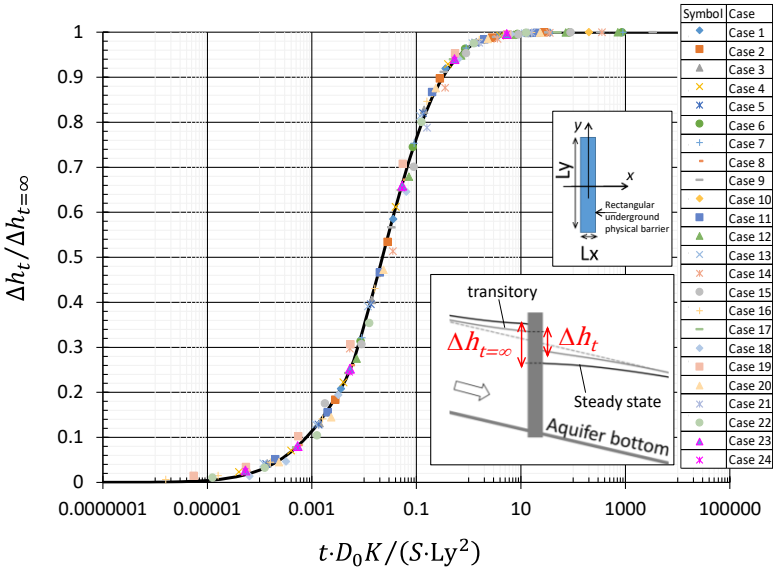


Illustration 115 : Courbe type du temps ($t \cdot D_0 K/(S \cdot Ly^2)$, sans dimension) nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre (ratio $\Delta h_t/\Delta h_{t=\infty}$), pour une barrière imperméable. Δh_t : variation maximale de la charge hydraulique (centre de la barrière) en régime transitoire, $\Delta h_{t=\infty}$: en régime permanent. Identique à Illustration 58.

Les outils développés (solutions analytiques et abaques) permettent de tester différentes configurations théoriques pour évaluer leur efficacité. Il a été recherché la meilleure position d'un puits de pompage par rapport à une BPS à occultation latérale partielle sans prise en compte de l'effet de la rivière. Il a été montré que la limite étanche créée par la BPS entraine deux conséquences qui s'opposent. D'une part, la BPS permet de remonter localement le niveau piézométrique et donc d'accroitre le débit instantané d'un puits qui y serait implanté (le débit de pompage instantané est en première approximation proportionnel à l'épaisseur mouillée de l'aquifère). Mais en même temps, la limite étanche constituée par la BPS accroit le rabattement d'un puits de pompage qui serait implanté à proximité. L'optimisation de la position du puits par rapport à la BPS consiste à minimiser le rabattement dans le puits dû à la présence d'une limite étanche à l'aval et à maximiser la hausse du niveau piézométrique crée par cette même BPS. Les courbes suivantes et déjà présentées au chapitre 3.1.4 permettent d'évaluer en faisant abstraction de l'effet des seuils et avec toutes les hypothèses évoquées précédemment :

- la hausse piézométrique maximale au niveau d'un nouveau puits de pompage connaissant son débit (Q_p = 250 m^3/h), la longueur de la BPS (Ly = 470 m) et la transmissivité de l'aquifère (T = 1,25.10^{-2} m^2/s ; K=2,5.10^{-3}, D_0=5 m) ;
- la distance à la BPS à laquelle il faudrait implanter le puits de pompage pour obtenir la hausse maximale évoquée ci-dessus.

D'après les graphes de l'Illustration 116, l'augmentation maximale de la charge hydraulique pour le débit pompé, la longueur de la BPS et la transmissivité de l'aquifère, est de 0,09 m (Δh_{wd_max}) (9 cm) pour un puits de pompage qui serait situé à 400 m de la BPS (x_{W_opt}).

Aujourd'hui, la BPS est située à environ 800 m en aval du champ captant et crée au niveau des puits pompés une augmentation de charge d'environ 0,05 m (5 cm), soit une valeur relativement peu différente de la valeur optimale. Ceci montre que compte tenu des caractéristiques de l'aquifère, des dimensions de la BPS et du débit pompé, la BPS de Massillargues-Attuech n'a pas un impact significatif sur le niveau piézométrique au niveau du champ captant et donc sur son débit d'exploitation instantané.

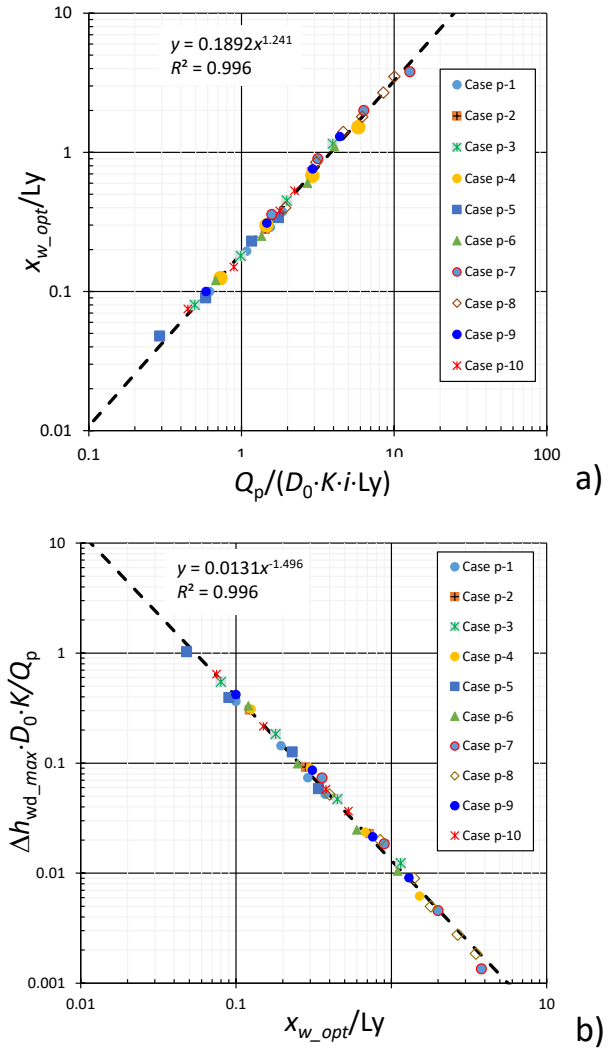


Illustration 116 : Courbes types de l'emplacement optimal du puits de pompage à proximité d'une barrière souterraine imperméable. a) distance optimale (sans dimension) du puits par rapport au débit de pompage sans dimension. b) Inverse de l'efficacité de la barrière sur le puits de pompage (sans dimension) par rapport à la distance optimale du puits (sans dimension). R : coefficient de régression linéaire. Identique à Illustration 60.

La présence du seuil amont (seuil du Tour de barre) modifie également le niveau piézométrique au niveau du champ captant, en créant un plan d'eau d'environ 830 m de longueur sur la rivière en amont du seuil. Il a été calculé (Dewandel *et al.*, 2024a, 2024b) que la présence de ce seuil sur la rivière accroit le niveau piézométrique de 1 à 1,4 m au niveau du champ captant suivant les paramètres d'échanges nappe/rivière retenues (Illustration 117). Cette augmentation au niveau du champ captant est donc beaucoup plus élevée que celle induite par la BPS (0,05 à 0,1 m). En première approche, il est considéré que le débit de pompage instantané sur un puits est proportionnel à l'épaisseur mouillée de l'aquifère au niveau du puits. Une augmentation de 1 à 1,4 m sur une épaisseur mouillée moyenne de 5 m sur le secteur, entraine donc une augmentation de 20 à 28 % du débit de pompage instantané.

Néanmoins, l'interférence entre la BPS et le plan d'eau créé par le seuil n'est ici pas pris en compte, ni l'incidence du deuxième seuil situé au niveau de la BPS. Une des perspectives est donc de développer une solution semi-analytique pouvant prendre en compte tous ces éléments.

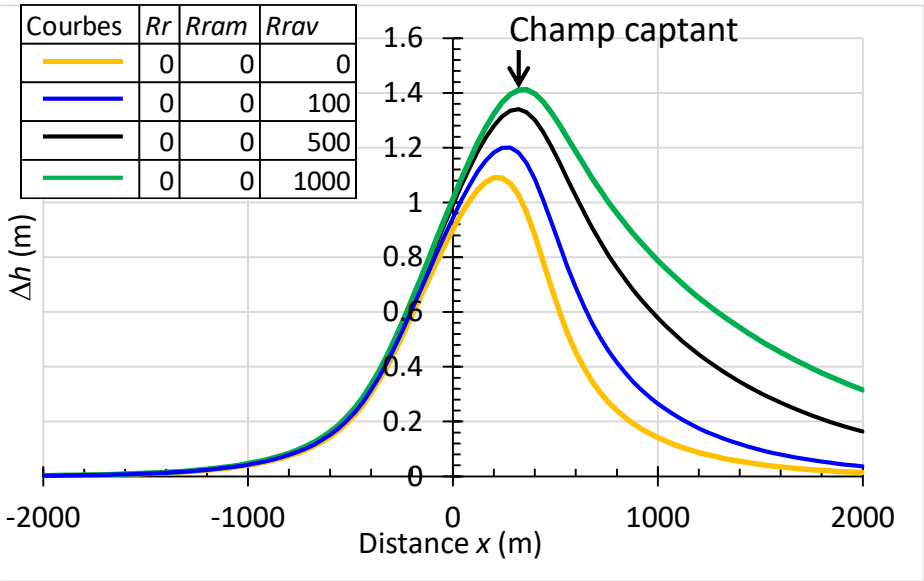


Illustration 117 : Modélisation sur la nappe du seuil (seuil de la Tour de Barre, site de Massillargues-Attuech, France). Variation de la charge hydraulique (⊿h), parallèlement au cours d'eau à l'emplacement du champ captant. Les ⊿h ont été calculés pour différentes perméabilités de berge à l'aval du plan d'eau ($0 \leq R_{r\,av} \leq 10^3$ m, R=Kb/k' ; b et k' : épaisseur et perméabilité de la berge, K : perméabilité de l'aquifère), les échanges entre le cours d'eau et l'aquifère au niveau du plan d'eau et à l'amont sont considérés parfaits ($Rr=R_{r\,am}=0$).

