



# RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION, L'EXÉCUTION ET LE SUIVI DES RABATTEMENTS TEMPORAIRES DE NAPPES

Sous l'égide  
du comité français de mécanique des sols (CFMS)  
et du syndicat français pour l'eau et la géothermie (SFEG)



© Burgeap



© DPG



© C. Helsly (Soletanche Bachy)



**2022**  
VERSION FRANÇAISE

© Cotrasol

**Publié par :**

**CFMS** (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique)

**Tél.** : +33 (0)1 41 96 90 80

**Fax** : +33(0) 1 41 96 91 05

**Courriel** : [cfms.secretariat@geotechnique.org](mailto:cfms.secretariat@geotechnique.org)

**Site internet** : [www.cfms-sols.org](http://www.cfms-sols.org)

**Correspondance :**

INSAVALOR/CFMS

66 boulevard Niels Bohr - CS52132

69603 VILLEURBANNE Cedex

**Siège social :**

Ecole des Ponts ParisTech

6 - 8 avenue Blaise Pascal

Cité Descartes

Champs sur Marne

77455 Marne-La-Vallée Cedex 2

**Copyright :**

© CFMS, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Editeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie, 20 rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

**Responsable de publication :**

Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

**Conception graphique / mise en page :**

Valérie SCOTTO DI CÉSARÉ.

[www.vsdcom.fr](http://www.vsdcom.fr)

**Date de publication :**

Mai 2022

## PRÉFACE

*« La nature est, et restera capricieuse et mystérieuse, et c'est à la sagacité mais aussi à la rigueur de l'ingénieur qu'il appartiendra finalement de percer ses mystères et de composer avec ses caprices ».*

**Maurice CASSAN**

Ce recueil des règles de l'art sur les rabattements provisoires est le fruit de la collaboration entre le Syndicat des Foreurs pour l'Eau et la Géothermie (SFEG) et le Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS).

Merci à Catherine JACQUARD d'en avoir animé le comité de rédaction, constitué d'experts reconnus, aux compétences complémentaires.

L'expérience montre que les problèmes liés à l'eau dans le sol sont parmi les plus mal compris par les acteurs de l'acte de construire. Cela conduit à une mauvaise appréhension des enjeux et des risques.

Or le rabattement de nappe peut engendrer de très nombreux désordres, voire des sinistres aux conséquences toujours coûteuses et parfois dramatiques, qui peuvent être dus à :

- Une reconnaissance inadaptée ;
- Une conception erronée ;
- Des choix constructifs hasardeux ;
- Une exécution défailante ;
- Un défaut de suivi lors de l'exécution des travaux ;
- Un défaut de suivi et d'entretien, tout au long du rabattement.

Et pourtant, le rabattement provisoire, et tout ce qu'il implique, est trop souvent perçu au mieux comme un sujet parmi d'autres, au pire comme un mal nécessaire, ou évacué

d'un expéditif « y a qu'à rabattre » aussi dangereux qu'irresponsable.

Le présent document, s'appuyant largement sur les expériences de ses auteurs, devrait permettre de sensibiliser tous les acteurs, et les convaincre de considérer les opérations de mise hors d'eau comme un chantier en soi, à intégrer dans la réflexion, l'organisation et le déroulement des travaux qui l'imposent.

Il aborde en effet toutes les problématiques soulevées par le rabattement au cours d'un chantier :

- Les impératifs législatifs et réglementaires ;
- La reconnaissance ;
- La conception ;
- Les choix constructifs ;
- Les méthodes et le suivi d'exécution et de fonctionnement du dispositif de rabattement.

Enfin, ces recommandations seraient incomplètes sans un indispensable volet théorique, fort intelligemment abordé par l'aspect physique des phénomènes pour donner au lecteur le recul nécessaire ; l'hydraulique souterraine ne saurait être réduite à l'application de formules, ou à une confiance trop facilement accordée aux chatoyantes couleurs des sorties de modèles numériques sophistiqués.

**Nicolas Utter**  
Président du CFMS

Le SFEG œuvre depuis longtemps pour la préservation de la ressource en eau, nous nous sommes donc impliqué, naturellement, dans la rédaction de ce guide afin de promouvoir les bonnes pratiques dans la réalisation des ouvrages de captages.

Même si ces ouvrages sont provisoires, il est important de les réaliser en respectant les règles de l'art afin de préserver nos ressources en eau.

Les entreprises adhérentes au SFEG, ont l'habitude de réaliser des ouvrages définitifs pour capter l'eau du sous-sol, que ce soit pour l'irrigation, l'eau potable ; l'industrie ou

la géothermie et nous appliquons les mêmes règles pour des ouvrages provisoires tel que le rabattement de nappe.

Il est donc important, une fois la conception du rabattement de la nappe défini, de réaliser des ouvrages de qualité, ce qui permettra d'obtenir un rabattement efficace en préservant nos nappes d'eau souterraine.

**Eric GARROUSTET**  
Président du S.F.E.G.

## GROUPE DE TRAVAIL

### MEMBRES :

**Le CFMS et le SFEG remercient les personnes qui ont activement participé au groupe de rédaction de ce document :**

- Catherine JACQUARD, FONDASOL coordinatrice des travaux
- Emmanuel AMEAUME, FUGRO FRANCE, représentant le CFMS jeunes
- Eric GARROUSTET, COTRASOL, représentant le SFEG
- Sébastien FLORIAT, EGIS
- Maxime FONTY, SOLETANCHE BACHY
- Jérémy JOUBERT, FONDASOL
- Julien KIRMAIER, ARCADIS
- Céline LEFEVRE, DEMATHIEU BARD
- Julian MARLINGE, TERRASOL
- Gérard MONNIER, BURGEAP
- Alexis PARROT, DPG Pompage
- Baptiste PELLETIER, EDF

### Contributeurs:

- Adrien Combaud, ALIOS Ingénierie
- Dominique Guilloché, ATLANTIC Forage
- Gérald Sancier, SANFOR
- Sébastien Mariné, ERG

**Nous remercions également les personnes qui ont accepté de relire ce document et nous ont apporté leur expertise :**

- Fahd CUIRA
- Lionel DEMONGODIN
- Jean-Jacques FRY
- Jean GEISLER
- Olivier MADEC
- Gregory MEYER
- Bruno SIMON
- Nicolas UTTER

**Enfin, nous remercions EDF pour la mise en forme des graphiques.**

# SOMMAIRE

07	■	<b>1 PRÉAMBULE</b>
09	■	<b>2 DOMAINE D'APPLICATION DES RECOMMANDATIONS</b>
11	■	<b>3 GLOSSAIRE</b>
17	■	<b>4 ASPECTS REGLEMENTAIRES</b>
18		<b>4.1 Procédures administratives</b>
21		<b>4.2 Rejets</b>
21		<b>4.3 Points singuliers environnementaux</b>
23	■	<b>5 TECHNIQUES DE MISE HORS D'EAU</b>
25		<b>5.1 Épuisement à l'aide de tranchées drainantes et puisards</b>
26		<b>5.2 Rabattement à l'aide de pointes filtrantes</b>
27		<b>5.3 Rabattement à l'aide de puits de pompage</b>
28		<b>5.4 Rabattement de nappe par pompage associé à un écran</b>
		5.4.1 Principe de la solution
		5.4.2 Différents types de barrières autour d'une fouille
39	■	<b>6 RECONNAISSANCE ET ESSAIS</b>
40		<b>6.1 Objectifs</b>
40		<b>6.2 Moyens</b>
43	■	<b>7 INGÉNIERIE : CONTENU ET DÉROULEMENT DES ÉTUDES</b>
44		<b>7.1 Modalités de définition des niveaux d'eau</b>
45		<b>7.2 Missions d'ingénierie</b>
47	■	<b>8 DIMENSIONNEMENT</b>
48		<b>8.1 Effets induits par le rabattement</b>
		8.1.1 Préambule : notions de mécanique des sols
		8.1.2 Conséquences directes des forces d'écoulement ascendant
		8.1.3 L'érosion interne
		8.1.4 Stabilité d'ensemble influencée par les écoulements et le rabattement
		8.1.4.1 Préambule : notions de mécanique des sols
		8.1.4.2 Renard solide
		8.1.4.3 Soulèvement hydraulique
		8.1.5 Effets en termes de déformation
57		<b>8.2 Estimation des débits</b>
		8.2.1 Cas du régime permanent
		8.2.1.1 Cas de rabattement sans écran
		8.2.1.2 Cas de rabattement avec écran
64		<b>8.3 Dimensionnement du réseau de pompage</b>
		8.3.1 Évaluation du débit total
		8.3.2 Rayon d'action d'un puits
		8.3.3 Débit nominal d'un puits
		8.3.4 Nombre de puits – influences réciproques
		8.3.5 Cas particuliers

67	■	<b>9 MISE EN ŒUVRE – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES</b>	
68		<b>9.1 Ouvrages de captage</b>	
		9.1.1 Puits de rabattement	
		9.1.1.1 Forage d'un puits de rabattement	
		9.1.1.2 Équipement des puits	
		9.1.1.3 Nettoyage	
		9.1.1.4 Développement	
		9.1.1.5 Réception des puits	
		9.1.1.6 Mise en œuvre du dispositif de rabattement	
83		<b>9.2 Piézomètres</b>	
83		<b>9.3 Réception de l'ensemble du dispositif</b>	
87	■	<b>10 SURVEILLANCE DU RABATTEMENT</b>	
88		<b>10.1 Dispositions générales</b>	
88		<b>10.2 Instrumentation</b>	
		10.2.1 Mesures de niveau	
		10.2.1.1 Mesures manuelles	
		10.2.1.2 Mesures automatiques	
		10.2.2 Mesures de débit ou de volume	
		10.2.3 Mesures physico-chimiques	
89		<b>10.3 Centralisation et transmission des données</b>	
91	■	<b>11 BIBLIOGRAPHIE</b>	
92		<b>11.1 Ouvrages et articles</b>	
95		<b>11.2 Textes de loi (à date de parution du document)</b>	
95		<b>11.3 Normes</b>	
97	■	<b>ANNEXE A</b>	<b>Méthode de Theis</b>
101	■	<b>ANNEXE B</b>	<b>Risques d'érosion - critères</b>
105	■	<b>ANNEXE C</b>	<b>Exemple de détermination du niveau d'eau EC (eaux de chantier)</b>
111	■	<b>ANNEXE D</b>	<b>Description des éjecteurs</b>
115	■	<b>ANNEXE E</b>	<b>Principe de superposition (méthode des puits images)</b>

## 1. PRÉAMBULE

## 1. PRÉAMBULE

L'idée de rédiger ces recommandations est venue en 2017 d'un constat : la France ne disposait pas de règles de l'art pour la mise hors d'eau des ouvrages pendant les phases de travaux, alors que ce domaine intéresse tous les acteurs de la construction.

En effet le rabattement de nappe est un sujet majeur pour bon nombre de projets, même modestes. Ses impacts sont à la fois techniques, économiques, mais aussi environnementaux et réglementaires.

Les conditions de mise hors d'eau peuvent donc devenir très problématiques, voire remettre en cause la faisabilité d'une opération dans le délai ou le budget impartis, si elles n'ont pas été correctement anticipées et étudiées.

Ce guide s'adresse à la fois aux maîtres d'ouvrage et aux concepteurs (maîtres d'œuvre, bureaux d'études, etc.), aux sociétés qui réalisent les reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques (sondages, prélèvements, mesures, essais in situ et en laboratoire, etc.), aux entreprises de travaux (génie-civil, gros-œuvre, terrassements, fondations spéciales, pompages, etc.), aux administrations et aux bureaux de contrôle.

L'objectif de ce document est triple :

- sensibiliser les acteurs de la construction sur cet aspect des travaux, afin qu'il soit mieux pris en compte dans la conception et la programmation des projets (études, autorisations, plannings, budgets, etc.) ;
- maîtriser les risques en listant les points d'attention pour les diverses techniques de mise hors d'eau (limites d'application, dispositions constructives, surveillance, etc.) ;
- proposer une base commune de bonnes pratiques en France.

## 2. DOMAINE D'APPLICATION DES RECOMMANDATIONS

## 2. DOMAINE D'APPLICATION DES RECOMMANDATIONS

Ce document vise les travaux de rabattement temporaire, dont la durée est limitée à celle des travaux de construction de bâtiments et ouvrages de génie civil. Tous les modes de mise hors d'eau suivants sont concernés :

- puits de rabattement (dits aussi puits filtrants ou puits de pompage, etc.) ;
- pointes filtrantes ;
- tranchées drainantes et puisards.

Ces techniques peuvent être associées à des dispositifs qui permettent de limiter les arrivées d'eau et/ou les débits d'exhaure et, le cas échéant, assurer la stabilité d'un fond de fouille :

- écrans d'étanchéité périmétriques (palplanches, parois moulées, rideaux de pieux ou colonnes de jet-grouting sécants) ;
- injection de terrain (voiles et fonds injectés) ou procédé de mélange sol-ciment (soil-mixing) ;
- puits ou drains de décharge ou de décompression ;
- congélation des terrains (sujet non développé dans le cadre du présent guide) ;
- réinjection des eaux dans le milieu (sujet non développé dans le cadre du présent guide).

Sont exclus des présentes recommandations les mises hors d'eau définitives tels radiers drainants, puits permanents etc., ainsi que les aspects liés à la pollution. Toutefois, ce dernier point qui peut être déterminant dans la faisabilité du projet, doit être étudié en parallèle, conformément aux normes et usages en vigueur.

Les dispositifs doivent être conçus, contrôlés et entretenus en fonction de leur durée de fonctionnement.

### 3. GLOSSAIRE

### 3. GLOSSAIRE

Les notations de figure 2 sont vouées à être utilisées tout au long de ce guide. D'autres notations peuvent également être employées par les différents auteurs.

Les notations marquées d'une \* sont définies en détail plus bas, ainsi que les termes techniques principaux.

Les définitions sont tirées des dictionnaires d'hydrogéologie Margat (1972) [ref.58] et Castany et Margat (1977) [ref.23] , notés respectivement (1) et (2) dans ce glossaire et présentées figure 2 :

$h$  : hauteur piézométrique de la nappe au point d'observation

$h_0$  : hauteur piézométrique de la nappe au repos au point d'observation \*

$h_p$  : hauteur piézométrique dans le puits

$h_w$  : hauteur mouillée dans un puits

$C$  : hauteur crépinée

$E$  : épaisseur de l'aquifère \*

$D$  : hauteur de pénétration d'un puits dans l'aquifère

$s = h_0 - h$  : rabattement au point d'observation \*

$s_p = h_0 - h_p$  : rabattement dans le puits

$i$  : gradient hydraulique \*

$r_p$  : rayon du puits

$R_e$  : rayon efficace du puits \*

$R_a$  : rayon d'influence du puits en régime permanent \*

$Q$  : débit dans le puits \*

$L$  : distance au puits du point d'observation

$S_m$  : surface mouillée d'une fouille ouverte

$A$  : superficie d'une fouille (à l'intérieur d'une enceinte)

$c_{ouv}$  : coefficient d'ouverture de crépine

$d_{c_{ext}}$  : diamètre extérieur de crépine

$d_{c_{int}}$  : diamètre intérieur de crépine

$K$  : coefficient de perméabilité à l'eau de l'aquifère \*

$K_h, K_v$  : respectivement perméabilité horizontale et verticale d'un aquifère

$T = K \cdot E$  : transmissivité de l'aquifère \*

$S$  : coefficient d'emmagasinement \*



**Aquifère<sup>(2)</sup>** : ensemble continu (couche, massif, horizon) de sols ou roches perméables comportant une zone saturée (ensemble du milieu solide et de l'eau contenue), suffisamment conducteur d'eau pour permettre l'écoulement significatif d'une nappe souterraine et le captage de quantités d'eau appréciables. Un aquifère peut comporter une zone non saturée. Synonyme : réservoir aquifère.