5.7. IMPACTS DE LA CONSTRUCTION DE LA BPS D'ATTUECH – INTERPRETATION DES DONNEES ET DES RESULTATS DES MODELES

À partir des données de terrain acquises par le BRGM et l'EPTB Gardons, des données issues de la littérature scientifique et technique et des bases de données, des cartes piézométriques et de variations piézométriques réalisés par le BRGM et des résultats des modèles (solutions semi-analytiques) développés par le BRGM, il est possible de préciser le fonctionnement hydrogéologique de l'aquifère alluvial du Gardon d'Anduze et de donner des premières indications sur l'impact hydrogéologique de la BPS d'Attuech sur son environnement (nappe, plan d'eau créé par la BPS) et sur les pompages de Tornac. Ces approches permettent de proposer de façon théorique et avec de nombreuses hypothèses simplificatrices une position théorique du puits de pompage pour avoir l'augmentation d'épaisseur mouillée maximale (sans prise en compte du seuil en rivière). Les démarches entreprises permettent également d'identifier les questions qui restent en suspens qu'il conviendra de lever dans la suite du programme.

Les cartes piézométriques mettent en évidence une alimentation de l'aquifère par le Gardon en amont et vraisemblablement par la terrasse haute en rive droite à l'amont de l'aquifère. Cette dernière alimentation provient des pertes du ruisseau de l'Ourne et éventuellement d'écoulement de subsurface depuis le substratum. Artesie (2019) a montré que le niveau piézométrique dans les calcaires était bien plus bas que l'aquifère alluvial et qu'il n'était pas à l'origine de l'alimentation de la nappe alluviale. Dans la partie aval de l'aquifère alluvial du Gardon d'Anduze, la rivière draine l'aquifère.

Les cartes de variations inter saisonnières de la piézométrie et les chroniques piézométriques font apparaitre une distinction entre les variations piézométriques dans la terrasse haute et la terrasse basse. Les variations piézométriques sont bien plus faibles dans la terrasse basse, sous le contrôle de la rivière.

Les cartes de variations piézométriques mettent en évidence plusieurs modifications des niveaux piézométriques entre 1971 et 2023 :

- Hautes eaux : la baisse du niveau piézométrique est de 0,5 à 3 m. La baisse piézométrique est globalement moins marquée dans la terrasse haute. Dans la terrasse basse, la piézométrie est impactée par la présence des seuils en rivière qui réduisent systématiquement la baisse du niveau piézométrique en amont de l'ouvrage, et sans que cela soit expliqué, d'autant plus vers la bordure latérale de l'aquifère que le seuil est situé en aval de l'aquifère. En aval des seuils, le niveau piézométrique diminue fortement. L'évolution de la piézométrie à proximité de la rivière est cohérente avec l'évolution de la ligne d'eau de celle-ci (Illustration 95). La baisse du niveau piézométrique au niveau du champ captant de Tornac s'explique probablement par la non prise en compte du pompage sur la carte piézométrique de 1971.

- Basses eaux : baisse significative du niveau piézométrique dans la terrasse haute. L'évolution du niveau piézométrique dans la terrasse basse est cohérente avec celle de la ligne d'eau de la rivière (Illustration 95), avec des hausses significatives du niveau piézométrique (+0.6 m à + 2m) en amont des seuils qui sont d'autant plus marquées que les seuils sont en aval de l'aquifère alluvial. A ce stade, nous n'avons pas d'explication à cette constatation mais ce point sera approfondi ultérieurement. Le niveau piézométrique a baissé en aval de la barrière physique souterraine. Il est à noter que nous n'avons pas de mesure directe au cœur de la zone de rabattement. Il semblerait que le niveau piézométrique a baissé au niveau du la zone du champ captant de Tornac sans que nous puissions dire si c'est une baisse réelle ou une baisse apparente dans la mesure où il semblerait que la carte de 1971 reflète une situation sans pompage dans le champ captant. Le niveau piézométrique a augmenté ou est resté inchangé en amont de la BPS d'Attuech.

L'évolution de la chronique piézométrique en amont immédiat du champ captant de Tornac de 1983 à 1998 (Illustration 107), qui encadre la période de construction de la barrière physique souterraine d'Attuech, mais aussi de celle du seuil proche et éventuellement de la période de chenalisation du Gardon sur ce tronçon, ne met pas en évidence de hausse du niveau piézométrique qui pourrait être attribuée à la construction de la BPS.

Les éléments disparates disponibles sur l'évolution des débits prélevés au champ captant de Tornac (voir chapitre 5.5.4) ne permettent pas de mettre en évidence d'évolution des débits prélevés associées à la construction de la BPS d'Attuech.

Les modélisations effectuées à partir de solutions semi-analytiques développées par le BRGM (voir chapitres 03et 5.6) montrent que la BPS a permis de monter le niveau piézométrique d'environ 85 cm en amont immédiat de l'ouvrage, et l'a baissé du même ordre de grandeur en aval immédiat. La hausse du niveau piézométrique au niveau du champ captant de Tornac est de 5 à 10 cm avec une épaisseur mouillée avoisinant 5 m. Cet accroissement de l'épaisseur mouillée de l'aquifère au droit du champ captant ne permet pas d'augmenter significativement le débit instantané des pompages qui sont, en première approximation proportionnels à l'épaisseur mouillée. Le seuil de la Tour de Barre permet d'accroitre le niveau piézométrique de 1 à 1,4 m suivant les hypothèses de facteurs d'échanges entre la nappe et la rivière, soit une hausse de 20 à 30 % du débit instantané.

Récapitulatif des impacts de la barrière physique souterraine et des seuils en rivières de Massillargues-Attuech

La barrière physique souterraine de Massillargues-Attuech initialement construite pour rehausser et stabiliser le niveau piézométrique dans l'aquifère de la terrasse basse au droit de l'ancienne carrière de granulat et maintenir en eau le plan d'eau à usage récréatif assure pleinement sa fonction.

L'amélioration des prélèvements dans le champ captant de Tornac n'était initialement pas recherchée au travers de la construction de la BPS et effectivement, celle-ci n'améliore pas ou seulement de façon marginale la possibilité de pompage aux puits de Tornac.

Par contre, les seuils en rivières permettent de rehausser le niveau piézométrique sur plusieurs zones de la nappe de la terrasse basse et celui de la Tour de Barre contribue de façon significative (20 à 30 %) à l'alimentation du champ captant de Tornac.

Sans prise en compte de l'effet du seuil et de la rivière, un positionnement optimal du champ captant pour profiter au maximum de la hausse piézométrique induite par la BPS tout en ayant un rabattement minimal en raison de la proximité de la limite étanche constituée par la BPS permettrait d'augmenter le niveau d'eau de seulement 10 cm avec des puits situés à 400 m en amont de la BPS au lieu d'environ 800 m actuellement, soit une augmentation de débit instantané marginale. Par contre, ce déplacement du champ captant en dehors de la zone d'influence du seuil en rivières réduirait significativement l'influence du seuil et aboutirait à une réduction du débit de pompage instantané sur le champ captant.

En aval de la BPS, le niveau d'eau dans la nappe a baissé sur une distance d'environ quatre fois la longueur de la BPS, soit un peu moins de 2 km avant de retrouver un niveau non influencé.

La mise à l'équilibre hydraulique en amont de la BPS est complète en 30 jours et 90 % du remplissage maximum est atteint en 3 jours. La vidange, et donc la capacité de stockage temporaire n'est pas encore connue.

La BPS de Massillargues-Attuech telle qu'elle est construite n'a pas d'impact sur l'aquifère alluvial de la terrasse haute.

La BPS de Massillargues-Attuech n'a pas eu d'impact sur la qualité des eaux souterraines.

6. Intérêts, limites et contraintes des barrières physiques souterraines dans le contexte des nappes alluviales des Gardons

L'EPTB Gardons a questionné le BRGM sur l'intérêt que pourrait présenter une BPS telle que celle de Massillargues-Attuech pour sécuriser les prélèvements de la ressource en eau souterraine dans les aquifères alluviaux des Gardons dans un contexte de changement global, avec des étiages probablement plus longs et plus sévères dans un avenir proche.

Les recherches bibliographiques dans la littérature scientifique et technique internationale ont permis de faire le constat à la fois de la large utilisation de cette technique dans des zones climatiques avec des étiages très sévères (Japon, Turquie, Chine, Brésil ou des pays d'Afrique et du Moyen-Orient) et de l'accélération de leur mise en œuvre ces dernières décennies pour répondre aux tensions croissantes sur les ressources en eau. La sophistication et l'accroissement des dimensions de ces ouvrages est rendue possible par la mise au point de nouvelles techniques de génie civil ou leur amélioration. Les BPS sont souvent utilisées pour réaliser du stockage d'eau, ou permettre des prélèvements gravitaires ne nécessitant pas de pompe, ou pour protéger la ressource en eau souterraine des intrusions salines en zone littorale. Les contraintes et limites dépendent des contextes de mises en œuvre, elles ont été synthétisées pour chacun d'entre eux dans ce rapport. Les réalisations dans les autres pays rendent ces techniques crédibles et nous incitent à poursuivre nos recherches pour identifier les contextes socio-hydrogéologiques dans lesquels elles pourraient s'avérer utiles et faisables en France pour en particulier sécuriser les prélèvements en eau souterraine.

Un premier constat s'impose à propos de la BPS de Massillargues-Attuech dont le caractère partiel de l'occultation latérale de l'aquifère est très rare parmi les BPS. Cette barrière physique souterraine à occultation latérale partielle reposant sur le substratum de l'aquifère, uniquement en rive droite du Gardon et d'une longueur d'environ 500 m dans une nappe avec un gradient hydraulique de $3{,}5.10^{-3}$ ne permet pas d'améliorer significativement les prélèvements sur le champ captant de Tornac avec des débits d'exploitation de 250 m^3/h. Le champ captant est trop loin de la BPS pour être significativement impacté. Par contre, la BPS permet de remonter le niveau du plan d'eau, source de bien-être, de développement économique local, et de développement d'écosystèmes dépendant des eaux souterraines, ce qui était l'objectif initial de cet ouvrage. La mise en place de la BPS à occultation latérale partielle entraine une baisse du niveau piézométrique à l'aval de celle-ci sur une longueur d'environ quatre fois la longueur de la BPS.

Les outils développés (solutions analytiques et abaques) ont également permis de tester différentes configurations théoriques pour évaluer leur efficacité. Il a été recherché la meilleure position d'un puits de pompage par rapport à une BPS sans prise en compte de l'effet de la rivière. Il a été montré que la limite étanche créé par la BPS entraine deux conséquences qui s'opposent. La BPS permet de remonter localement le niveau piézométrique et donc d'accroitre le débit instantané d'un puits qui y serait implanté. Mais en même temps, la limite étanche constituée par la BPS accroit le rabattement d'un puits de pompage qui serait implanté à proximité. L'optimisation de la position du puits par rapport à la BPS consiste à minimiser le rabattement dans le puits dû à la présence d'une limite étanche à l'aval et à maximiser la hausse du niveau piézométrique crée par cette même BPS.

Il a ainsi été montré que dans un aquifère aux mêmes caractéristiques que celui du Gardon d'Anduze, une BPS de 500 m de long pouvait au mieux entrainer une hausse de 1 à 2 % du

pompage instantané, ce qui n'est pas significatif. De plus, ces calculs ne prennent pas en compte la baisse du débit de pompage qu'entrainerait un éloignement du puits de pompage de la rivière et des seuils (limite alimentée).

Afin de tester, en toute première approche et de façon théorique, l'efficacité d'une BPS beaucoup plus longue sur le site d'Attuech, toujours en rive droite du Gardon, les abaques et solutions analytiques présentées précédemment ont été utilisées. Pour une BPS à occultation latérale partielle de 1500 m qui recouperait en partie les terrasses haute et basse (Illustration 60, équation 4), toutes choses étant égales par ailleurs, elle permettrait d'accroitre le niveau piézométrique de 1,3 m au niveau d'un nouveau forage qui serait optimalement situé à 400 m en amont de la BPS à égale distance de ses deux extrémités, soit à 800 m du Gardon. Positionner le puits sur la bissectrice de la BPS implique de l'implanter sur la terrasse haute qui est probablement moins perméable et assurément plus éloigné de la limite alimentée constituée par le Gardon. En se basant sur le cas du puits d'Attuech, (épaisseur saturée de 5 m dans l'aquifère et pompage de 20 m^3/h) en première approximation, la hausse du débit de pompage instantané serait de 25 % soit un gain de 5 m^3/h.

Qu'elle mesure 500 m de long dans la terrasse basse ou 1500 m au travers des deux terrasses haute et basse, une BPS à occultation latérale partielle sans couplage avec un dispositif améliorant la recharge de la nappe et/ou situé sur une seule rive de la rivière ne semble pas en mesure d'améliorer significativement ou de façon économiquement réaliste les prélèvements dans l'aquifère alluvial du Gardon d'Anduze. D'autres techniques de prélèvement plus classiques seraient plus appropriées.

Afin de compléter les premières réponses à la question de l'EPTB Gardons, le BRGM va poursuivre ses investigations pour rechercher des configurations dans lesquelles une barrière physique souterraine pourrait répondre aux attentes de sécurisation des prélèvements en eaux souterraines.

D'autres configurations avec une BPS à occultation latérale partielle pourraient s'avérer utiles :

- BPS située de part et d'autre d'un cours d'eau pour générer un bourrelet piézométrique à proximité de la rivière qui permettrait de positionner un puits de pompage à la fois proche de la rivière et dans le bourrelet piézométrique,
- BPS implantée en complément de dispositif de recharge maitrisée d'aquifère, de seuil en rivière ou de gravière en eau,
- BPS construite à proximité du littoral pour contrer une intrusion saline, éventuellement en complément d'un seuil de rivière anti-sel.

D'autre part la question de la dynamique de remplissage et de vidange de l'aquifère autour de la BPS à occultation latérale partielle de Massillargues-Attuech n'a pas été totalement traitée. Des piézomètres seront prochainement implantés et équipés pour améliorer la compréhension des mécanismes autour de la BPS existante.

Des nouveaux outils de modélisation permettant de tester ces configurations seront développés et pourront bénéficier des chroniques piézométriques nouvellement acquises. Ils permettront la combinaison des effets de seuils en rivière, de puits de pompage et de BPS à occultation latérale partielle pour évaluer la complémentarité de ces différentes techniques. Les outils développés pourront être appliqués à d'autres problématiques autours des impacts de la mise en place d'obstacle souterrain à l'écoulement des eaux souterraines (génie civil ou sites et sols pollués).

L'essentiel du travail du BRGM a jusqu'à présent porté sur des BPS à occultation latérale partielle en raison des caractéristiques de l'ouvrage de Massillargues-Attuech. Cette configuration

d’occultation est extrêmement rare. L’écrasante majorité des BPS construites dans le monde ont une occultation latérale totale et elles ont prouvé leurs intérêts dans leur zone et contexte de construction. Les impacts hydrogéologiques de ce type d’ouvrage, leur faisabilité, leurs contraintes et leurs limites dans des contextes climatiques, politiques, réglementaires, économiques et sociologiques français ont commencé à être étudiés par le BRGM et continueront à être approfondis dans d’autres contextes contractuels.

7. Conclusion

À partir du cas particulier de la barrière physique souterraine (BPS) de Massillargues-Attuech implantée dans la nappe alluviale du Gardon d'Anduze (30), le BRGM s'est questionné sur l'utilisation et les impacts des BPS dans le cadre de la gestion des ressources en eau souterraine dans des environnements avec de forts contrastes de précipitations et des étiages longs et sévères. Alors que cette technique est très peu connue en France et en Europe, elle est très répandue dans d'autres pays comme le Japon, la Chine, la Corée du Sud, la Turquie et les pays du Maghreb.

Ce rapport qui constitue le livrable d'une convention entre le BRGM et l'EPTB Gardons est un état d'avancement d'une démarche plus générale qui traite des BPS et qui est portée par le BRGM et réalisée dans différents contextes contractuels.

Ce rapport présente un état de l'art, à l'automne 2024 sur l'utilisation des BPS en hydrogéologie hors problématique d'intrusion saline, de site et sol pollué et de contexte minier. Un focus a été fait sur les BPS en milieu alluvial de faible à grande profondeur.

Le rapport présente un inventaire des techniques de construction des BPS comprenant une évaluation des couts de construction et une présentation des différents avantages et inconvénients qui seront utiles pour la poursuite des réflexions sur la faisabilité technico-socio-économique de la mise en œuvre de ces techniques.

Un passage en revue des approches de modélisations du fonctionnement hydrogéologique de ces BPS a été réalisé. Il est structuré autour de trois familles de modélisation que sont les solutions analytiques, les modélisations distribuées (maillées) et les modélisations dites « réservoirs ».

Un chapitre du rapport présente les nouvelles solutions analytiques qui ont été développées par le BRGM pour simuler l'impact sur la piézométrie de BPS à occultation latérale partielle comme celle de Massillargues-Attuech qui est un type de BPS très rare. Ces développements ont fait l'objet de deux publications dans une revue internationale.

Cette étude a permis d'améliorer la compréhension du fonctionnement de l'aquifère alluvial du Gardon d'Anduze, notamment les échanges entre la rivière et la nappe qui sont très impactés par la présence des seuils en rivières.