**Nappe libre** : nappe à surface libre, comprise dans un aquifère qui comporte une zone saturée et une zone de fluctuation.

Le terme nappe phréatique est souvent utilisé comme synonyme de nappe libre, mais cet emploi est impropre. Une nappe phréatique est une nappe atteinte et exploitée par les puits ordinaires. En pratique, il s'agit d'une nappe généralement libre à surface peu profonde.

**Nappe captive** : nappe, ou partie d'une nappe, dont la surface piézométrique est plus haute que le toit de l'aquifère, à couverture moins perméable, qui la contient (s'oppose à nappe libre).

**Drainance<sup>(1)</sup>** : phénomène d'écoulement d'eau à travers un horizon semi-perméable d'une couche aquifère, vers celle-ci ou provenant d'elle, provoqué par une différence de charge hydraulique de part et d'autre de cet horizon.

**Anisotropie** : qualité d'un milieu, d'un matériau dont certaines propriétés (comme par exemple la perméabilité) peuvent différer selon la direction considérée (le cas échéant, on note la perméabilité horizontale  $K_h$ , et verticale  $K_v$ ).

**Coefficient de perméabilité à l'eau de l'aquifère<sup>(1)</sup>**  $K$  (m/s) : la perméabilité est la propriété d'un corps, d'un milieu,

d'une roche à être perméable, c'est-à-dire aptitude à laisser passer un fluide, et en particulier l'eau sous l'effet d'un gradient de potentiel.

Le coefficient de perméabilité est la grandeur mesurant la perméabilité d'un milieu (homogène et isotrope) vis-à-vis d'un fluide déterminé, de caractéristiques connues. En hydrogéologie, en hydraulique souterraine, il s'agit essentiellement de l'eau : c'est le coefficient  $K$  de la loi de Darcy (1) qui relie la vitesse  $v$  au gradient  $i$  :

$$v = K \cdot i \quad (\text{loi de Darcy}) \quad (1)$$

d'où la dénomination plus rigoureuse de coefficient de Darcy qui est le coefficient de perméabilité pour l'eau à une température et une densité déterminées. Elle est homogène au quotient d'une distance par un temps (à exprimer de préférence en m/s).

**Transmissivité de l'aquifère<sup>(1)</sup>**  $T$  ( $m^2/s$ ) : le coefficient de transmissivité est la grandeur mesurant l'aptitude d'une couche de terrain perméable à transmettre, à conduire l'eau : elle se définit comme le produit du coefficient de perméabilité (coefficient de Darcy) par l'épaisseur de la couche aquifère en un point considéré. Elle est donc homogène au quotient d'une surface par un temps (à exprimer de préférence en  $m^2/s$ ). Ce n'est pas une constante de terrain en général, mais un paramètre d'une couche aquifère déterminée.

**Coefficient d'emmagasinement  $S$**  (sans unité, généralement exprimé en %) : quantité d'eau libérable par l'aquifère lorsque la charge varie d'une unité rapportée à une unité de surface. Ce paramètre est généralement déterminé par pompages d'essai.

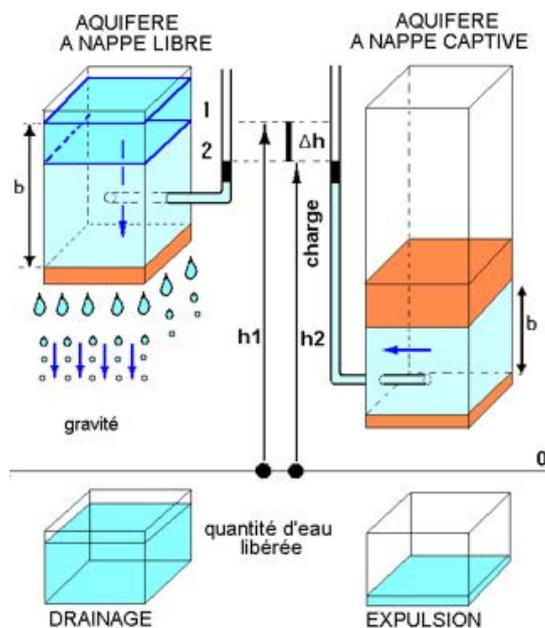


Figure 3. Représentation schématique du coefficient d'emmagasinement  $S$  selon le type d'aquifère - d'après Castany (1982) [ref.22]

### On distingue :

- nappe libre : l'emmagasinement ou la libération de l'eau se fait gravitairement ; le coefficient d'emmagasinement correspond alors à la porosité efficace ou porosité de drainage en terrain aquifère (volume des vides connectés sur volume total) ;
- nappe captive : l'emmagasinement de l'eau se fait par l'élasticité du sol (l'élasticité de l'eau étant considérée comme négligeable devant celle du squelette).

On peut introduire la notion de coefficient d'emmagasinement spécifique ( $S_s$  en  $m^{-1}$ ), défini comme la variation du volume de l'eau dans un prisme de volume unité, pour une variation de la charge égale à l'unité ( $S_s = S/E$ , où  $E$  est l'épaisseur de l'aquifère).

En nappe captive le coefficient d'emmagasinement spécifique peut être également calculé en fonction de la compressibilité du sol (2) :

$$S_s = (m_v + n \beta) \cdot \gamma_w \quad (2)$$

Avec  $m_v$  le coefficient de consolidation défini par Terzaghi,  $n$  la porosité (volume des vides sur volume total),  $\beta$  le coefficient de compressibilité de l'eau et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau.  $m_v$  est relié au module œdométrique par la relation  $m_v = 1/E_{oed}$  (en  $kPa^{-1}$ ).

**Hauteur piézométrique de la nappe au repos**<sup>(1)</sup>  $h_0$  (m) : la charge (ou charge hydraulique) est la pression hydrostatique (ou piézométrique) de l'eau en un point déterminé, exprimée en hauteur d'une colonne d'eau (hauteur piézométrique). Le terme charge hydrostatique est un synonyme ancien ; ce terme est impropre si on l'applique à une nappe en mouvement.

**Épaisseur de l'aquifère**  $E$  (m) : distance verticale (hauteur) entre le mur et le toit d'un aquifère.

**Débit**<sup>(1)</sup>  $Q$  ( $m^3/s$ ) : quantité d'eau écoulée pendant une durée déterminée : quotient d'un volume par un temps, il s'exprime généralement en  $m^3/s$  mais parfois en  $m^3/h$ ,  $L/s$ , etc. On parle du débit d'une source, d'une nappe, d'un puits, d'une fouille, etc.

**Rabattement**<sup>(1)</sup>  $s$  (m) : action de rabattre (une nappe), d'abaisser, de déprimer artificiellement la surface piézométrique d'une nappe par un pompage ou un drainage ; mouvement produit par cette action : un rabattement de nappe.

Plus particulièrement dans les travaux publics, le génie civil, les mines, en technique de fondations : action d'abaisser le niveau de la nappe dans une aire définie, non pour exploiter l'eau, mais pour dénoyer le terrain, surtout temporairement. Dans ce sens, on dit aussi couramment rabattement de nappe.

Au sens quantitatif (hauteur de rabattement), il s'agit de la hauteur de dénivellation, de l'abaissement, de la dépression artificielle du niveau piézométrique d'une nappe en un point et à un instant déterminé, rapportée au niveau initial, non influencé, de cette surface sur la même verticale ou plus rigoureusement rapportée au niveau naturel présumé à l'instant considéré. C'est la distance verticale qui sépare le niveau dynamique variable ou stabilisé du niveau piézométrique non influencé de référence. Son expression n'a de signification qu'en se référant au temps écoulé depuis le début du pompage et au débit pompé.

**Rayon efficace (ou effectif) d'un puits**<sup>(1)</sup>  $R_e$  (m) : distance horizontale de l'axe du puits à l'enveloppe extérieure du massif filtrant ou de la zone où le terrain a été développé ou décolmaté

(généralement supérieure au rayon de l'ouvrage).

**Rayon d'action**<sup>(2)</sup> (ou rayon d'influence)  $R_a$  (m) : distance radiale, depuis l'axe d'un puits exploité, à laquelle le rabattement déterminé (ou le relèvement s'il s'agit d'une injection) est nul, ou en pratique négligeable.

**Zone d'influence hydrogéologique** (ZIH) : correspond à la superficie potentiellement affectée par le rabattement. Cette zone est généralement d'une extension bien plus importante que la zone d'influence géotechnique (ZIG).

**Écoulement permanent**<sup>(1)</sup> (ou écoulement en régime permanent) : écoulement de l'eau d'une nappe vers un captage ou un puits en pompage dans des conditions d'équilibre (dynamique) entre le débit d'apport naturel soutenu à cette nappe et le débit d'extraction, ce qui correspond à un état stationnaire du cône de rabattement ou d'influence.

Plus généralement, écoulement d'une nappe dans des conditions d'équilibre entre les débits d'alimentation et d'extraction soutenus, constants, et en l'absence d'apports ou de prélèvements temporaires. Ces conditions déterminent la stabilité de la surface piézométrique, cas rarement réalisé rigoureusement dans la nature.

**Écoulement transitoire**<sup>(1)</sup> (ou écoulement en régime transitoire) : écoulement de l'eau d'une nappe vers un ouvrage captant, un puits ou un forage en pompage, selon un débit variable ; il correspond à une variation du niveau rabattu dans l'ouvrage et à l'évolution du cône d'influence. Plus largement, c'est aussi l'écoulement de toute nappe dont la surface piézométrique n'est pas stationnaire (elle baisse ou s'élève), ce qui est le cas général.

**Charge hydraulique, pression interstitielle** : si en un point  $M$ , repéré par sa cote  $Z_M$  d'un massif de sol baigné par une nappe d'eau souterraine on descend un tube ouvert à sa base, l'eau monte dans le tube d'une hauteur ( $u_M/\gamma_w$ ), où  $u_M$  est la pression interstitielle en  $M$  et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau. La charge hydraulique  $h_M$  en  $M$  est donnée par l'expression de Bernoulli (3) :

$$h_M = u_M / \gamma_w + Z_M + v^2 / 2g \quad (3)$$

ce dernier terme dû à la vitesse de l'écoulement dans les sols est négligeable et on retient (4) :

$$h_M = u_M / \gamma_w + Z_M \quad (4)$$

On peut exprimer la charge en pression (5) :

$$p_M = h_M \cdot \gamma_w \quad (5)$$

Dès lors que l'on est en présence d'un écoulement, on définit : des équipotentielles, le long desquelles la charge hydraulique est constante ; et des lignes de courant, parallèles au courant, et qui dans un milieu isotrope (perméabilité identique dans toutes les directions) seront perpendiculaires aux équipotentielles.

On notera que dans un aquifère sans écoulement, la hauteur piézométrique est variable en fonction des points de mesures mais la charge hydraulique est la même en tous points de l'aquifère. Lorsqu'il y a écoulement, l'eau circule vers les points de charges hydrauliques plus faibles.

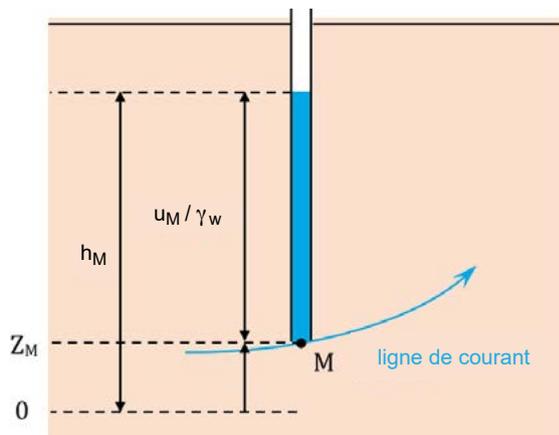


Figure 4. Charge hydraulique et ligne de courant

**Gradient hydraulique** : le terme perte de charge  $\Delta h$  désigne la différence de charge hydraulique entre deux points M et M' distants d'une longueur L (6) :

$$\Delta h = h_{M'} - h_M \quad (6)$$

Le gradient hydraulique s'écrit (7) :

$$i = \Delta h / L \quad (7)$$

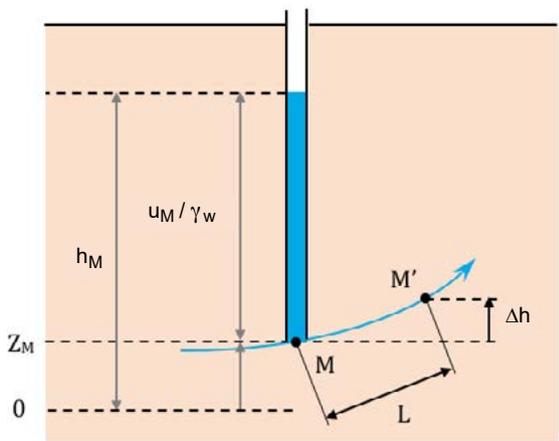


Figure 5. Charge hydraulique et perte de charge

**Force d'écoulement** : ce terme désigne le produit du gradient hydraulique par la masse volumique du fluide (8) :

$$F_w = i \cdot \gamma_w \quad (8)$$

Pour plus de formalisme mathématique on pourra se référer à de Marsily (1981) [ref.33].

**Distribution hydrostatique** : profil de pression interstitielle dans le sol dans le cas de l'absence d'écoulement. La pression est alors proportionnelle à la profondeur :  $u = f(z)$ .

**Distribution hydrodynamique** : profil de pression interstitielle dans le sol tenant compte des écoulements. La pression est alors fonction de la profondeur et du gradient :  $u = f(z, i)$ .

## **4. ASPECTS RÉGLEMENTAIRES**

### **4.1. PROCÉDURES ADMINISTRATIVES**

### **4.2. POINTS SINGULIERS ENVIRONNEMENTAUX**

### **4.3. REJETS**

## 4. ASPECTS RÉGLEMENTAIRES

### 4.1. PROCÉDURES ADMINISTRATIVES

La réalisation du rabattement/époussetage de nappe en phase travaux permet de prélever dans le milieu naturel un volume d'eau souterraine. De fait, tout rabattement temporaire de nappe intéresse un niveau piézométrique et donc l'article L. 214-1 du Code de l'Environnement (Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques) [ref.83], article relatif aux autorisations et déclarations, en application des articles L. 214-1 à L. 214-6 (cf. tableau 1).