Il s'avère qu'une BPS à occultation partielle construite sur une seule rive de l'aquifère permet de faire remonter localement le niveau piézométrique en amont, mais est très peu efficace pour accroitre les possibilités de prélèvement par pompage quand elle est utilisée seule. En effet, la hausse du niveau piézométrique est contrebalancée par la présence de la limite étanche qui accroit le rabattement dans le puits de pompage. Une solution pour augmenter la hausse du niveau piézométrique consiste à allonger la BPS à occultation partielle, mais le puits de pompage devant être positionné dans l'axe du milieu de la BPS à occultation partielle, son éloignement de la rivière le rend beaucoup moins productif. Une solution théorique qui n'a pas encore été testée consiste à allonger la BPS à occultation latérale partielle de part et d'autre de la rivière pour bénéficier à la fois de la présence de l'alimentation de la rivière et du bourrelet piézométrique créé par la BPS à occultation latérale partielle.

Ces éléments renforcent l'intérêt de se concentrer sur les BPS à occultation latérale complète qui laissent passer l'eau souterraine par-dessus la crête et non sur les côtés et qui ont prouvé leur

efficacité dans d'autres contextes. Les effets du couplage de BPS à occultation latérale partielle ou complète avec des systèmes favorisant la recharge de l'aquifère (bassin ou tranchée d'infiltration, seuil en rivière, gravière en eau) doivent être affinés. Enfin la problématique de l'efficacité des BPS pour protéger un champ captant des intrusions salines d'origines marines dans les contextes français reste à traiter.

8. Bibliographie

Abd-Elaty, I., Kuriqi, A., Pugliese, L., Ahmed, A., 2024. Shoreline subsurface dams to protect coastal aquifers from sea level rise and saltwater intrusion. Appl Water Sci 14, 49. https://doi.org/10.1007/s13201-023-02032-y

Abdoulhalik, A., Ahmed, A.A., 2017. The effectiveness of cutoff walls to control saltwater intrusion in multi-layered coastal aquifers: Experimental and numerical study. Journal of Environmental Management 199, 62–73. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.05.040

Anwar, H., 1983. The effect of a subsurface barrier on the conservation of freshwater in coastal aquifers. Water Res. 17, 1257–1265.

Apaydin, A., 2023. Applicability of the slurry trench cut-off wall method in underground dams: the first examples in Türkiye in the 2020s. Arab J Geosci 16, 363. https://doi.org/10.1007/s12517-023-11453-7

Apaydin, A., 2016. Applicability of Groundwater Dams in Semi-Arid Regions: A Study in the North-Central Turkey. International Journal of Engineering Research and Development 12, 59–69.

Apaydin, A., 2009. Malibogazi groundwater dam: an alternative model for semi-arid regions of Turkey to store and save groundwater. Environ Earth Sci 59, 339. https://doi.org/10.1007/s12665-009-0030-8

Aras, E., Boz, B., Vaheddoost, B., Yılmaz, D., 2024. A Case Study for Determination of the Best Underground Dam Sites, Bursa Province, Turkey. Groundwater 62, 804–816. https://doi.org/10.1111/gwat.13421

Artesie, 2019. Puits d'Attuech à Massillargues-Attuech (30) - 2tdude hydrogéologique de définition du bassin d'alimentation du captage. Attuech.

Attard, G., Winiarski, T., Rossier, Y., Eisenlohr, L., 2014. Impact des ouvrages sur les ecoulements d'eau souterraine en contexte urbain 10.

BCEOM, 1978. Les barrages souterrains. BCEOM. . BRGM 7122

Bhusari, V., Katpatal, Y.B., Kundal, P., 2016. An innovative artificial recharge system to enhance groundwater storage in basaltic terrain: example from Maharashtra, India. Hydrogeol J 24, 1273–1286. https://doi.org/10.1007/s10040-016-1387-x

Blanc, P., Denervaud, L., Schelker, C., Impact-Concept SA, 2006. Recaptage des sources communales du Marais (Suisse). ARPEA.

Budania, R., Dangayach, S., 2023. A comprehensive review on permeable reactive barrier for the remediation of groundwater contamination. Journal of Environmental Management 332, 117343. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.117343

Cantalice, J., C Piscoya, V., P Singh, V., Yuri, J.A.B. da S., de F C Barros, M., M S Guerra, S., Moacyr, C.F., 2016. Hydrology and water quality of a underground dam in a semiarid watershed. Afr. J. Agric. Res. 11, 2508–2518. https://doi.org/10.5897/AJAR2016.11163

Carslaw, H., Jaeger, J., 1959. Conduction of heat in solids – 2nd edition, Oxford Science publications. Clarendon Press. ed.

Çavdar, P.S., 2024. A Tool of Sustainable Control of Groundwater Resources: Underground Dams | Archives of Advanced Engineering Science [WWW Document]. URL http://ojs.bonviewpress.com/index.php/AAES/article/view/2367 (accessed 9.6.24).

CETE, 1990. Reamenagement du lit moyen du Gardon d'Anduze - Commune d'Atuech - Dossier d'enquete Hydraulique. CETE, Attuech.

CETE, 1988. Reamenagement du lit moyen du Gardon d'Anduze - communes de Massilargues-Atuech - Etude préliminaire. CETE, Attuech.

Chianca, C.G.C., Batista, R.O., Melo, S.B.D., Dias, N.D.S., Matos, M.D.F.A.D., 2023. Spatial variability of water electrical conductivity in underground dam areas in the semi-arid region of Rio Grande do Norte, Brazil. Rev. Caatinga 36, 639–649. https://doi.org/10.1590/1983-21252023v36n317rc

Choi, M.-R., Kim, G.-B., 2022. Effects of Hybrid-Type Artificial Groundwater Recharge and Underground Barrier in a Small Basin. Water 14, 1849. https://doi.org/10.3390/w14121849

de Oliveira Lima, A., da Silva Dias, N., dos Santos Fernandes, C., Filho, F.P.L., Rivera, R.C., de Sousa, Y.L.E.G., Oliveira, L.L. de P., Sarmento, J.D.A., de Souza Lemos Neto, H., 2020. Concentration of Traces Metals in Underground Dams in the Semi-Arid of the Rio Grande do Norte State, Brazil: Case Study of the Sub-Basin of the Cobras River. Water Air Soil Pollut 231, 178. https://doi.org/10.1007/s11270-020-04505-1

DESPRIÉE, J., VOINCHET, P., TISSOUX, H., Bahain, J.-J., Falguères, C., Courcimault, G., 2012. Géochronologie et Préhistoire des formations fluviatiles fossiles dans les vallées de la région Centre, ARCHEA. ed. région Centre, Tours.

Deveughèle, M., Zokimila, P., Cojean, R., 2009. Impact d'une galerie étanche peu profonde sur l'écoulement d'une nappe | Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 69, 143–152. https://doi.org/10.1007/s10064-009-0226-x

Dewandel, B., Frissant, N., Lanini, S., 2024a. Impact hydraulique de l'effacement d'un seuil en rivière sur la nappe d'accompagnement. Développement de solutions analytiques (Rapport public BRGM/RP-73913-FR). BRGM.

Dewandel, B., Lanini, S., Frissant, N., 2024b. Steady-state semi-analytical solutions for assessing the two-dimensional groundwater hydraulic head depletion induced by river dam removal. Journal of Hydrology 642, 131801.

Dewandel, B., Lanini, S., Frissant, N., 2024c. An improved steady-state semianalytical solution for assessing the two-dimensional hydraulic head distribution induced by an underground dam in a sloping unconfined aquifer. Hydrogeol J. https://doi.org/10.1007/s10040-024-02831-w

Dewandel, B., Lanini, S., Frissant, N., 2023. Steady-state semianalytical solutions for assessing the two-dimensional hydraulic head distribution induced by an underground dam in a

sloping aquifer with artificial aquifer recharge and pumping. Hydrogeol J. https://doi.org/10.1007/s10040-023-02734-2

Dewandel, B., Lanini, S., Frissant, N., soumis. A set of theoretical type curves for designing underground physical barriers to secure groundwater abstraction from a well. Journal of Hydrology.

Dillon, P., 2005. Future management of aquifer recharge. Hydrogeol J 13, 313–316. https://doi.org/10.1007/s10040-004-0413-6

El-Hames, A.S., 2012a. Numerical Solution for Water Table Rise Estimation Behind Deep Underground Dam. Groundwater 50, 621–626. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2011.00861.x

El-Hames, A.S., 2012b. Numerical Solution for Water Table Rise Estimation Behind Deep Underground Dam. Groundwater 50, 621–626. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2011.00861.x

Fakharinia, M., Lalehzari, R., Yaghoobzadeh, M., 2012. The use of subsurface barriers in the sustainable management of groundwater resources. World Applied Sciences Journal 19, 1585–1590. https://doi.org/10.5829/idosi.wasj.2012.19.11.2365

Fitts, C.R., 1997. Analytic Modeling of Impermeable and Resistant Barriers. Groundwater 35, 312–317. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1997.tb00088.x

Foster, F., Tuinhof, A., 2004. Brazil, Kenya: Subsurface dams to augment groundwater storage in basement terrain for human subsistence. World Bank Sustainable Groundwater Management Lessons from Practice 1–8.