Article L. 214-1 :

*Sont soumis aux dispositions des articles L. 214-2 à L. 214-6 les installations, les ouvrages, travaux et activités réalisés à des fins non domestiques par toute personne physique ou morale, publique ou privée, et entraînant des prélèvements sur les eaux superficielles ou souterraines, restitués ou non, une modification du niveau ou du mode d'écoulement des eaux, la destruction de frayères, de zones de croissance ou d'alimentation de la faune piscicole ou des déversements, écoulements, rejets ou dépôts directs ou indirects, chroniques ou épisodiques, même non polluants.*

En conséquence, les études préalables et les travaux liés au rabattement de nappe sont soumis à la Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques (LEMA) [ref.83]. L'ensemble des opérations y sont recensées en cinq titres :

- Titre I : Prélèvements
- Titre II : Rejets
- Titre III : Impacts sur le milieu aquatique ou sur la sécurité publique
- Titre IV : Impacts sur le milieu marin
- Titre V : Régimes d'autorisation valant autorisation au titre des articles L. 214-1 et suivants du Code de l'Environnement (régimes d'autorisation particuliers)

En termes d'organisation du projet, il est impératif d'intégrer dès que possible les délais administratifs liés à la procédure Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques (tableau 2 et figure 6). En effet, il n'est pas possible d'intervenir pour la mise en place de travaux de rabattement sans l'obtention du récépissé de déclaration ou l'arrêté d'autorisation.

En termes de dossiers administratifs, il est indispensable d'avoir à l'esprit que tout projet soumis à procédure déclarative est, hors cas particulier, simplement déclaratif. En conséquence, des allers-retours avec l'Administration pourraient être nécessaires pour modifier le projet et limiter son incidence. Ils augmentent ainsi les délais d'instruction.

S'agissant d'une procédure administrative de demande d'autorisation, il est possible que la demande ne soit pas autorisée et que le projet soit donc à revoir pour qu'il soit autorisable.

**La démarche administrative LEMA est un élément prépondérant de faisabilité du projet.**



Sur ce site l'absence d'étude préalable et d'anticipation sur le dossier Loi sur l'Eau (LEMA) a conduit à un arrêt de 6 mois.

Tableau 1. Rubriques de l'article R. 214-1 usuellement concernées par un projet de rabattement de nappe (non exhaustif)

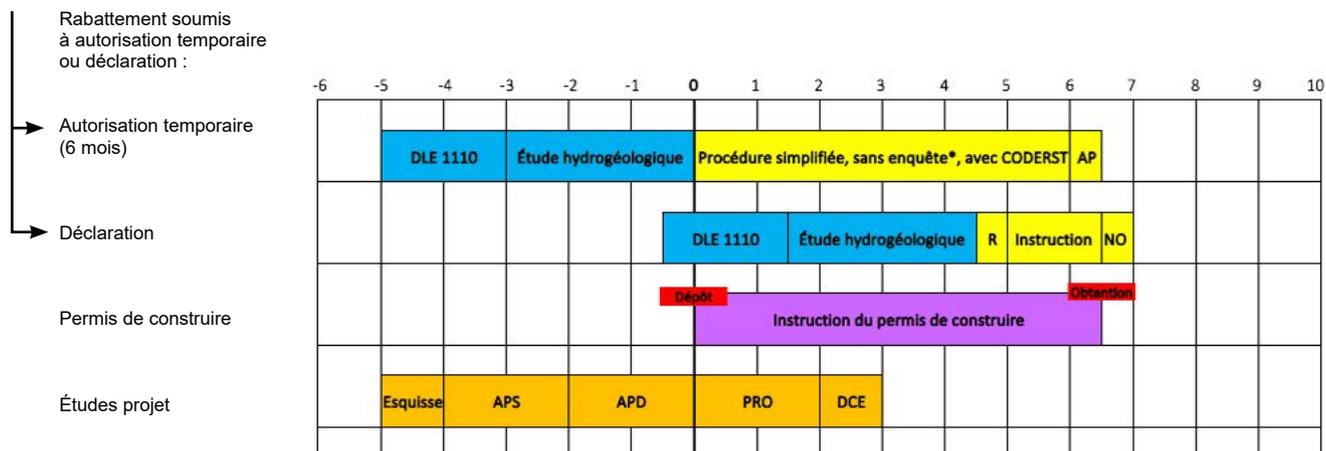
N°	Rubrique de la Loi sur l'Eau stricto sensu	En quelques mots	Régime
1.1.1.0	Sondage, forage y compris les essais de pompage, création de puits ou d'ouvrage souterrain, non destiné à un usage domestique, exécuté en vue de la recherche ou de la surveillance d'eaux souterraines ou en vue d'effectuer un prélèvement temporaire ou permanent dans les eaux souterraines y compris dans les nappes d'accompagnement de cours d'eau.	<b>Déclaration systématique de l'ouvrage de prélèvement, quel qu'il soit</b>	<b>DÉCLARATION</b>
1.1.2.0	Prélèvements permanents ou temporaires issus d'un forage, puits ou ouvrage souterrain dans un système aquifère, à l'exclusion de nappes d'accompagnement de cours d'eau, par pompage, drainage, dérivation ou tout autre procédé, le volume total prélevé étant : 1. Supérieur ou égal à 200 000 m <sup>3</sup> /an (A*) ; 2. Supérieur à 10 000 mais inférieur à 200 000 m <sup>3</sup> /an (D*) ; 3. Inférieur à 10 000 m <sup>3</sup> /an (exonération dans ce cas).	<b>Procédure en fonction du débit/volume prélevé (hors nappe d'accompagnement)</b>	<b>AUTORISATION ou DÉCLARATION ou exonération</b>
1.2.1.0	À l'exception des prélèvements faisant l'objet d'une convention avec l'attributaire du débit affecté prévu par l'art. L. 214-9 du Code de l'Environnement, prélèvements et installations et ouvrages permettant le prélèvement, y compris par dérivation, dans un cours d'eau, dans sa nappe d'accompagnement ou dans un plan d'eau ou canal alimenté par ce cours d'eau ou cette nappe : 1. D'une capacité totale maximale supérieure ou égale à 1000 m <sup>3</sup> /h ou à 5% du débit du cours d'eau ou, à défaut, du débit global d'alimentation du canal ou du plan d'eau (A*) ; 2. D'une capacité totale maximale comprise entre 400 et 1000 m <sup>3</sup> /h ou entre 2 et 5% du débit du cours d'eau ou, à défaut, du débit global d'alimentation du canal ou du plan d'eau (D*) ; 3. Inférieur à 400 m <sup>3</sup> /h ou inférieur à 2% du débit du cours d'eau ou, à défaut, du débit global d'alimentation du canal ou du plan d'eau (exonération dans ce cas).	<b>Procédure en fonction du débit/volume prélevé (nappe d'accompagnement et cours d'eau)</b>	<b>AUTORISATION ou DÉCLARATION ou exonération</b>
1.3.1.0	À l'exception des prélèvements faisant l'objet d'une convention avec l'attributaire du débit affecté prévu par l'art. L. 214-9 du Code de l'Environnement, ouvrages, installations, travaux permettant un prélèvement total d'eau dans une zone où des mesures permanentes de répartition quantitative instituées, notamment au titre de l'article L. 211-2 du code de l'environnement, ont prévu l'abaissement des seuils. 1. Capacité supérieure ou égale à 8 m <sup>3</sup> /h (A*) ; 2. Dans les autres cas (D*).	<b>Procédure en fonction du débit prélevé en zone de gestion quantitative de la ressource</b>	<b>AUTORISATION ou DÉCLARATION</b>

\* : A = autorisation et D = déclaration

Tableau 2. Délais pour l'obtention du récépissé de déclaration ou arrêté d'autorisation

Procédure	Assemblage du dossier	Délai de l'instruction administrative *
Déclaration	Variable en fonction des données disponibles et de celles restant à acquérir.	<b>2 mois</b>
Autorisation	Compter de l'ordre de 1 à 2 mois, hors acquisition de données complémentaires.	<b>9 à 12 mois</b>

\* : après complétude du dossier et hors questions techniques



Les procédures loi sur l'eau sont décorréliées du permis de construire.

Les délais constituent des ordres de grandeur. Ils dépendent du projet constructif et des travaux de rabattement de nappe à mettre en œuvre.

CODERST : Conseil départemental de l'environnement et des risques sanitaires et technologiques

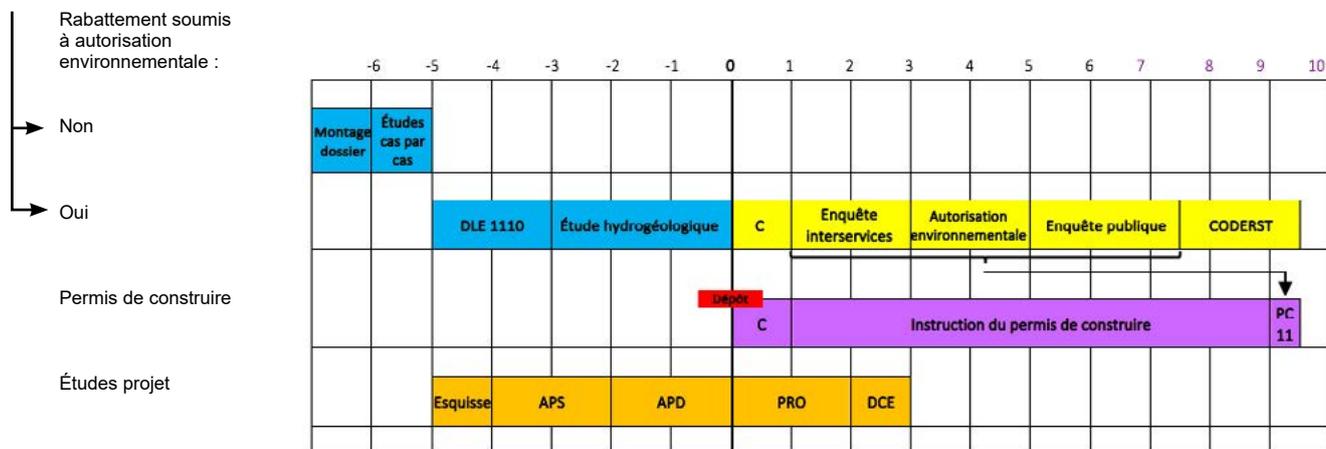
DLE 1110 : rubrique 1110 de la Loi sur l'Eau

R : récépissé

AP : arrêté préfectoral

NO : non opposition administrative

\* mais avec mise à disposition du dossier au public



C : complétude du dossier

AE : autorisation environnementale

PC11 : pièce 11 du permis de construire, elle comporte l'AE (ou la dispense d'AE)

Les procédures d'autorisation environnementale et de permis de construire sont corrélées.

Les délais constituent des ordres de grandeur. Ils dépendent du projet constructif et des travaux de rabattement de nappe à mettre en œuvre.

Figure 5. Exemples de délais pour les procédures dites d'autorisation environnementale (AE) et l'instruction d'un permis de construire (PC)

## 4.2. REJETS

Il y a également lieu de tenir compte du point de rejet des eaux pompées qui peut devenir, selon les cas, un élément de faisabilité du projet :

- vers le réseau : attention aux demandes de rejet, aux dossiers à produire et aux éventuelles taxes de rejet ou redevances que se réserve d'appliquer le gestionnaire du réseau en fonction des débits/volumes rejetés et de la qualité de l'eau ; la qualité des eaux rejetées devra respecter les critères de rejet de la convention d'assainissement ;
- vers le milieu naturel (eau de surface ou réinjection en nappe) : la LEMA s'applique également.

**NB** : La possibilité de réinjecter les eaux pompées dans la nappe doit être envisagée dans la mesure où elle constitue souvent la solution de moindre impact global pour la nappe. La réinjection en nappe répond ainsi aux objectifs du Grenelle Environnement de 2007, à travers la préservation des milieux naturels. Toutefois, la faisabilité de cette réinjection doit faire l'objet d'une étude car elle dépend du contexte géologique et hydrogéologique, ainsi que des emprises disponibles, et n'est pas toujours réalisable. La réinjection peut être plus difficile à mettre en œuvre que le pompage et des reconnaissances adaptées sont donc préconisées.

## 4.3. POINTS SINGULIERS ENVIRONNEMENTAUX

Préalablement à la recherche de modalités d'épuisement et dans le cadre de la démarche de faisabilité administrative, il y a lieu de s'assurer que les travaux de rabattement ne se trouvent pas dans, ou ne peuvent pas influencer l'une des zones suivantes :

### 1. Zones naturelles protégées :

- zones humides, référencées comme telles (voir les référentiels communaux ou départementaux) ou susceptibles de l'être (voir les cartographies spécifiques, voire la nécessité de faire réaliser des études pédologiques et/ou faune/flore) ;
  - zones protégées : Natura, Parcs (nationaux ou régionaux), ZNIEFF (Zone Naturelle d'Intérêt Écologique Faunistique et Floristique, de type I ou II), etc.
- Dans le cas où le projet intéresse ou est susceptible d'intéresser une telle zone naturelle protégée, le dossier réglementaire devra alors vérifier l'incidence possible des travaux de rabattement (du prélèvement et potentiellement du rejet, dans le cas du rejet vers le milieu naturel) sur le milieu. S'agissant de travaux, la période transitoire, limitée dans le temps, est un facteur positif, mais l'absence d'impact sur la faune/flore est à vérifier (importance de la définition de la zone d'influence hydrogéologique).

2. **Captages d'eau potable** : le projet nécessitant la réalisation de travaux de rabattement peut se trouver dans un périmètre de protection de captage (PPC), ou bien la zone d'influence hydrogéologique peut atteindre ce PPC. Ces PPC sont définis par l'Administration pour permettre la protection qualitative et quantitative des ressources en

eaux souterraines destinées à la consommation humaine. Le dossier réglementaire doit alors vérifier que les travaux ne vont pas altérer la qualité des eaux naturelles, ni réduire la réserve et ainsi les possibilités de production des captages.

- Dans ce cas, l'étude réglementaire devra s'assurer que la ressource protégée n'est pas touchée par les travaux ou si elle est touchée, que des mesures compensatoires suffisantes seront mises en place.
- L'avis d'un hydrogéologue agréé en matière d'hygiène publique peut être demandé par l'Administration.

Pour ces deux premiers cas, des mesures compensatoires peuvent être envisagées, sous réserve des prescriptions spécifiques de la zone impactée (arrêtés de DUP, etc.), pour limiter l'incidence des travaux et ainsi permettre leur réalisation.

### 3. Zones polluées : deux cas sont à distinguer :

- une zone polluée se trouve sur le site des travaux de rabattement : les études nécessaires à la caractérisation de la pollution, son étendue, sa gestion, etc. sont à produire de manière spécifique. Elles ne sont pas détaillées dans le présent guide (voir la norme afférente NF X 31 620 [ref.103]).
- une zone polluée se trouve en dehors du site : la réalisation d'un rabattement pourra, dans le cas où la pollution est mobile, provoquer une migration de celle-ci et entraîner une altération de la qualité des eaux souterraines (et potentiellement des sols) dans l'environnement du site. Celle-ci devra alors être contrôlée pour mettre en place, dans le cas d'atteinte des limites de rejet, un système de traitement ou de confinement adapté.



© C. Helsly (Soletanche Bachy)

## **5. TECHNIQUES DE MISE HORS D'EAU**

- 5.1. *ÉPUISEMENT À L'AIDE DE TRANCHÉES DRAINANTES ET PUISARDS***
- 5.2. *RABATTEMENT À L'AIDE DE POINTES FILTRANTES***
- 5.3. *RABATTEMENT À L'AIDE DE PUIITS DE POMPAGE***
- 5.4. *RABATTEMENT DE NAPPE PAR POMPAGE ASSOCIÉ À UN ÉCRAN***

## 5. TECHNIQUES DE MISE HORS D'EAU

Dans le cas des sols, la ou les techniques de rabattement doivent être choisies en fonction de la granulométrie et/ou de la perméabilité du sol dans lequel on doit rabattre la nappe (figure 7a).

La figure 7 présente la répartition sommaire des dispositifs de rabattement adaptés en fonction de la perméabilité des terrains

et de la hauteur de rabattement souhaitée. Notons que dans le cas des pointes filtrantes l'étude de faisabilité doit également intégrer la profondeur de la nappe « au repos » (y compris dans le cas d'une installation dans un pré-terrassement).

Plusieurs techniques peuvent être combinées selon le contexte (granulométrie, géométrie de l'aquifère, etc.).

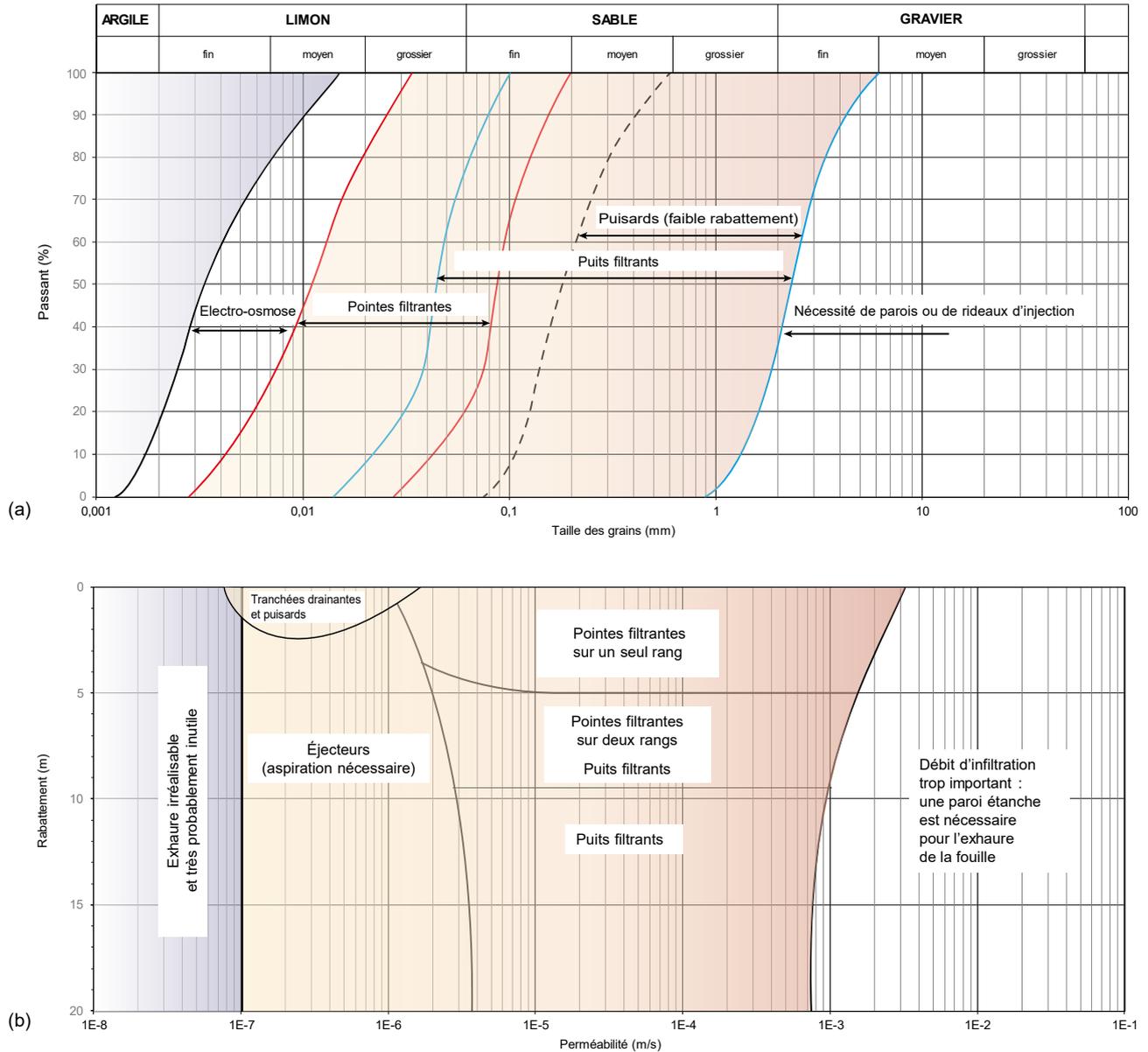


Figure 7. Techniques de rabattement préconisées en fonction de la granulométrie (a), de la perméabilité et la hauteur de rabattement (b) dans les sols, adapté d'après *Cashman et Preene* (2013) [ref.15]

## 5.1. ÉPUISEMENT À L'AIDE DE TRANCHÉES DRAINANTES ET PUISARDS

**Domaines d'application :** Faible hauteur de rabattement (écrêtage de nappe), dans des terrains présentant une certaine cohésion (voire de la roche), et une perméabilité relativement faible. Doit être associée à un ou des puisards de collecte et relevage.

**Avantages :** Matériel simple.

**Inconvénients :** Risque d'instabilité des parois et du fond de fouille, risque de colmatage, venues de fines

Les rabattements par tranchées drainantes sont rarement conseillés du fait des instabilités géotechniques qu'ils peuvent générer (hors rocher). Ces dispositifs sont le plus souvent utilisés en épuiement (assainissement) de fond de fouille. Les puisards permettent de collecter l'eau en vue de leur relevage.

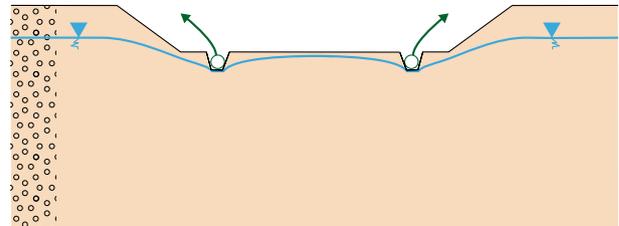


Figure 8. Principe de l'épuisement à l'aide de puisards et de tranchées drainantes



Photographie 1. Tranchées drainantes de faible profondeur / A. Parrot

## 5.2. RABATTEMENT À L'AIDE DE POINTES FILTRANTES

**Domaines d'application :** Sables fins ou limoneux, assèchement des fouilles et mise en dépression de nappes captives. Notons que l'étude de faisabilité doit également intégrer la profondeur de la nappe « au repos » (y compris dans le cas d'une installation dans un pré-terrassement).

**Avantages :** Stabilité des talus et du fond de fouille, rapidité et facilité d'installation, bonne adaptabilité à un chantier évolutif.

**Inconvénients :** Difficultés de mise en place en présence de gros éléments (blocs, cailloux, galets), nécessité de plusieurs niveaux dans le cas d'un rabattement supérieur à 3 ou 4 m, surveillance continue.

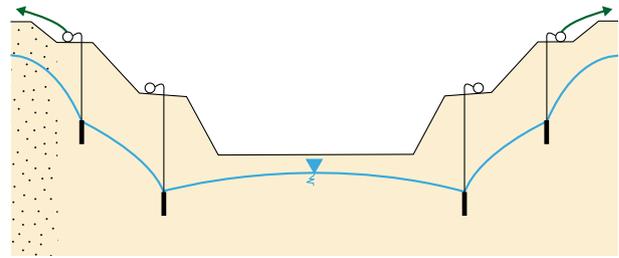


Figure 9. Principe du rabattement à l'aide de pointes filtrantes



(a)



(b)

Photographie 2. Rabattement à l'aide de pointes filtrantes :  
(a) Région parisienne Lyon 9 / DPG Pompage - (b) La Baule / Demathieu Bard  
2008

### 5.3. RABATTEMENT À L'AIDE DE PUIITS DE POMPAGE

**Domaines d'application :** Excavations profondes dans des sables fins à grossiers, des galets, ou encore du rocher fissuré. Mise en dépression de nappe captive.

**Avantages :** Stabilité des talus et des fonds de fouille. Pas de limitation sur la hauteur de rabattement. Possibilité d'éloignement par rapport à la zone de travail. Débit unitaire important possible.

**Inconvénients :** Coût d'installation et d'entretien conséquent. Peut nécessiter un réseau d'évacuation important. Nécessite une surveillance continue et des groupes électrogènes de secours (selon les hauteurs de rabattement).

La mise en œuvre de ces diverses techniques peut s'avérer insuffisante si :

- les débits d'exhaure envisagés dépassent les prescriptions réglementaires (débit maximum autorisé par l'Administration) ;
- les rabattements extérieurs à la fouille doivent être limités (environnement urbain, risque de tassement...);
- le rayon d'action du pompage doit être limité (fouille à proximité d'un ouvrage de captage, ou d'une zone polluée, par exemple) ;

- les réseaux d'évacuation des eaux ne sont pas suffisamment dimensionnés pour absorber le débit d'exhaure.

Dans ce cas il faut envisager de créer une barrière peu perméable autour de la fouille, qui permettra de limiter l'impact du pompage dans la fouille sur l'environnement extérieur. Cette barrière, selon ses dimensions et son orientation, peut toutefois impacter l'environnement en modifiant les écoulements naturels (effet barrage).

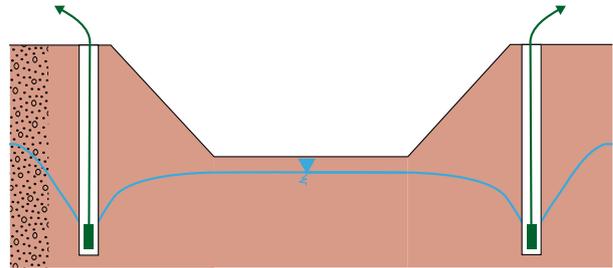


Figure 10. Principe du rabattement à l'aide de puits de pompage



Photographie 3. Rabattement par puits à Ville La Grand / DPG Pompage

## 5.4. RABATTEMENT DE NAPPE PAR POMPAGE ASSOCIÉ À UN ÉCRAN

### 5.4.1. PRINCIPE DE LA SOLUTION

La réalisation autour de la fouille d'une barrière très peu perméable ancrée dans un horizon peu productif (figure 11), permet de :

- limiter fortement les débits d'exhaure ;
- limiter les rabattements extérieurs et donc les impacts de la mise hors d'eau de la fouille sur son environnement.

S'il n'existe pas de niveau peu perméable naturel dans lequel s'ancrer, ou si celui-ci est trop profond, ou au contraire insuffisamment profond pour être stable vis-à-vis des sous-pressions, la barrière autour de la fouille peut être associée à des travaux d'injections (jupe ou fond injectés). Ceci permet de bénéficier d'un fond peu perméable, descendu à une cote telle qu'il soit stable vis-à-vis des sous pressions.

Par exemple, la figure 12 présente deux possibilités : paroi courte associée à un fond injecté ou paroi périmétrale profonde pour trouver un ancrage dans un niveau naturel peu perméable (argile). Un bilan économique et une analyse du planning travaux permettra de choisir la solution la plus judicieuse.

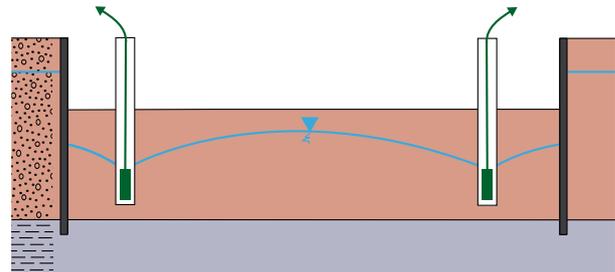
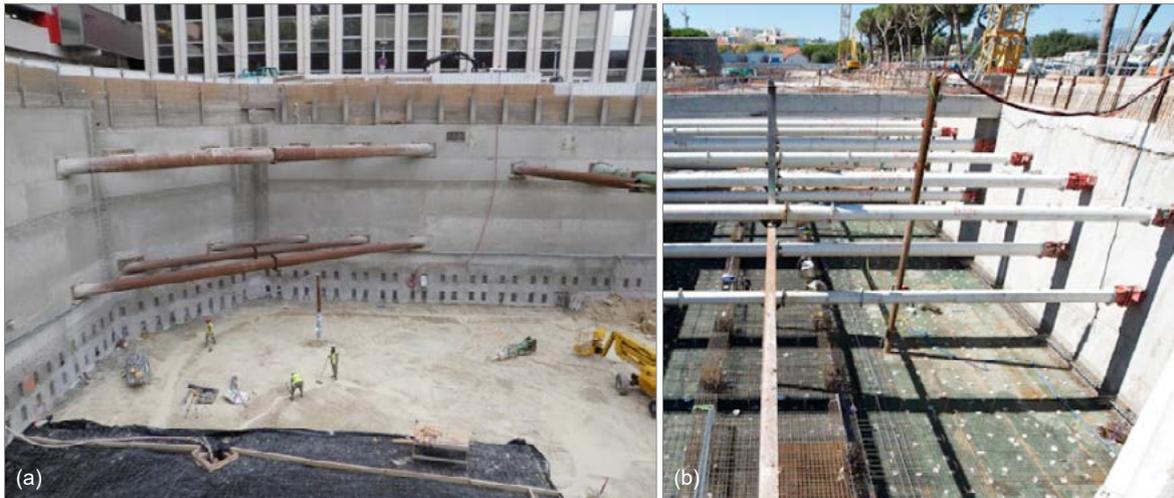


Figure 11. Principe du rabattement à l'aide de puits de pompage associés à un écran étanche



Photographie 4 : écran étanche pour les projets de Tour Majunga à la Défense (a) / Terrasol et de Pré Aux Pêcheurs à Antibes (b) / Cédric Helsly