Frissant, N., Ladouche, B., 2022. Etat des connaissances sur le fonctionnement de deux systèmes aquifères du territoire du SAGE des Gardons et propositions d'amélioration de la connaissance : les alluvions du Gardons et les molasses miocènes du bassin d'Uzès et les calcaires urgoniens de la Fontaine d'Eure (BRGM/RP-71482-FR). BRGM.

Furukawa, H., Kuroda, T., 2011. The underground Dam, a new concept in water resource development to meet the challenges of natural disaster and climate change, Kaichosha. ed.

Golberg, M.A., 1995. The method of fundamental solutions for Poisson's equation. Engineering Analysis with Boundary Elements 16, 205–213.

Guembel, W., 1945. Aperçu sur la construction de barrages souterrains. Institut technique du Bâtiment et des Travaux puPublics. circulaire K n°12.

Habertürk, 2022. 95 barrages souterrains ont été construits en 4 ans pour éviter les pertes d'eau dues au changement climatique [WWW Document]. Habertürk. URL https://www.haberturk.com/suyun-korunmasi-icin-4-yilda-95-yer-alti-baraji-yapildi-3537780 (accessed 3.27.24).

Hanson, G., Nilsson, Å., 1986. Ground-Water Dams for Rural-Water Supplies in Developing Countries. Groundwater 24, 497–506. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1986.tb01029.x

Hantush, M., 1964a. Hydraulics of wells. Advances in hydroscience 1, 281–432.

Hantush, M., 1964b. Depletion of storage, leakage, and river flow by gravity wells in sloping sands. J. Geophys. Res. 69, 2551–2560. https://doi.org/10.1029/JZ069i012p02551

Hussain, M.S., Abd-Elhamid, H.F., Javadi, A.A., Sherif, M.M., 2019. Management of Seawater Intrusion in Coastal Aquifers: A Review. Water 11, 2467. https://doi.org/10.3390/w11122467

Ishida, S., Tsuchihara, T., Yoshimoto, S., Imaizumi, M., 2011. Review : Sustainable Use of Groundwater with Underground Dams. Japan Agricultural Research Quarterly: JARQ 45, 51–61. https://doi.org/10.6090/jarq.45.51

Izady, A., Khorshidi, M.S., Nikoo, M.R., Al-Maktoumi, A., Chen, M., Al-Mamari, H., Gandomi, A.H., 2021. Optimal Water Allocation from Subsurface Dams: A Risk-Based Optimization Approach. Water Resour Manage 35, 4275–4290. https://doi.org/10.1007/s11269-021-02946-9

Janardhana Raju, N., Reddy, T.V.K., Muniratnam, P., Gossel, W., Wycisk, P., 2013. Managed aquifer recharge (MAR) by the construction of subsurface dams in the semi-arid regions: A case study of the Kalangi river basin, Andhra Pradesh. J Geol Soc India 82, 657–665. https://doi.org/10.1007/s12594-013-0204-6

Japan Green Resources Agency, Misaki, 2004. Technical Reference for Effective Groundwater Development. Kanagawa, Japan. Japan Green Resources Agency, Japon.

Jeon, H.-T., Hamm, S.-Y., Hong, S.-O., Lee, S.Y., Kim, H.-S., 2020. Groundwater Productivity and Rehabilitation of Radial Collector Wells for Agriculture near Okseong Underground Dam. J. Korean Earth Sci. Soc. 41, 381–390. https://doi.org/10.5467/JKESS.2020.41.4.381

Kang, P., Li, S., Wang, F., Zhao, H., Lv, S., 2021. Use of multiple isotopes to evaluate nitrate dynamics in groundwater under the barrier effect of underground cutoff walls. Environ Sci Pollut Res 28, 7076–7089. https://doi.org/10.1007/s11356-020-10792-2

Kim, J.-T., Choo, C.-O., Kim, M.-I., Jeong, G.-C., 2017. Validity evaluation of a groundwater dam in Oshipcheon River, eastern Korea using a SWAT–MODFLOW model. Environ Earth Sci 76, 769. https://doi.org/10.1007/s12665-017-7085-8

Kolay, E., Öztürk, B., 2021. Underground Dams in Water Supply: A Case Study 13.

Kong, X., Xu, Z., Shan, R., Liu, S., Xiao, S., 2021. Investigation on groove depth of artificial dam of underground reservoir in coal mines. Environ Earth Sci 80, 214. https://doi.org/10.1007/s12665-021-09520-x

Kupradze, V., Aleksidze, M., 1964. The method of functional equations for the approximate solution of certain boundary value problems, in: USSR Comput Math Math Phys. pp. 82–126.

La vie eco, 2024. Province de Tinghir : 42 MDH pour la construction du barrage souterrain. La Vie éco. URL https://www.lavieeco.com/affaires/province-de-tinghir-42-mdh-pour-la-construction-du-barrage-souterrain/ (accessed 2.29.24).

Lafayette, F.B., Montenegro, S.M.G.L., Coutinho, A.P., Soares, W., Antonino, A.C.D., Silva, B.B. da, Rabelo, A.E.C. de G. da C., 2019. Experimentation and modeling of soil evaporation in underground dam in a semiarid region. RBRH 24, e2. https://doi.org/10.1590/2318-0331.2431920170167

Lamotte, C., Marchal, J.-P., 2011. Synthèse hydrogéologique du Languedoc-Roussillon - Bassin Rhône Méditerranée. (Rapport public BRGM/RP-60305-FR). BRGM, Languedoc-Roussillon.

Lasage, R., Aerts, J.C.J.H., Verburg, P.H., Sileshi, A.S., 2015. The role of small scale sand dams in securing water supply under climate change in Ethiopia. Mitig Adapt Strateg Glob Change 20, 317–339. https://doi.org/10.1007/s11027-013-9493-8

Legget, R.F., 1939. Geology and engineering.

Liefrinck, F.A., 1935. L'alimentation en eau potable de la Ville d'Ankara nouvelle capitale de la Turquie. La Houille Blanche 30, 137–142. https://doi.org/10.1051/lhb/1935019

Liu, J., Brunner, P., Tokunaga, T., 2023. Impacts of Subsurface Dam Construction on Downstream Groundwater Levels and Salinity in Coastal Aquifers. Groundwater n/a. https://doi.org/10.1111/gwat.13304

Liu, Q., Zhang, B., Zhang, X., 2006. Advances on construction and research of ground reservoirs in Shandong province, PRC. Presented at the The 34th Congress of International Association of Hydrogeologists, Beijing.

Margat, J., 1974. Les barrages souterrains (Note 678). BRGM.

Marinos, P., Kavvadasas, M., 1997. Rise of the groundwater table when flow is obstructed by shallow tunnels, in: Groundwater in the Urban Environment: Problems, Processes and Management. pp. 49–54.

Masayuki, I., 2024. Review of Subsurface Dam Technology Based on Japan's Experience in the Ryukyu Arc. Water 16, 2282. https://doi.org/10.3390/w16162282

Masson, M., 2018. Expérimentation de réhabilitation d'un site alluvial dégradé : Massillargues-Attuech dans le Gard - 1990-1994 - Retour d'expérience.

Milanovic, P., 2020. Engineering Karstology of Dams and Reservoirs. CRC Press. https://doi.org/10.1201/9780429453403

Ministère de l'Environnement du Japon, 2004. Projet experimental de lutte contre la désertification - Technologie du barrage souterrain de Nare (Province du Namentenga). Ministère de l'Environnement du Japon - Centre de Coopération Outre-mer pour l'Environnement, Burkina Fasso.

Nilsson, A., 1988. Groundwater dams for small-scale water supply. Intermediate Technology Publications, London.

Nishigaki, M., Kankam-Yeboah, K., Komatsu, M., 2004. Underground dam technology in some parts of the world. Journal of Groundwater Hydrology 46, 113–130. https://doi.org/10.5917/jagh1987.46.113

Onder, H., Yilmaz, M., 2005. Underground Dams - A Tool of Sustainable Development and Management of Groundwater Resources. European Water 11.

Polubarinova-Kochina, P.Y., 1977. Theory of ground water movement. Princeton university press.

Pujades, E., López, A., Carrera, J., Vázquez-Suñé, E., Jurado, A., 2012. Barrier effect of underground structures on aquifers. Engineering Geology 145–146, 41–49. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.07.004

Raju, N.J., Reddy, T.V.K., Munirathnam, P., 2006. Subsurface dams to harvest rainwater— a case study of the Swarnamukhi River basin, Southern India. Hydrogeol J 14, 526–531. https://doi.org/10.1007/s10040-005-0438-5

Remini, B., 2020. De la foggara au barrage souterrain, la nappe inferoflux, une solution pour les regions arides 297–308.

Sahin, Y., Tayfur, G., 2023. 3D modelling of surface spreading and underground dam groundwater recharge: Egri Creek Subbasin, Turkey. Environ Monit Assess 195, 688. https://doi.org/10.1007/s10661-023-11248-z

Sauvel, 1970. Sauvel_Lien GAR_nappe alluv.pdf.

Sauvel, C., 1972. Etude de la nappe alluviale du Gardon d'Anduze et du Gard en amont du pont de Dions (Gard) (72 SGN 086 LRO). BRGM.