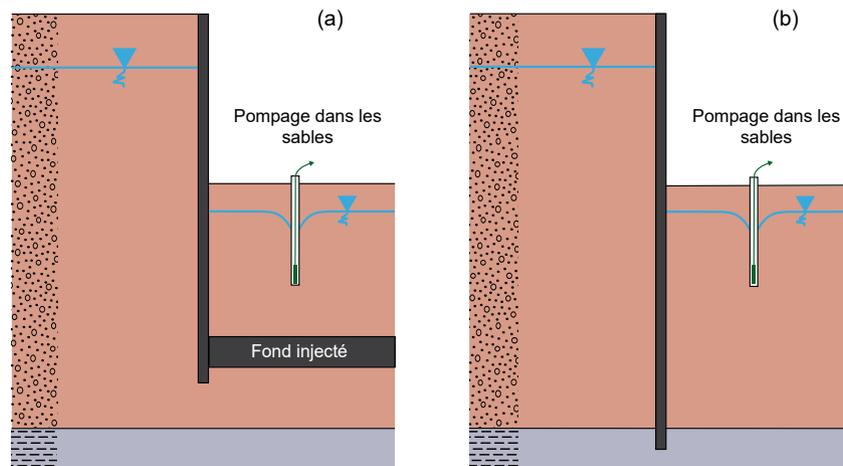


Figure 12. Écran de rabattement avec fond injecté (a) ou ancré dans une couche faiblement perméable (b)

## 5.4.2. DIFFÉRENTS TYPES DE BARRIÈRES AUTOUR D'UNE FOUILLE

### Les palplanches :

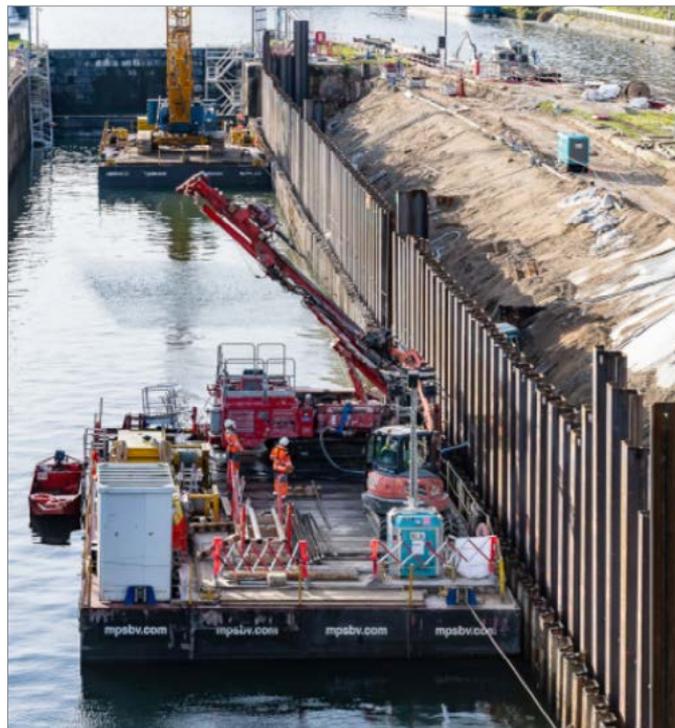
**Domaines d'application :** dans la limite des capacités de mise en œuvre (les gros éléments, les bancs durs, les terrains trop raides, peuvent être des obstacles à l'utilisation de cette technique).

**Avantages :** Procédé largement connu et répandu, rapide et économique, possibilité de retrait après travaux.

**Inconvénients :** Battage difficile voire impossible dans certains terrains, nuisances (vibrations et bruits) à la mise en œuvre, prix élevé si les palplanches ne sont pas récupérées. Étanchéité relative. Profondeur courante maximale de l'ordre de 15 à 20 m.



Photographie 5. Enceinte en palplanches associée à des puits de pompage à Lyon 7 (a) ou des pointes filtrantes à Annemasse / DPG pompage (b)



Photographie 6. Rideau de palplanche avec rabattement provisoire à l'arrière pour permettre la mise en œuvre des tirants de l'écluse de Méricourt / Cédric Helsly

### Les parois moulées :

**Domaines d'application** : Tous types de sols, tous types d'excavations.

**Avantages** : Opportunité d'inclure les parois moulées à l'ouvrage définitif (structure). Bien adaptées aux ouvrages circulaires. Possibilité d'ancrage à grande profondeur (50 m et

plus), y compris dans du rocher. Peu de vibrations et de bruit. Pas de problèmes de corrosion.

**Inconvénients** : Coûts élevés, notamment si l'ouvrage est de faibles dimensions et/ou que l'étanchéité est le seul objectif ; installation de chantier encombrante.



Figure 13. Séquençage de principe pour la réalisation d'une paroi moulée à l'hydrofraise / *Solétanche-Bachy*



Photographie 7. Enceinte à l'aide d'une paroi moulée tirantée / *Cédric Helsly*

**Les parois d'étanchéité souples** (coulis, béton plastique) :

**Domaine d'application** : Tous types de sols, tous types d'excavations.

**Avantages** : Rapidité d'exécution et coûts plus faibles que ceux de la paroi moulée. Possibilité d'ancrage à grande profondeur (50 m et plus), y compris dans du rocher. Bonne étanchéité (coefficient de perméabilité de l'ordre de  $10^{-7}$  m/s). Souplesse relative permettant une certaine adaptation aux déformations du sol.

**Inconvénients** : Rôle de soutènement nul ou faible.



Photographie 8. Mise hors d'eau de la fouille de Saint-Égrève dans le lit de l'Isère avec écran d'étanchéité et puits de pompage / Solétanche-Bachy pour EDF

### Les pieux sécants :

**Domaines d'application :** Tous types de sols, y compris des terrains raides ou avec des bancs indurés, tous types d'excavation.

**Avantages :** Faible encombrement, peu de vibrations et de bruit. Opportunité d'inclure les parois de pieux sécants à l'ouvrage

définitif (structure). Possibilité de réaliser ces parois à proximité immédiate de fondations existantes.

**Inconvénients :** Déconseillé dans les formations à galets et blocs. Difficultés techniques au-delà de 15 m de profondeur (risque de déviation). Moments résistants inférieurs à ceux d'une paroi moulée.

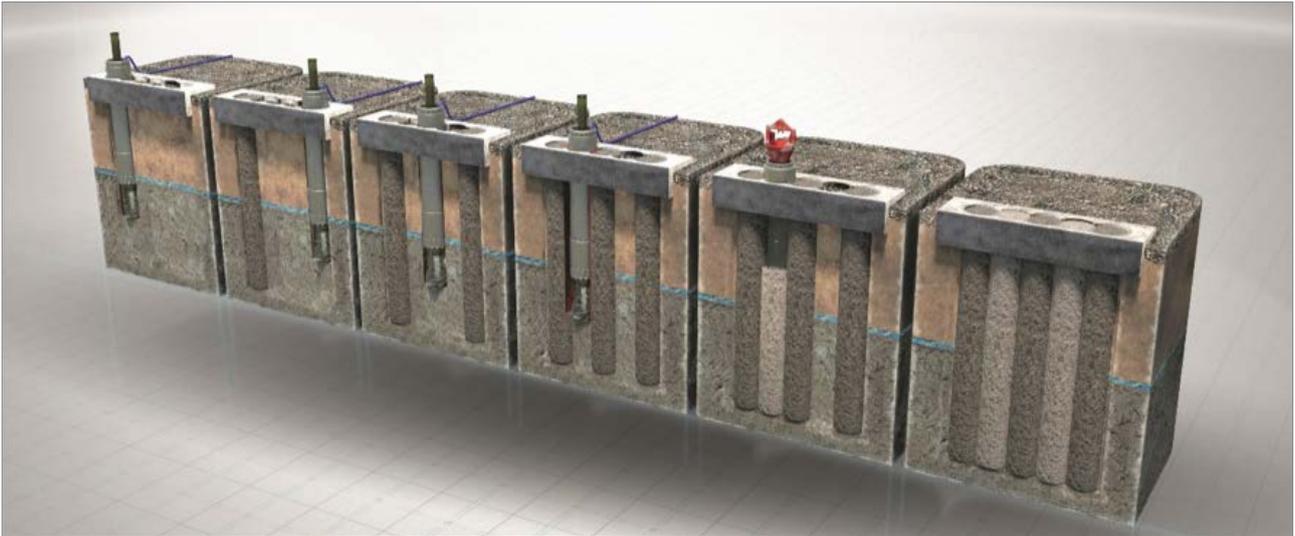
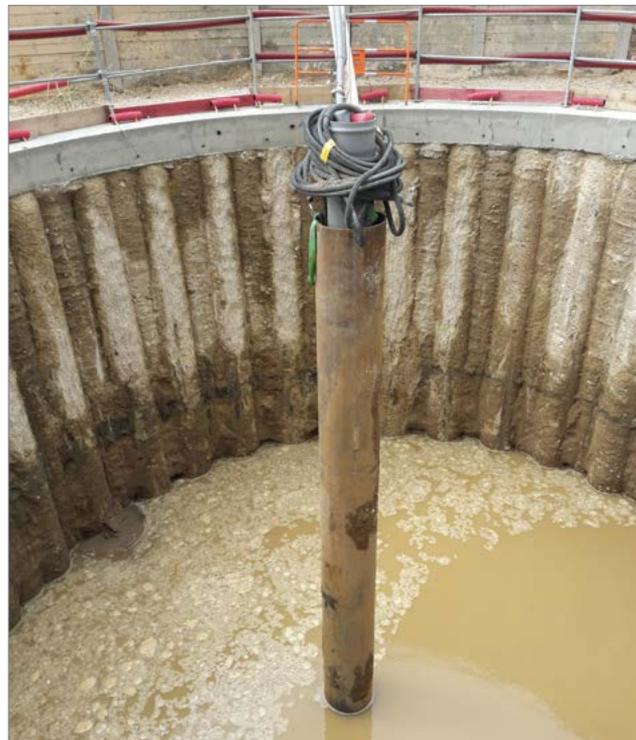


Figure 14. Séquençage de principe pour la réalisation de pieux sécants / Solétanche-Bachy



Photographie 9. Enceinte à l'aide de pieux sécants associée à un puits de pompage / EDF

### Les écrans en jet-grouting :

**Domaines d'application** : Sols et roches altérées, formations à galets et blocs.

**Avantages** : Petite perforation, souplesse et adaptabilité.

**Inconvénients** : Problème de déviations de forages notamment à grande profondeur. Rejets très importants. Coûteux.



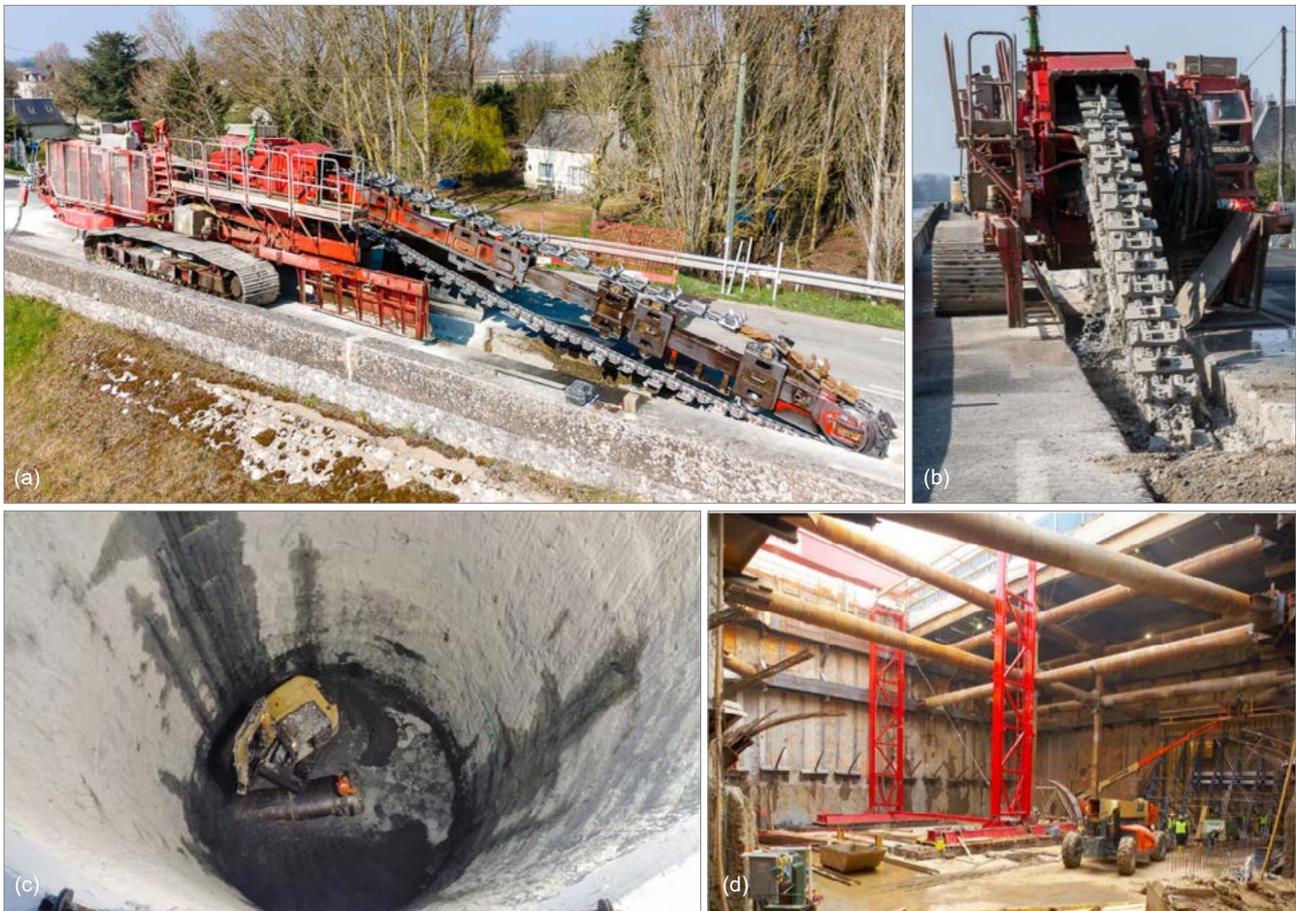
Photographie 10. Colonnes en jet-grouting avant recépage (a) et l'enceinte une fois terminée (b)

### Les parois en mélange sol-ciment (soil-mixing) :

**Domaines d'application** : Sols fins.

**Avantages** : Peu de déblais. Solution économique. Peuvent être armés de profilés métalliques.

**Inconvénients** : Problème de déviations, profondeur limitée entre 8 et 10 m pour les trancheuses.



Photographie 11. Technique de mélange sol-ciment Trenchmix sur une digue (a) et (b) / *Cédric Helsly*, et exemples de soutènement en Deep Soil Mixing - Puits Norris cut (c) et Metro Pittsburg (d)

### Les écrans d'injection :

**Domaine d'application :** Rocher, sols perméables.

**Avantages :** Petite perforation, souplesse et adaptabilité. Permet de prolonger l'écran de paroi moulée par une jupe injectée, ou de créer un fond injecté entre écrans verticaux.

**Inconvénients :** Limités aux sols  $K > 10^{-6}$  m/s, plus perméable qu'une paroi moulée, coulis à utiliser différent en fonction de la granulométrie des terrains.



Photographie 12. Chantier d'injections de confinement pour pompage en nappe : fond injecté pour tranchée TGV à Avignon (a), et étanchéification à Fukushima (b) et (c)

**La congélation :**

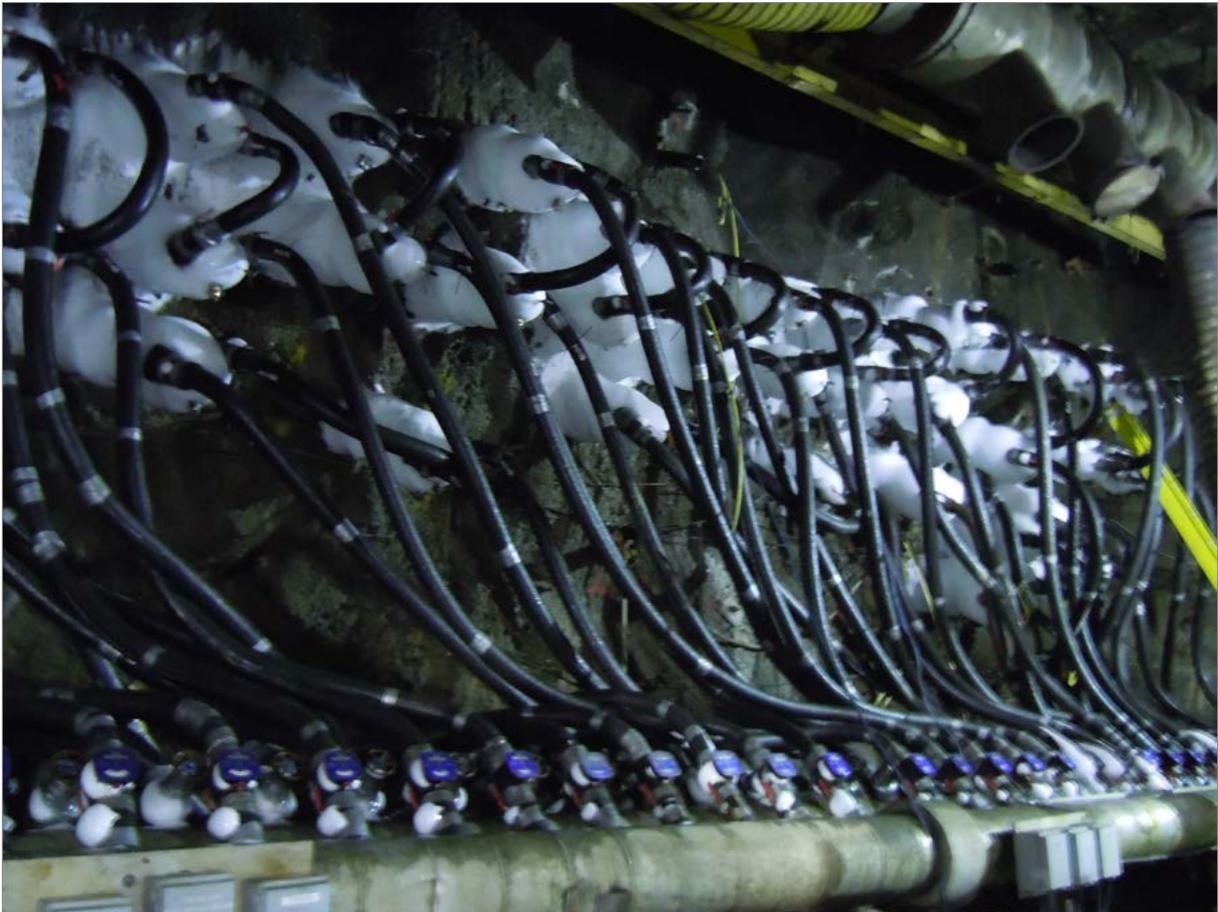
**Domaines d'application :** Rocher, sols perméables et bouillants. Travaux souterrains.

**Avantages :** Permet de réaliser des parois avec des géométries complexes, ou d'intervenir dans des endroits difficiles d'accès. Stabilise également les terrains pendant la durée des travaux. Possibilité de traiter les sols non injectables.

**Inconvénients :** Délicat à mettre en œuvre dans le cas de gradients de nappe importants ou sur des grands linéaires. Très coûteux. Risque de soulèvement lors de la transformation de l'eau en glace et de tassement au dégel.



Photographie 13. Exemple de congélation des sables de Beauchamp pour excavation d'une galerie avant (a) et après creusement (b) / *Solétanche-Bachy*



Photographie 14. Installation de congélation pour un voile d'étanchéité



© EDF

## 6. RECONNAISSANCE ET ESSAIS

### 6.1. OBJECTIFS

### 6.2. MOYENS

## 6. RECONNAISSANCE ET ESSAIS

Le § 5.4 de l'Eurocode 7-1 [ref.88] prescrit de réaliser une reconnaissance géotechnique et hydrogéologique préalablement à un rabattement de nappe.

### 6.1. OBJECTIFS

Les informations pertinentes sur l'eau souterraine et nécessaires pour le calcul géotechnique et l'exécution des travaux de rabattement doivent être suffisantes pour évaluer les aspects suivants :

- la faisabilité et la nature des travaux de rabattement de la nappe ;
- les éventuels effets préjudiciables de l'eau interstitielle sur les excavations et les talus (par exemple, le risque de rupture d'origine hydraulique, de pression d'écoulement excessive ou d'érosion) ;
- les effets potentiels du rabattement de la nappe (tassements, dissolutions, instabilité du fond de fouille, etc.) sur l'environnement ;
- l'effet barrage en présence d'une enceinte continue étanche ;
- la possibilité de gestion des eaux pendant les travaux de construction : vers un exutoire naturel (eau de surface ou réinjection en nappe) ou un réseau suffisamment dimensionné.

Il conviendra notamment de caractériser :

- le contexte géologique, hydrogéologique et hydrologique général (bassin versant, réalimentation par les cours d'eau, marée) ;
- la coupe lithostratigraphique, la profondeur, l'épaisseur des couches de terrain, la granulométrie des sols, leur hétérogénéité, la fracturation des roches ;
- les paramètres hydrodynamiques des différents aquifères en présence (perméabilité, transmissivité, coefficient d'emménagement, drainance, etc.) ;
- si ce paramètre représente un enjeu ou un risque, l'anisotropie de certaines formations ;
- la cote altimétrique de la surface des nappes ou le niveau piézométrique dans les formations aquifères, leurs variations dans le temps et les niveaux réels des nappes, y compris les éventuels niveaux extrêmes et leurs intervalles de récurrence ;
- la répartition des pressions interstitielles ;
- la composition chimique de l'eau interstitielle, son éventuelle agressivité vis-à-vis des bétons, sa température, et sa compatibilité avec le mode de rejet envisagé.

Ces différents points doivent permettre de définir le modèle hydrogéotechnique du projet.

### 6.2. MOYENS

Les moyens à mettre en œuvre sont les suivants :

#### a. Enquête bibliographique :

- cartes et descriptions géologiques et hydrogéologiques ;
- banques de données publiques :
  - > <http://infoterre.brgm.fr>
  - > <https://www.georisques.gouv.fr>
  - > <https://www.brgm.fr/projet/siges-portails-thematiques-regionaux-sur-eaux-souterraines>
  - > <https://www.brgm.fr/projet/referentiel-hydrogeologie-francais-bdlisa>
  - > <http://infoterre.brgm.fr/page/eaux-souterraines-bsseau>
  - > <https://www.data.gouv.fr/fr/datasets/hydrogeologie-saq>
  - > <http://hydro.eaufrance.fr>

- données d'archives (données géotechniques, infrastructures, données piézométriques, mesures antérieures effectuées dans les environs, etc.) ;
- chroniques sur de longues périodes dans des formations aquifères similaires ;
- recensement de captages existants.

#### b. Visite de terrain :

- enquête de quartier ;
- niveaux d'eau dans les puits et leurs profondeurs ;
- pompages/injections en cours (temporaires ou permanents) dans l'environnement : puits industriels, production d'eau potable, tapis drainants, géothermie, etc. ;
- sous-sols voisins (et effet barrage potentiellement associé) ;
- réseau hydrographique non référencé en bibliographie.

#### c. Caractérisation de la nature physico-chimique de l'eau :

- prélèvements, conditionnement, analyses en laboratoire ;
- profil permettant de confirmer la signature géochimique de l'aquifère, si besoin ;
- facteurs engageant le bon fonctionnement et la pérennité des dispositifs de rabattement : teneurs en fer, manganèse, présence de souches bactériennes, équilibre calco-carbonique, etc. ;
- recherche de polluants ou tout autre paramètre permettant de qualifier la charge et le flux lors du rejet.

d. **Caractérisation des aquifères jusqu'à une profondeur suffisante en fonction du projet, des types d'aquifère et des niveaux d'eau :**

- **La profondeur de reconnaissance** devra permettre d'identifier les aquifères susceptibles d'interférer avec le dispositif de rabattement (exemple : aquifère en profondeur fortement en charge).
- **Description lithologique détaillée** de chaque formation : elle nécessite du carottage sur une hauteur a minima de deux fois la hauteur à rabattre.
- **Caractérisation des niveaux d'eau dans chacun des aquifères** : cela nécessite la mise en œuvre d'un nombre de piézomètres adapté à la dimension du site, et à la complexité du contexte hydrogéologique. Les piézomètres doivent être sélectifs, crépinés dans un seul aquifère pour caractériser les fluctuations de niveau de nappe dans chaque aquifère et réalisés conformément à la norme NF X10 999 [Ref.102]. La fréquence et la durée du suivi piézométrique doivent être suffisantes pour apprécier les fluctuations de nappes susceptibles d'être rencontrées. Ainsi, il est fortement recommandé d'équiper les piézomètres de sondes d'acquisition automatique de façon à mesurer les amplitudes en continu, et ce pendant une durée minimale de 1 an (mesure « globale » du niveau piézométrique pendant un cycle hydrogéologique).

Si l'on envisage une modélisation numérique de l'écoulement, l'installation et le suivi de piézomètres à l'extérieur de l'emprise foncière est à prévoir, afin d'être en mesure de caler le modèle.

- **Caractérisation du comportement hydrodynamique des aquifères :**

> **Les essais ponctuels** : ils ne permettent pas de caractériser la perméabilité en grand de l'aquifère et sont à réserver au stade des études d'avant-projet. Les essais en forage sont :

- Essais de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert (NF EN ISO 22 282-2 [ref.92]) par prélèvement d'eau. On procèdera ainsi les essais par injection, qui du fait des modalités de mise en œuvre, donnent fréquemment des résultats qui sous-estiment les coefficients de perméabilité des formations aquifères ; on déconseille également les essais à charge constante, du fait des incertitudes sur les mesures des débits.
- Essais de pression d'eau dans les roches (NF EN ISO 22 282-3 [ref.93]).

> **Les pompages d'essais** : au stade des études de projet et des études d'exécution (norme NF EN ISO 22 282-4 [ref.94]), ce sont les seuls essais permettant de caractériser le débit spécifique d'un puits, l'ensemble des paramètres hydrodynamiques des aquifères (T, S), et d'estimer en grand le comportement de l'aquifère et les interactions avec son environnement suivant la durée du pompage (réalimentation, drainage,

limites étanches, variations latérales de faciès, etc.). Les ouvrages effectués dans le cadre de ces essais doivent être sélectifs ; ils nécessitent la mise en œuvre d'un puits d'essai de dimension suffisante pour accueillir une pompe immergée de capacité adaptée aux coefficients de perméabilité horizontale attendus, ainsi qu'un minimum de trois piézomètres à distances différentes du puits, de façon à mesurer les paramètres hydrodynamiques et apprécier le rayon d'action du puits en fonction du temps.

> **Les essais au micro-moulinet** : réalisés en complément dans le puits d'essai, ils permettent d'appréhender sur le profil lithologique du puits, les contrastes de perméabilité horizontale des différentes formations identifiées.

> **Les essais d'injection** : dans le cas de la réalisation d'un ouvrage de réinjection, la capacité d'absorption doit être vérifiée par ce type d'essai.

Ces essais doivent être complétés par une identification précise de la nature des formations concernées, avec des essais d'identification en laboratoire : analyse granulométrique, teneur en eau, etc.

Des corrélations peuvent être utilement réalisées pour appréhender les ordres de grandeur des perméabilités des différents terrains rencontrés, à partir des courbes granulométriques données par Chapuis (2012) [ref.26] ou à partir d'essais de pénétration statique à pointe électrique, avec essais de dissipation éventuels.

Les mesures de perméabilité en laboratoire seules sont déconseillées car elles sont trop ponctuelles, et généralement réalisées sur des échantillons remaniés ou recompactés, ce qui limite leur représentativité. Elles doivent être réservées à des matériaux homogènes et peu perméables.

**Le rebouchage des sondages de reconnaissance et des piézomètres à l'issue de la période de suivi, constitue une obligation légale.** Un sondage profond risque de mettre en communication plusieurs aquifères, ce qui est strictement interdit. Il peut également provoquer de l'érosion de conduit en phase travaux (cf. § 8.1.3).



© Burgeap

## **7. INGÉNIERIE : CONTENU ET DÉROULEMENT DES ÉTUDES**

### ***7.1. MODALITÉS DE DÉFINITION DES NIVEAUX D'EAU***

### ***7.2. MISSIONS D'INGÉNIERIE***

## 7. INGÉNIERIE : CONTENU ET DÉROULEMENT DES ÉTUDES

### 7.1. MODALITÉS DE DÉFINITION DES NIVEAUX D'EAU

Les mesures piézométriques disponibles avant le début des travaux doivent permettre de déterminer les niveaux caractéristiques de chaque aquifère en interaction avec les travaux selon la définition des Eurocodes (niveaux EB, EF, EH, EE, Ef, Eh et Ee, voir figure 15) [ref.87].

On définit généralement un niveau EC (eaux de chantier) différent des précédents pour le dimensionnement des travaux et des ouvrages provisoires.

La responsabilité de la définition du niveau EC (eaux de chantier) incombe à la maîtrise d'ouvrage, assistée si besoin de sa maîtrise d'œuvre sur la base des éléments disponibles (suivi piézométrique en particulier). C'est le niveau à retenir avant et pendant les travaux mais sans prise en compte de l'impact des travaux de rabattement à effectuer. Le niveau EC est à utiliser pour dimensionner l'exhaure.

Lors de vérifications structurales et géotechniques pour les phases provisoires qui impliquent la prise en compte d'un niveau d'eau, il y a lieu de considérer un niveau EC comme un niveau caractéristique (au sens des combinaisons d'actions, au même titre que le niveau EH sur des vérifications fondamentales) sur la durée du chantier.

La définition des niveaux EC doit tenir compte des conséquences éventuelles induites par un dépassement de ceux-ci : surdimensionnement des moyens de pompage, aspect réglementaire, contraintes de rejet, coût d'un arrêt de chantier, possibilité éventuelle de noyer temporairement la fouille. Les durées de dépassement d'un niveau donné doivent être estimées en considérant l'ensemble des données disponibles.

Les modalités de contrôle du niveau de la nappe lors du chantier (conditions hydrogéologiques différentes de celles des mesures disponibles du fait du rabattement) sont à déterminer préalablement au démarrage du chantier (exemples possibles : mesure sur un piézomètre non impacté par le rabattement, mesure en rivière, corrélation établie au préalable avec un autre piézomètre, etc.).

Plusieurs niveaux peuvent être retenus en fonction des saisons dans le cas d'un chantier long<sup>1</sup>.