Şen, Z., 2021. Reservoirs for Water Supply Under Climate Change Impact—A Review. Water Resour Manage 35, 3827–3843. https://doi.org/10.1007/s11269-021-02925-0

Senthilkumar, M., Elango, L., 2011. Modelling the impact of a subsurface barrier on groundwater flow in the lower Palar River basin, southern India. Hydrogeol J 19, 917–928. https://doi.org/10.1007/s10040-011-0735-0

Shi, L., Jiao, J., 2014. Seawater intrusion and coastal aquifer management in China: a review | Environmental Earth Sciences. Environmental earth sciences 72, 2811–2819.

Shubo, 2020. Barrages souterrains pour le stockage des eaux souterraines dans les régions semi-arides du nord-est du Brésil - Aquifère [WWW Document]. URL https://platform.aquifer-sudoe.eu/fiche_innovante/subsurface-dams-for-groundwater-storage-in-semi-arid-regions-of-northeast-brazil/ (accessed 3.27.23).

SIEE, 1997. Etude de la Dynamique fluviale des Gardons. Société d'Ingénierie pour l'Eau et l'Environnement.

Strack, O.D.L., 1999. Principles of the analytic element method. Journal of Hydrology 226, 128–138. https://doi.org/10.1016/S0022-1694(99)00144-4

Suk, H., Seo, M.-W., Kim, H.-S., 2012. Hydrogeological modeling for investigation of factors controlling the storage capacity of groundwater dam. KSCE J Civ Eng 16, 933–942. https://doi.org/10.1007/s12205-012-1312-3

Sun, Y., Xu, S.G., Kang, P.P., Fu, Y.Z., Wang, T.X., 2019. Impacts of Artificial Underground Reservoir on Groundwater Environment in the Reservoir and Downstream Area. IJERPH 16, 1921. https://doi.org/10.3390/ijerph16111921

Wu, J., Meng, F., Wang, X., Wang, D., 2008. The development and control of the seawater intrusion in the eastern coastal of Laizhou Bay, China. Environ Geol 54, 1763–1770. https://doi.org/10.1007/s00254-007-0954-9

Yang, Z., Tang, C., Satake, S., Orimo, M., Fukumoto, K., Cao, Y., 2023. Heterogeneity of hydrological connectivity in coral limestone groundwater pool from vertical, spatial and temporal tracing of groundwater chemicals and isotopes. Journal of Hydrology 623, 129636. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129636

Yin, J., Wang, N., Lu, C., Tsai, F.T.-C., Chen, H., 2023. Fast desalinization of residual saltwater using subsurface dams combined with saltwater discharge or freshwater recharge. Journal of Hydrology 619, 129282. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129282

Yoshimoto, S., Tsuchihara, T., Ishida, S., Imaizumi, M., 2013. Development of a numerical model for nitrates in groundwater in the reservoir area of the Komesu subsurface dam, Okinawa, Japan. Environ Earth Sci 70, 2061–2077. https://doi.org/10.1007/s12665-011-1356-6

9. Bibliographie dédiée au génie civil

Azzi M.A., 2015 – Influence des paramètres de formulation du béton sur les pathologies des parois moulées. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France.hal-01167733

Bauer, 2016, Trench Cutter Systems : BC System, 905.679.2 1/2016

CPEO. "Grout Curtains." Center for Public Environmental Oversight, http://www.cpeo.org/techtree/ttdescript/grocur.htm> (Feb. 2013).

Evans, J. C., 1995 - "Soil- and cement- based vertical barriers with focus on materials." In Assessment of Barrier Containment Technologies - A Comprehensive Treatment for Environmental Applications, U.S. Department of Energy, U.S. Environmental Protection Agency, Dupont Company by Ralph R. Rumer and James Kenneth Mitchell, Baltimore, 5-43.

Garvin, S. L., and Hayles, C. S., 1999 - "The chemical compatibility of cement-bentonite cut-off wall material." Construction and Building Materials 13, 329-341.

Japan Green Resources Agency, 2004 - Technical Reference for Effective Groundwater Development

Koch, D., 2002 - "Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls." Applied Clay Science 21, 1-11.

Koerner, R. M., and Guglielmetti, J. L., 1995 - "Vertical Barriers: Geomembranes." In Assessment of rrier Containment Technologies - A Comprehensive Treatment for Environmental Applications, U.S. Department of Energy, U.S. Environmental Protection Agency, Dupont Company by Ralph R. Rumer and James Kenneth Mitchell, Baltimore, 95-118.

McMahon, D. R., 1995 - "Vertical Barriers: Sheet Piles." In Assessment of Barrier Containment Technologies - A Comprehensive Treatment for Environmental Applications, U.S. Department of Energy, U.S. Environmental Protection Agency, Dupont Company by Ralph R. Rumer and James Kenneth Mitchell, Baltimore, 77-93.

Ministère de la coopération, 1978 – Les barrages souterrains - Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outre-Mer 217-78BA

Mallet Ch., Pacquant J., 1953 — Les barrages en terres, Eyrolles.

Morey J., 1992 - Jet grouting in construction, Rev. Franç. Géotech. N° 61, pp. 17-30 (décembre 1992)

Pearlman, L., 1999 - Subsurface Containment and Monitoring Systems: Barriers and Beyond. U.S. EPA, National Network of Environmental Management Studies, Washington, DC

Pedretti, D., Masetti, M., Marangoni, T., and Beretta, G. P., 2012 - "Slurry wall containment performance: monitoring and modeling of unsaturated and saturated flow." Environ Monit Assess, 184, 607-624.

Post G., Londe P., 1960 — Les barrages en terre compactée, Gauthier-Villars.

Rumer, Ralph R. and Mitchell, J. K., 1995 - Assessment of Barrier Containment Technologies - A Comprehensive Treatment for Environmental Applications, U.S. Department of Energy, U.S. Environmental Protection Agency, Dupont Company, Baltimore.

Ryan P.E.et al., 2022 - Soil Bentonite Slurry Trench Cutoff Walls: History, Design, and Construction Practices -

Sandoz C., 2006 - Congélation du sol par méthode ouverte (azote liquide), rapport technique, domaine des travaux spéciaux

Sharma, H. D., and Reddy, K. R., 2004 - Geoenvironmental Engineering. Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

Thomas, R. W., and Koerner, R. M., 1996 - "Advances in HDPE Barrier Walls." Geotextiles and Geomembranes 14, 393-408.

U.S. EPA., 1998 - "Evaluation of Subsurface Engineered Barriers at Waste Sites." U.S. EPA, Office of Solid Waste and Emergency Response.

U.S. EPA., 1995 - "Quality Assurance and Quality Control for Waste Containment Facilities." National Risk Management Research Laboratory, Cincinati, OH.

U.S. EPA., 1984 - "Slurry Trench Construction for Pollution Migration Control." U.S. EPA, Office of Emergency and Remedial Response and Office of Research and Development Municipal Environmental Research Laboratory.

U.S. EPA., 1992 - "Slurry Walls." U.S. EPA, Office of Emergency and Remedial Response, Office of Research and Developement.

Annexe 1

Piézométrie : valeurs ponctuelles mesurées par le BRGM et l'EPTB en 2022 et 2023

Nom	BSS	X (L93)	Y (L93)	Date	NP (m NGF)	Commentaire
AEP 69-Puits d'Attuech	BSS002DLJL	781919,014	6325372,089	oct-22	112,33	
				juin-23	112,39	
				juil-23	112,07	
Avène 1	BSS002DLGW	781631,911	6326663,298	juil-22	113,30	Le niveau piézométrique le plus haut sur la journée a été retenu pour les points Avène 1, Avène 2 et Avène 3 afin de simuler un état de la nappe sans pompage.
				oct-22	113,49	
				janv-23	113,72	
				juin-23	113,74	
				juil-23	113,15	
Avène 2	BSS002DLGX	781715,075	6326590,045	juil-22	113,13	
				oct-22	113,31	
				janv-23	113,58	
				juin-23	114,57	
				juil-23	113,15	
Avène 3	BSS002DLGY	781635,984	6326583,929	juil-22	113,28	
				oct-22	113,31	
				janv-23	113,74	
				juin-23	112,95	
				juil-23	113,15	
Barre	BSS002DLKK	782067,494	6326551,245	juil-22	112,47	
				oct-22	112,57	
				janv-23	112,72	
				juin-23	112,69	
				juil-23	112,55	
Beau	BSS002DLHJ	781243,332	6326459,642	juil-22	114,47	
				oct-22	115,08	
				janv-23	114,95	
				juin-23	114,70	
				juil-23	114,54	
Bousso	BSS002DLHL	781563,317	6326143,990	juil-22	113,04	
				oct-22	113,24	
				janv-23	114,08	
				juin-23	114,90	
				juil-23	113,23	
FIEF	BSS002DLKL	782321,547	6326134,512	oct-22	inf 100,64	à sec
				janv-23	111,03	
				juin-23	inf 110,64	à sec
				juil-23	inf 110,64	à sec
Lézan AEP	BSS002DLPD	783972,875	6325148,709	juil-22	105,64	
				oct-22	105,77	
				janv-23	106,95	
				juin-23	105,84	
				juil-23	105,69	
MA2	/	782042,910	6324626,340	juin-23	127,53	non retenu
				juil-23	127,17	non retenu
MA20	/	781421,540	6324780,030	juin-23	128,67	non retenu
				juil-23	128,00	non retenu
Mas de la Roc	/	780028,740	6324887,960	juin-23	133,57	non retenu
				juil-23	133,45	non retenu
Massaries	/	780576,937	6324926,120	juin-23	126,49	non retenu
PARTI 62	BSS002DLJF	782740,164	6325004,612	juil-22	112,95	non retenu
				oct-22	112,70	non retenu
				janv-23	114,18	non retenu
				juin-23	113,11	non retenu
				juil-23	112,53	non retenu
Piezo BRGM	BSS002DLKM	782063,000	6324786,000	oct-22	114,94	
				janv-23	116,82	
				juin-23	116,99	
				juil-23	114,80	