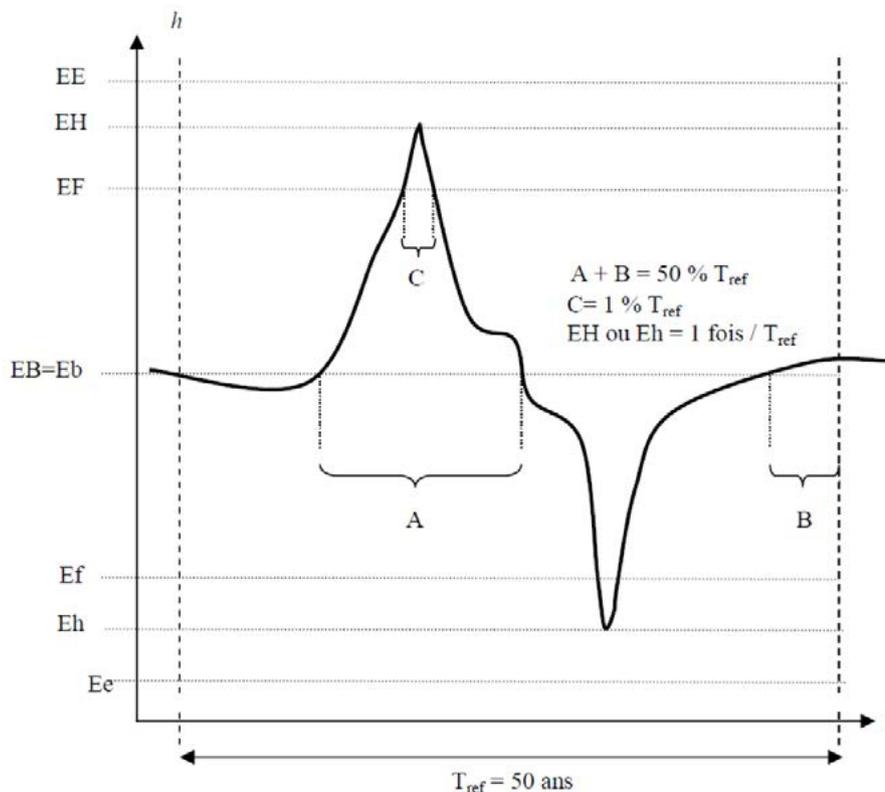


Figure 15. Illustration de la définition des niveaux de nappe pour les calculs, d'après CNJOG (2014) [ref.27]

<sup>1</sup>  $T_{ref}$  à adapter suivant les cas.

Une approche probabiliste simple pourra être employée (voir notions statistiques et exemple en Annexe C du présent document) :

- définition du niveau de risque  $a$  recherché (par exemple :  $a = 20\%$ ) ;
- sur cette base, estimation de la période de retour  $D$  à retenir sur laquelle on souhaite se couvrir en fonction de la durée du chantier  $d$  (par exemple :  $d = 3$  ans) suivant (9) :

$$a = 1 - e^{-\frac{d}{D}} \text{ et } D = -\frac{d}{\ln(1-a)} \quad (9)$$

- dans l'exemple,  $D = 13$  ans ;
- établissement du niveau de nappe correspondant à cette période de retour sur la base des éléments disponibles (ajustement de Gumbel par exemple, voir Annexe C).

## 7.2. MISSIONS D'INGÉNIERIE

La mise en œuvre d'un rabattement de nappe nécessite la réalisation de missions d'ingénierie successives qui permettront d'acquies les éléments nécessaires à la mise en œuvre d'un dispositif justement dimensionné et par conséquent, à la sécurisation du chantier vis-à-vis des remontées d'eau souterraine. Les missions d'ingénierie hydrogéologique doivent être démarrées dès l'esquisse du projet, puis être poursuivies pendant toutes les phases de sa conception. Ces missions ne sont pas nécessairement synchrones avec les missions de conception, en particulier compte tenu des délais d'instruction réglementaires (cf. § 4).

### Esquisse :

Définir les spécificités hydrogéologiques du site sur base bibliographique par consultation des bases de données (BRGM, ADES si disponibles) afin d'estimer s'il existe un risque de présence d'eau souterraine en fonction de la profondeur du projet.

Établir si nécessaire un programme d'investigations hydrogéologiques (pose de piézomètres pour valider la présence/absence d'eau) et un suivi des piézomètres si présence de nappe. En fonction du contexte (urbanisation notamment), mettre en avant si nécessaire le risque d'impact sur les avoisinants.

### Investigations hydrogéologiques préalables :

Réaliser les premières investigations hydrogéologiques qui permettront de définir un programme complémentaire dédié, adapté au site et au projet :

- pose et suivi de piézomètres ;
- essais de perméabilité ponctuels à adapter selon la nature des terrains (cf. § 6).

### Ingénierie (AVP) :

Exploiter éventuellement (en fonction du planning de réalisation) les données des investigations géotechniques (résultats de sondages, relevés piézométriques) pour effectuer une première quantification du risque et donner les premières préconisations concernant la gestion des eaux souterraines en phase de travaux.

Définir le programme d'investigations à mener (carottages, piézomètres, suivi piézométrique en continu de longue durée, pompage d'essai, etc.) qui permettra d'avoir les éléments nécessaires pour la phase projet.

### Investigations hydrogéologiques complémentaires :

Réaliser les investigations hydrogéologiques préconisées :

- sondages (carottages, piézomètres) ;
- suivi piézométrique ;
- pompage d'essai ;
- diagraphie au micro-moulinet (selon le contexte).

### Ingénierie (PRO) :

Utiliser l'ensemble des données disponibles (dont les données de suivi piézométrique), pour définir les niveaux remarquables des eaux souterraines, et donner les éléments suffisants à la Maîtrise d'Ouvrage ou la Maîtrise d'Œuvre pour lui permettre de définir le niveau EC (eaux chantier).

Sur la base des résultats des mesures de perméabilité (pompage d'essai), des niveaux remarquables estimés (faire le lien avec la durée des travaux) et en fonction également des évolutions du projet (soutènement, phasage) :

- proposer le dispositif de mise hors d'eau en phase travaux le mieux adapté au contexte et au projet,
- s'assurer de la cohérence avec les études géotechniques du projet ;
- vérifier la stabilité hydro-géotechnique (cf. § 8.1.4) ;
- estimer le débit d'exhaure en phase travaux (cf. § 8.2) ;
- dimensionner le dispositif de rabattement à mettre en œuvre ;
- donner les préconisations de mise en œuvre ;
- estimer l'impact sur les avoisinants et préconiser les mesures correspondantes éventuelles (confortement, surveillance, etc.).

### Assistance à la consultation des entreprises :

Rédiger les documents techniques nécessaires à la consultation des entreprises.

Assister le Maître d'Ouvrage dans le choix des entreprises.

### Phase d'exécution (EXE) :

Définir si besoin un programme d'investigations hydrogéologiques qui permettra de dimensionner un dispositif de rabattement de nappe.

Dimensionner le dispositif de manière détaillée et adaptée à l'organisation du chantier.

Assurer le suivi du fonctionnement du dispositif et contrôler son impact sur les avoisinants.

En cas de dysfonctionnement ou d'anomalie de comportement (variations des débits, déformations excessives, modification de la charge solide des eaux d'exhaure, etc.), il convient d'établir un diagnostic des causes afin de définir des dispositions adaptées.



## **8. DIMENSIONNEMENT**

### **8.1. EFFETS INDUITS PAR LE RABATTEMENT**

### **8.2. ESTIMATION DES DÉBITS**

### **8.3. DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE POMPAGE**

## 8. DIMENSIONNEMENT

L'étude du projet de rabattement de nappe suit la démarche générale suivante :

- établissement de la coupe hydrogéologique (stratigraphie et perméabilités des horizons producteurs et de l'horizon de faible perméabilité concentrant les pertes de charges, charge hydraulique des différentes nappes, etc.) ;
- définition des conditions de stabilité géotechnique : on veillera notamment à maîtriser les gradients ascendants le long de la fiche mécanique d'un soutènement (HYD/GEO), et la stabilité des horizons peu perméables susceptibles de subir une sous-pression (UPL) ;
- estimation de débit tenant compte de la coupe hydrogéologique et de la profondeur des puits de décharge ;
- dimensionnement du dispositif adapté aux critères de stabilité et aux ordres de grandeur de débit, avec éventuellement, étude des dispositions constructives complémentaires permettant de limiter les débits (création d'un écran, approfondissement de la fiche d'un écran vers un horizon peu perméable, réalisation d'un fond injecté, etc.).

### 8.1. EFFETS INDUITS PAR LE RABATTEMENT

#### 8.1.1. PRÉAMBULE : NOTIONS DE MÉCANIQUE DES SOLS

Dans un sol sec, les contraintes telles que celles dues au poids ou à l'effet de surcharges ne peuvent se transmettre que par le squelette du sol : les grains supportent alors seuls ces contraintes. Au contraire, en présence d'eau les efforts se transmettent à la fois par les grains et par l'eau interstitielle.

Le postulat de Terzaghi, qui revêt une grande importance dans les calculs géotechniques, consiste à admettre qu'un tenseur de contraintes dites effectives régit le comportement du squelette granulaire du sol et que celui-ci s'écrit en fonction du tenseur des contraintes totales et de  $u$ , la pression du fluide. Ainsi, pour un point, en posant  $\sigma$ ,  $\tau$  et  $\sigma'$ ,  $\tau'$  les composantes normale et tangentielle, respectivement de la contrainte totale et de la contrainte effective on a (10) et (11) :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (10)$$

$$\tau' = \tau \quad (11)$$

On vérifie que l'équation (12) est bien vérifiée :

$$\tau' < c + \sigma' \tan \varphi \quad (12)$$

où  $c$  et  $\varphi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol.

On retiendra que seule la contrainte effective  $\sigma''$  donne au sol sa résistance au cisaillement. Ainsi toute augmentation de pression d'eau diminuera la contrainte effective et donc la résistance au cisaillement du terrain. En régime hydrostatique (absence

d'écoulement), la pression d'eau en un point M est donnée assez simplement par la relation (13) :

$$u_M = z_w \cdot \gamma_w \quad (13)$$

où  $z_w$  est la hauteur d'eau au-dessus du point M et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'un écoulement, la force de courant  $F_w$  telle que définie au § 3 doit être ajoutée pour le calcul de  $u$ . Cette force est parallèle au gradient de l'écoulement  $i$ . Le calcul de  $u$  devient, si un écoulement vertical a lieu sur la hauteur  $z_w$  (le gradient  $i$  est positif dans le cas ascendant, négatif dans le cas descendant) (14), (15) et (16) :

$$u = z_w \cdot \gamma_w \cdot (1+i) \quad (14)$$

$$\sigma'_V = \sigma_V - u = \gamma \cdot z - \gamma_w \cdot z_w \cdot (1+i) \quad (15)$$

Dans le cas courant  $z = z_w$  :

$$\sigma'_V = (\gamma - \gamma_w) \cdot z - i \cdot \gamma_w \cdot z = (\gamma' - i \cdot \gamma_w) \cdot z \quad (16)$$

Dans le cas descendant : si  $i$  augmente,  $u$  diminue et  $\sigma'$  augmente : le rabattement revient à augmenter le poids apparent du terrain, d'où le risque de voir apparaître des tassements dans certaines configurations.

Dans le cas ascendant : si  $i$  augmente,  $u$  augmente, et  $\sigma'$  diminue : le rabattement revient à diminuer le poids volumique apparent et donc la résistance au cisaillement, et la butée d'un écran de soutènement par exemple.

Le phénomène général décrit ci-dessus (diminution de la contrainte effective dans les zones d'écoulement ascendant) peut donc avoir des conséquences directes sur le comportement des ouvrages pendant le rabattement de nappe (perte de butée, boullance) : elles sont décrites au § 8.1.2.

Une autre conséquence (indirecte) est le déclenchement des mécanismes d'érosion interne (présentés au § 8.1.3), qui correspondent à l'arrachement puis à l'entraînement de particules de sol du fait d'un écoulement souterrain.

Il est donc important de caractériser la distribution des gradients autour d'une fouille. On notera que les angles d'une fouille concentrent les écoulements et présentent donc les gradients les plus forts. Ces zones seront évidemment plus sensibles aux risques de désordres décrits ici.

Le § 8.1.4 aborde les aspects liés à la stabilité d'ensemble, et le § 8.1.5 alerte plus largement sur les déformations provoquées indirectement par les phénomènes très divers qui peuvent apparaître lors d'un rabattement de nappe (tassement de sols compressibles, déstabilisation de cavités souterraines, dissolution de gypse, etc.).

## 8.1.2. CONSÉQUENCES DIRECTES DES FORCES D'ÉCOULEMENT ASCENDANT

### Défaut de portance du sol : le phénomène de boullance

Le phénomène de boullance intervient lorsque la composante verticale des forces de l'écoulement ascendant s'oppose au poids du sol, jusqu'à annuler la contrainte effective verticale. Cela se traduit par un soulèvement hydrostatique des particules du sol. La rupture se produit alors par bouillonnement.

La vérification de stabilité se fait en contraintes effectives, à l'état limite ultime type HYD selon l'Eurocode 7-1 [ref.88]. On doit vérifier l'inégalité (17) :

$$S_{dst,d} \leq G_{stb,d} \quad (17)$$

Avec les valeurs de calcul des actions :

- $S_{dst,d}$  la force d'écoulement déstabilisatrice (fonction du gradient  $i$  aval) ;
- $G_{stb,d}$  les actions verticales permanentes stabilisatrices (poids volumique déjàugé).

Conformément à la norme NF P 94 282 [ref.100], on retient les coefficients partiels suivants :

- $\gamma_{G,dst} = 1,35$  pour les actions permanentes déstabilisatrices (NF P 94 282 § 13.3) ;
- $\gamma_{G,stb} = 0,90$  pour les actions permanentes stabilisatrices.

Pour s'affranchir du risque de boullance, il faudra donc éviter d'avoir des écoulements ascendants et préférer un captage des eaux par puits profonds. C'est pour cette raison également que les épaissements par puisards en fond de fouille dans les terrains granulaires sont fortement déconseillés.

### Rupture par défaut de butée (exemple en pied de talus ou devant un écran de soutènement)

Dès l'apparition d'un gradient ascendant, même inférieur au gradient critique (seuil où les particules de sol se mettent en mouvement), la pression d'eau augmente au-delà de la pression hydrostatique et la contrainte effective diminue, réduisant la résistance au cisaillement et donc la butée.

### Dispositions constructives

En règle générale, pour s'affranchir de ces phénomènes, on cherchera à favoriser une distribution hydrostatique des pressions d'eau en captant l'eau par des puits profonds permettant d'aplanir les lignes de courants (cf. figure 16 et figure 17).

De telles dispositions sont préférables à une estimation souvent délicate voire hasardeuse des gradients liés à l'écoulement ascendant nécessaire à la vérification de la butée.