Nom	BSS	X (L93)	Y (L93)	Date	NP (m NGF)	Commentaire
Poterie	/	782974,283	6325516,380	juil-22	109,05	
				oct-22	109,03	
				janv-23	109,99	
				juin-23	109,13	
				juil-23	109,00	
PTS 45	BSS002DLHN	782269,249	6325669,586	juil-23	inf 113,55	à sec
PZ nord	/	781510,010	6325502,180	juin-23	113,31	
				juil-23	113,06	
PZ sud	/	781825,070	6325063,750	juin-23	115,69	
				juil-23	115,64	
ROPELI	/	784814,009	6325478,697	juil-22	104,58	
				oct-22	104,68	
				janv-23	105,32	
				juin-23	104,64	
				juil-23	104,63	
SNCF 05 bis	/	784209,528	6324914,706	juil-22	105,31	
				oct-22	105,54	
				janv-23	106,72	
				juin-23	105,46	
				juil-23	105,29	
SNCF 44	BSS002DLHM	781552,230	6325929,042	juil-22	inf 113,87	à sec
				oct-22	113,53	
				janv-23	116,12	
				juin-23	113,44	
				juil-23	inf 113,87	à sec
SNCF 50	BSS002DLHT	783357,564	6324690,342	oct-22	108,28	non retenu
				janv-23	110,26	non retenu
				juin-23	108,32	non retenu
				juil-23	108,04	non retenu
Source T10 bis	/	780324,520	6325496,540	juin-23	131,90	non retenu
				juil-23	inf 131,9	à sec
T1	/	779952,370	6325385,050	juin-23	136,68	non retenu
				juil-23	134,52	non retenu
T11	/	780215,070	6326451,320	juin-23	116,81	
				juil-23	116,99	
T12	/	780016,370	6325883,890	juin-23	135,72	non retenu
				juil-23	135,22	non retenu
T13	/	780404,370	6326855,020	juin-23	inf 116,63	à sec
				juil-23	inf 116,63	à sec
T5	/	779921,600	6325020,990	juin-23	137,76	non retenu
				juil-23	137,61	non retenu
T9	/	780838,450	6325053,960	juin-23	125,44	non retenu
				juil-23	124,72	non retenu
Terrasse Mr, André	/	782189,062	6325801,387	juil-22	111,20	
				oct-22	111,49	
				janv-23	112,46	
				juin-23	111,45	
				juil-23	111,50	
BSS002DLNF POMPAGE	BSS002DLNF	786566,146	6325263,246	juil-23	100,83	
BSS002DLNX BOURJAS	BSS002DLNX	787229,261	6325817,778	juil-23	99,86	
BSS002DLPL CAMPING	BSS002DLPL	786957,000	6326163,000	juil-23	100,15	
PARTI BAFOIL	/	788254,060	6326526,787	juil-23	96,73	
PARTI BOISSIER	/	789514,117	6325940,572	juil-23	94,18	
PARTI BOURGUET	/	788110,523	6325674,167	juil-23	98,39	
PARTI DUSFOURS	/	788299,223	6325930,382	juil-23	97,45	
PARTI FESQUET	/	787162,395	6326132,373	juil-23	99,93	
PARTI NIEL	/	787939,120	6326062,096	juil-23	98,26	
PUITS SOULIE	/	788514,569	6326085,110	juil-23	96,75	

Nom	BSS	X (L93)	Y (L93)	Date	NP (m NGF)	Commentaire
BSS002DLNJ DROGUE	BSS002DLNJ	789087,390	6325498,650	juil-23	?	
GOLF JULIAN	/	785335,391	6325979,516	juil-23	103,60	
PARTI DAMBROSIO	/	785445,922	6325121,338	juil-23	103,73	
PARTI JULIAN	/	785362,563	6326617,302	juil-23	103,26	
PARTI PONTIER	/	785429,727	6326637,247	juil-23	103,29	
PARTI POURQUIER	/	785508,865	6326312,406	juil-23	103,41	

Annexe 2 : Description des sondages Piezo réalisés dans le cadre de l'étude Artésie 2019.

	x_wgs84	y_wgs84	Z (m)	prof_debut	prof_fin	stratigraphie	lithologie
Pz Nord	4.0167084	44.0237984	123.49	0	3	QUATERNAIRE	limons sableux brun-roux. quelques fragments calcaires
Pz Nord	4.0167084	44.0237984	123.49	3	7	QUATERNAIRE	cailloutis sableux
Pz Nord	4.0167084	44.0237984	123.49	7	8	QUATERNAIRE	cailloutis sablo-argileux
Pz Nord	4.0167084	44.0237984	123.49	8	12	QUATERNAIRE	cailloutis sableux
Pz Sud	4.0205671	44.0198163	124.32	0	3	QUATERNAIRE	limons sableux brun-roux. quelques fragments calcaires
Pz Sud	4.0205671	44.0198163	124.32	3	7	QUATERNAIRE	cailloutis sableux
Pz Sud	4.0205671	44.0198163	124.32	7	8	QUATERNAIRE	cailloutis sablo-argileux
Pz Sud	4.0205671	44.0198163	124.32	3	10.7	QUATERNAIRE	cailloutis sableux
Pz Sud	4.0205671	44.0198163	124.32	10.7	11.5	OLIGOCENE	marne sableuse beige

Annexe 3 : Description lithologique des sondages issus de la BSS dans la zone d'étude. Seuls les sondages présentant une information géologique ont été mentionnés ici.

ID_BSS	indice	designation	x_wgs84	y_wgs84	prof_debut	prof_fin	stratigraphie	lithologie
BSS002DLJL	09381X0069	AEP	4.02193309	44.02283821	0.	1.5	QUATERNAIRE	LIMON
BSS002DLJL	09381X0069	AEP	4.02193309	44.02283821	1.5	3.2	QUATERNAIRE	PETITS GRAVIERS LEGEREMENT INDURES
BSS002DLJL	09381X0069	AEP	4.02193309	44.02283821	3.2	3.9	QUATERNAIRE	PASSAGE INDURE
BSS002DLJL	09381X0069	AEP	4.02193309	44.02283821	3.9	11.5	QUATERNAIRE	GRAVIERS ET SABLE
BSS002DLJL	09381X0069	AEP	4.02193309	44.02283821	11.5	12.2	QUATERNAIRE	GROS GALETS
BSS002DLJM	09381X0070	S1	4.01737976	44.03388875	0.	.5	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJM	09381X0070	S1	4.01737976	44.03388875	.5	8.5	QUATERNAIRE	GRAVIET ET SABLE
BSS002DLJM	09381X0070	S1	4.01737976	44.03388875	8.5	8.6	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLJP	09381X0072	S2	4.01702336	44.03452419	0.	.4	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJP	09381X0072	S2	4.01702336	44.03452419	.4	1.5	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJP	09381X0072	S2	4.01702336	44.03452419	1.5	1.8	QUATERNAIRE	LIMON
BSS002DLJP	09381X0072	S2	4.01702336	44.03452419	1.8	7.3	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJP	09381X0072	S2	4.01702336	44.03452419	7.3	7.4	STAMPIEN-NS	MARNE MARRON
BSS002DLJQ	09381X0073	S3	4.01305709	44.03548278	0.	1.5	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJQ	09381X0073	S3	4.01305709	44.03548278	1.5	3.	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJQ	09381X0073	S3	4.01305709	44.03548278	3.	5.5	QUATERNAIRE	SABLE ET GRAVIER
BSS002DLJQ	09381X0073	S3	4.01305709	44.03548278	5.5	9.2	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJQ	09381X0073	S3	4.01305709	44.03548278	9.2	9.3	STAMPIEN-NS	MARNE
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	0.	1.6	QUATERNAIRE	LIMON MARRON SABLE FIN GRIS ARGILEUX MICACE
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	1.6	3.9	QUATERNAIRE	GRAVIERS
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	3.9	4.5	QUATERNAIRE	SABLE
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	4.5	8.8	QUATERNAIRE	GRAVIERS
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	8.8	9.3	QUATERNAIRE	GRAVIERS ET GROS GALETS
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	9.3	10.8	QUATERNAIRE	SABLE
BSS002DLJS	09381X0075	S4	4.01206931	44.03585739	10.8	10.9	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLJT	09381X0076	S5	4.01022352	44.03678474	0.	.7	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJT	09381X0076	S5	4.01022352	44.03678474	.7	4.	QUATERNAIRE	GRAVIERS CIMENTES
BSS002DLJT	09381X0076	S5	4.01022352	44.03678474	4.	10.2	QUATERNAIRE	GRAVIERS
BSS002DLJT	09381X0076	S5	4.01022352	44.03678474	10.2	10.3	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE DURE
BSS002DLJU	09381X0077	S6	4.01105108	44.03515211	0.	2.3	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJU	09381X0077	S6	4.01105108	44.03515211	2.3	4.	QUATERNAIRE	GRAVIERS DURS CIMENTES
BSS002DLJU	09381X0077	S6	4.01105108	44.03515211	4.	7.	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJU	09381X0077	S6	4.01105108	44.03515211	7.	7.1	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLJV	09381X0078	S11	4.01008103	44.03615664	0.	3.	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJV	09381X0078	S11	4.01008103	44.03615664	3.	10.1	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJV	09381X0078	S11	4.01008103	44.03615664	10.1	10.2	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLJW	09381X0079	S7	4.01340309	44.03889874	0.	1.7	QUATERNAIRE	LIMON MARRON
BSS002DLJW	09381X0079	S7	4.01340309	44.03889874	1.7	1.8	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLJZ	09381X0082	S10	4.02107115	44.03644514	0.	.4	QUATERNAIRE	LIMON MARRON

BSS002DLJZ	09381X0082	S10	4.02107115	44.03644514	.4	5.7	QUATERNAIRE	GRAVIER
BSS002DLJZ	09381X0082	S10	4.02107115	44.03644514	5.7	5.8	STAMPIEN-NS	MARNE JAUNE
BSS002DLKG	09381X0091	R38745	3.99934806	44.03613342			PORTLANDIEN	CALCAIRE BEIGE CLAIR
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	0.	2.		TERRE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	2.	4.		ARGILE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLKZ	09381X0108	GTH	4.02282779	44.01714763	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	0.	2.		TERRE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLA	09381X0109	GTH	4.02290653	44.0172813	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	0.	2.		TERRE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLB	09381X0110	GTH	4.02292246	44.01739796	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	0.	2.		TERRE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLC	09381X0111	GTH	4.02300227	44.01756758	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	0.	2.		TERRE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLD	09381X0112	GTH	4.02318831	44.01753772	35.	92.		MARNE JAUNE

BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	0.	2.		TERRE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLE	09381X0113	GTH	4.02331179	44.01749984	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	0.	2.		TERRE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLF	09381X0114	GTH	4.02342256	44.01745316	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	0.	2.		TERRE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	2.	4.		ARGILE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	4.	12.		SABLE ET GRAVIERS
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	12.	28.		MARNE JAUNE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	28.	29.		MARNE ROUGE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	29.	34.		MARNE JAUNE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	34.	35.		MARNE GRISE
BSS002DLLG	09381X0115	GTH	4.02352114	44.01741567	35.	92.		MARNE JAUNE
BSS002DLPA	09382X0040	AEP	4.04814664	44.01893699	0.	1.6	QUATERNAIRE	SUPERF: LIMON
BSS002DLPA	09382X0040	AEP	4.04814664	44.01893699	1.6	8.	QUATERNAIRE	ALLUV: MEL/GALET/GRAVIER/
BSS002DLPA	09382X0040	AEP	4.04814664	44.01893699	8.	10.	QUATERNAIRE	ALLUV: GALET
BSS002DLPA	09382X0040	AEP	4.04814664	44.01893699	10.	10.5	OLIGOCENE	MARNE
BSS002DLPB	09382X0041	SP3	4.04767114	44.01975438	0.	8.8	QUATERNAIRE	ALLUV: MEL/GALET/GRAVIER/
BSS002DLPB	09382X0041	SP3	4.04767114	44.01975438	8.8	9.5	OLIGOCENE	MARNE
BSS002DLPD	09382X0043	PIEZO	4.04756975	44.02056615	0.	9.	QUATERNAIRE	ALLUV: MEL/GALET/GRAVIER/
BSS002DLPD	09382X0043	PIEZO	4.04756975	44.02056615	9.	9.5	OLIGOCENE	MARNE, JAUNE ROUGE
BSS003TLJE	BSS003TLJE	X	4.048209	44.022004	0.	3.		TERRE
BSS003TLJE	BSS003TLJE	X	4.048209	44.022004	3.	6.		ALLUVIONS NON PRODUCTIF
BSS003TLJE	BSS003TLJE	X	4.048209	44.022004	6.	8.		ALLUVIONS NON PRODUCTIF
BSS003TLJE	BSS003TLJE	X	4.048209	44.022004	8.	9.		ALLUVIONS ARGILEUX. ARGILE MARRON JAUNE DENSE

Annexe 4 : Points d’observation de la campagne de terrain de juin 2024 (H. Tissoux, S. Caritg).

label	localisation	lat_wgs84	long_wgs84	type_label	lithology matrice	carbonates	description des éléments
AT01	l'Ourne	44,01824	3,99386	Berge de rivière	Limon	HCl+	Galets hétérométriques peu roulés de dolomie et plaquettes de calcaire lithographique
AT02	n2 Valanginien	44,01824	3,99420	Surface du sol	Limon	HCl+	Galets hétérométriques peu roulés de dolomie et plaquettes de calcaire lithographique
AT03	l'Ourne	44,01827	3,99674	Berge de rivière	Limon	HCl+	Galets hétérométriques peu roulés de dolomie et plaquettes de calcaire lithographique
AT04	encaissant de l'Ourne	44,01796	3,99686	Surface du sol	Limon	HCl+	Galets dolomie un peu altérés, calcaire lithographique gris clair et calcaire gris plus grossier
AT05	n2 Valanginien	44,02106	3,99302	Surface du sol	Limon	HCl+	10-30% plaquettes calcaires
AT06	alluvions de l'Ourne	44,02305	4,00632	Surface du sol	Limon	HCl+	Terre végétale marnes avec plaquettes de différents calcaires gris et galets subarrondis de dolomie et grès (rare)
AT07	Incision de l'Ourne dans Fy-z	44,02255	4,00625	Berge de rivière	Conglomérat	HCl+	Galets très émoussés de quartz blanc très présent non jointifs, quartz jaune
AT11	Fy-z	44,02309	4,00511	Surface du sol	Limon	HCl-	Galets subarrondis de grès clair avec cortex d'altération rose, calcaires, quartz blanc quadrangulaires
AT12	g2-3 Conglomérat oligocène	44,01596	4,01919	Affleurement	Conglomérat	HCl+	Galets essentiellement calcaires, quelques dragées de qz jaunes, peu de ciment ou alors matrice micro conglomératique, granoclassement +
AT13	g2-3 Marnes oligocènes	44,01610	4,01843	Affleurement	Marne	HCl++	Altérée sous colluvions
AT14	Brèche tabulaire	44,01945	4,01202	Affleurement	Brèche	HCl++	Cimentation sur 50 cm a 1m de hauteur. Localisé. Proche oligocène
AT15	Fy-z les Turques	44,02333	4,01627	Surface du sol	Limon	HCl+	30-40% Limon brun rouges a petits gravillons et galets de quartz dominants, schiste et quelques calcaires moins émoussés
AT16	Fy-z Tapoune	44,02991	4,00475	Surface du sol	Limon	HCl-	30-40% Galets quartz blanc a plaquage de schiste, micaschistes, quartz rose
AT17	Fy-z Tapoune Nord	44,03205	4,00472	Surface du sol	Limon	HCl-	0% pas de grossier : 70 cm limon puis argiles (HCl^-)
AT18	Fz station de pompage	44,03511	4,01550	Surface du sol	Sable	HCl-	<5% Quelques galet de quartz, micaschistes, très rare grès et calcaire
AT19	Fz Mas de la Pompe	44,03543	4,01267	Affleurement	Sable	HCl-	<5% Quelques galets et dragées de quartz, micaschistes
AT20	Fy-z Mas de la Pompe haut	44,03422	4,00797	Surface du sol	Sable	HCl-	70-80% Sable grossier au galet ≥20 cm. Origine socle dominante quartz micaschistes granite
AT21	Fz ? les Demances	44,02499	4,03479	Surface du sol	Limon	HCl-	Rares éléments de quartz blanc et rose. Graviers a petits galets, fracturés
AT22	Fy-z les Demances ouest	44,02547	4,02985	Surface du sol	Sable	HCl-	70-80% gravillons, graviers, origine socle dominante quartz micaschistes granite
AT23	Fy-z Rouve Pommier	44,02858	4,03526	Surface du sol	Limon	HCl-	Galets pluri-centimétriques de quartz, micaschistes calcaire <5%
AT24	Fy-z Temple	44,01913	4,02822	Surface du sol	Limon	HCl+	<10 % Galets de qz dominants + micaschistes, gneiss, dolomie légèrement émoussée et calcaire en plaquettes
AT25	Fy-z Temple haut	44,01811	4,02750	Surface du sol	Limon	HCl+	10-15 % Galets calcaires issus de l'Oligocène (galet du conglomérat), émoussés. Un galet de grès carbonaté et un quartz

RÉPUBLIQUE FRANÇAISE
Liberté
Égalité
Fraternité

Centre scientifique et technique
3, avenue Claude-Guillemin
BP 36009
45060 – Orléans Cedex 2 – France
Tél. : 02 38 64 34 34 - **www.brgm.fr**

Géosciences pour une Terre durable
brgm

Direction régionale du BRGM Occitanie
1039 rue de Pinville
34000 Montpellier
Tél. : 04 67 15 79 80