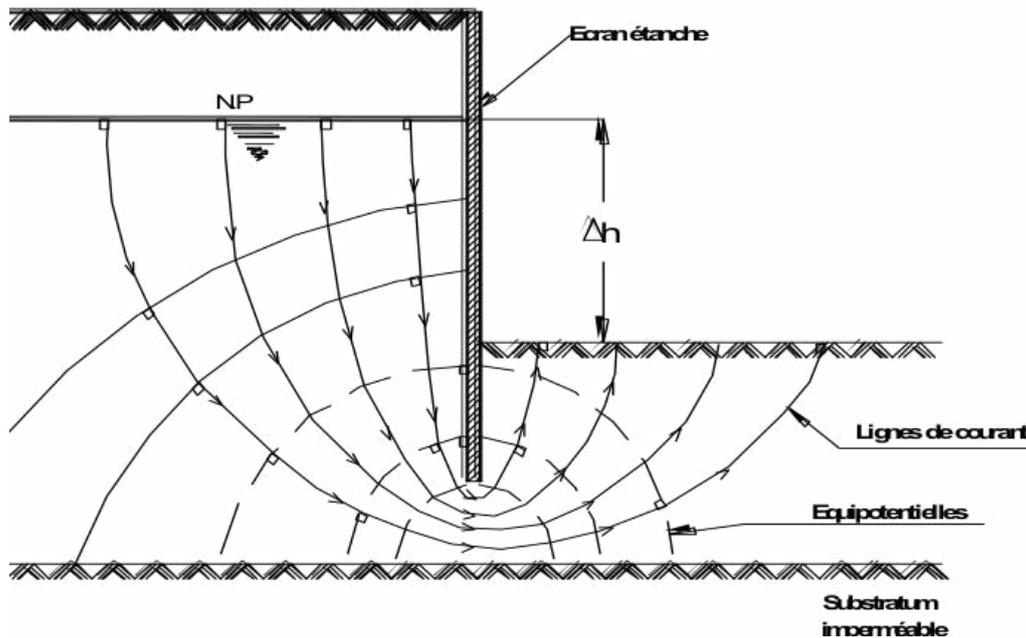


Figure 16. Situation pouvant mener à la rupture par défaut de butée (GEO) ou boullance (HYD)

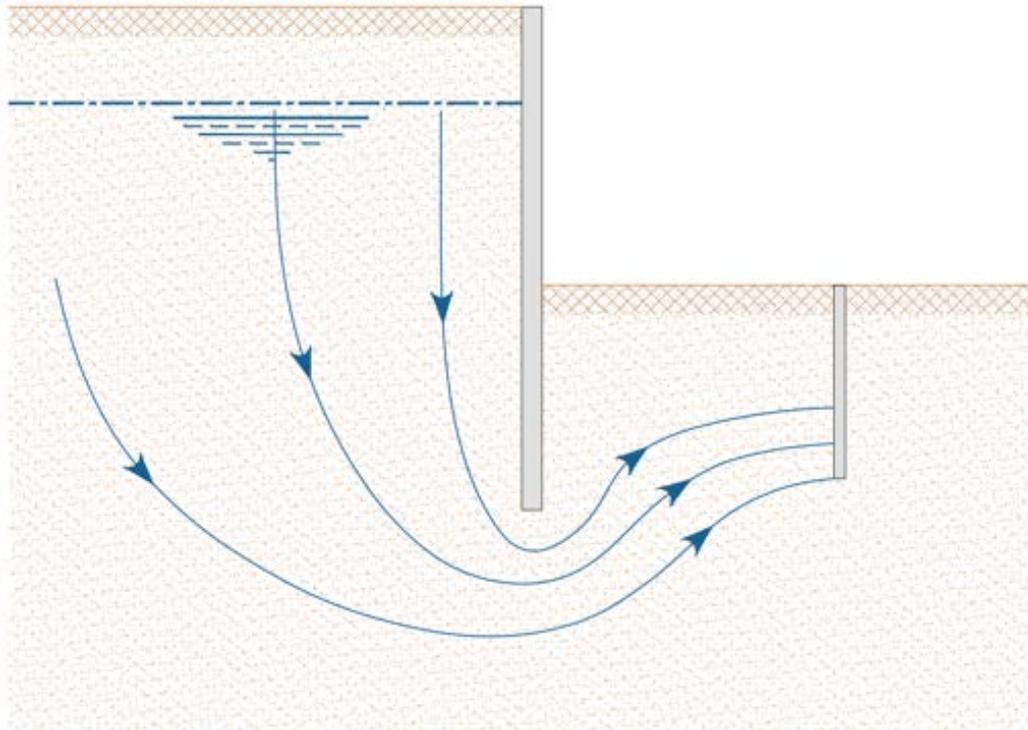


Figure 17. Exemple de dispositif de pompage destiné à éviter l'annulation des contraintes effectives en fond de fouille, d'après NF P 94 282 [ref.100]

### 8.1.3. L'ÉROSION INTERNE

On regroupe ici sous le terme « érosion interne » tous les mécanismes qui consistent en un arrachement puis un transport de particules du sol, provoqués par des écoulements souterrains (ici les écoulements liés aux opérations de rabattement).

Ces phénomènes apparaissent comme la conjonction de trois facteurs :

- une granulométrie du massif de sol favorable au développement de l'érosion ;
- l'application à ce massif de sol d'un gradient hydraulique supérieur à une valeur critique ;
- la contrainte appliquée au massif.

Ils se produisent donc le plus souvent le long de chemins préférentiels qui concentrent l'écoulement de l'eau et subissent donc les vitesses les plus grandes. On citera par exemple les angles d'une fouille (cf. 8.1.1), les zones avec un fort contraste de perméabilités, les fissures, les cavités ou encore les forages non rebouchés.

Ces phénomènes, qui ont tendance à se développer de manière exponentielle dans le temps et/ou l'espace, peuvent avoir des

conséquences sur la stabilité des fouilles (qu'elles soient talutées ou soutenues), mais aussi sur les ouvrages en construction ou les avoisinants (tassements). À terme, l'érosion peut conduire à l'effondrement de la structure du sol.

La figure 18 présente les différents phénomènes regroupés sous le terme d'érosion interne en partant du plus rapide et du plus grave :

- l'érosion de conduit** correspond à l'érosion des parois d'un conduit préexistant où l'eau circule (fissure, terrier, forage, etc.) ;
- l'érosion régressive** correspond à l'érosion et au départ de matériaux à l'exutoire d'un écoulement souterrain (surface de suintement, fossé, etc.) ;
- l'érosion de contact** survient entre deux couches de propriétés différentes dont une où l'eau circule à une vitesse suffisante pour entraîner les grains de la seconde (typiquement à l'interface entre un sol fin et un sol grossier) ;
- la suffosion**, à savoir l'entraînement des particules fines d'un sol entre les éléments plus grossiers de ce même sol (la granulométrie est mal graduée : on parle alors de sol non auto-filtrant).

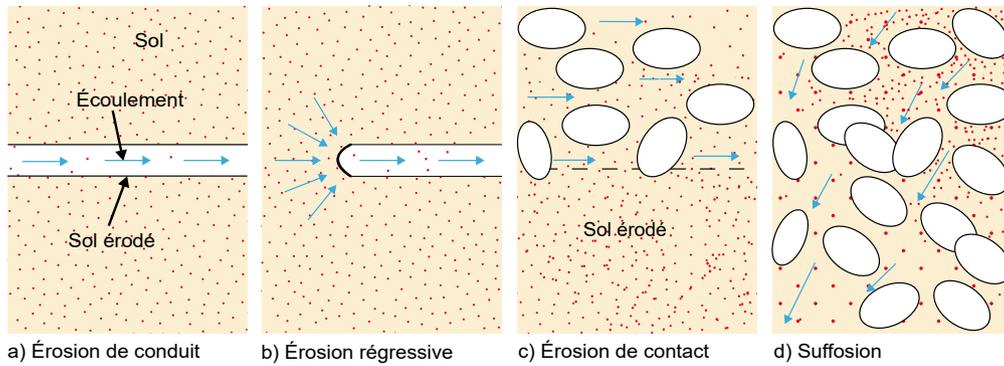


Figure 18. Différents phénomènes regroupés sous le terme d'érosion interne

Ces phénomènes ne sont pas mutuellement exclusifs. Les sols à granulométrie étalée sont potentiellement sensibles à l'érosion interne.

La première condition du déclenchement de la suffosion est géométrique ou granulométrique, lorsque les pores du terrain sont suffisamment gros pour que les particules plus fines puissent se mettre en mouvement. La seconde condition est l'application d'un gradient hydraulique supérieur à un gradient critique. Les critères relatifs à ces deux conditions sont développés en Annexe B du présent document.

Pour éviter ces risques, il est indispensable de les prendre en compte lors de la conception et du dimensionnement du dispositif de rabattement de nappe :

- vérifier pour chaque horizon lithologique que le gradient hydraulique reste inférieur au gradient critique, et que les critères de filtre sont respectés ;
- limiter les débits d'exhaure, par exemple en mettant en place des écrans verticaux suffisamment ancrés, des fonds injectés, etc. ;
- mettre en œuvre certaines dispositions, comme le rebouchage préventif des forages ;
- élaborer si besoin un programme de surveillance des zones identifiées comme sensibles.

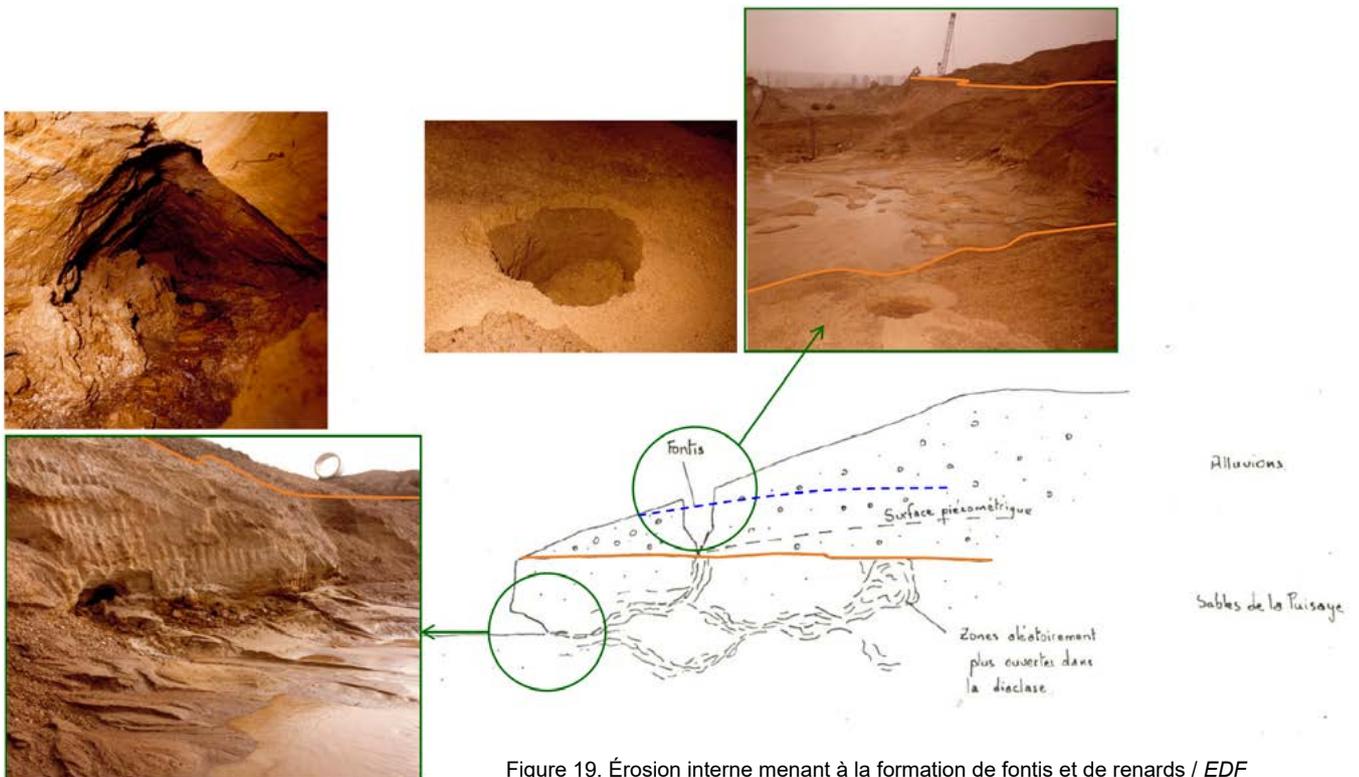


Figure 19. Érosion interne menant à la formation de fontis et de renards / EDF

À ce propos, la norme NF P 94 282 [ref.100] § 13.4 (3) stipule :

Pour juger du risque d'érosion interne, la valeur du gradient hydraulique critique est à établir avec prudence en tenant compte au minimum :

- de la courbe granulométrique du terrain (mise en évidence en particulier d'un squelette granulaire grossier et d'un remplissage partiel de fines) ;
- de la stratification du sol et des conditions de filtre entre couches ;
- des risques associés au projet (par exemple la mise en danger du pied du soutènement).

Les nombreux travaux effectués sur les problématiques d'érosion dans les barrages ont conduit à la détermination de critères semi-empiriques pour détecter la propension d'un sol à la suffosion, premier stade du phénomène d'érosion interne, à partir de sa courbe granulométrique et des conditions hydrauliques [Ref.39]. Ces critères peuvent dans certains cas être appliqués aux problématiques de rabattement de nappe afin de déterminer si ces phénomènes peuvent remettre en cause la stabilité des excavations.

De façon générale, le pompage à l'aide de puits profonds correctement conçus et dimensionnés réduit significativement les risques d'érosion interne (et de boulanges) pouvant survenir au niveau du fond de fouille des excavations. Il convient toutefois de surveiller très régulièrement l'absence de fines dans les eaux d'exhaure. Dans le cas où une fraction anormale de fines est constatée dans ces eaux, il convient de prendre très rapidement des mesures conservatoires pour assurer la stabilité de l'excavation et de ses avoisinants avant que des désordres ne surviennent.

## 8.1.4. STABILITÉ D'ENSEMBLE INFLUENCÉE PAR LES ÉCOULEMENTS ET LE RABATTEMENT

### 8.1.4.1. STABILITÉ DE PENTE

La stabilité des talus doit être étudiée conformément à l'Eurocode 7-1 [ref.88], en considérant une géométrie réaliste de la surface d'écoulement, selon les modalités de rabattement et drainage envisagées. L'approche de calcul 2 doit être utilisée. Si nécessaire, pour stabiliser la pente d'un talus, il peut être utile de repousser la surface de suintement à l'aide par exemple d'un système de drains en pied de pente associés à des éperons drainants (cf. figure 21). Un réseau de drains horizontaux peut également être envisagé.

### 8.1.4.2. RENARD SOLIDE

Lorsque le terrain sous le niveau de l'excavation est de médiocre qualité ou soumis à un écoulement (cas lors de rabattement de la nappe en fond de fouille), la stabilité vis-à-vis de la rupture du terrain du fait du déchargement à l'aval, usuellement appelé renard solide, doit être justifiée.

On se limitera ici au cas de la vérification en contrainte effective en phase travaux, c'est-à-dire dans des sols pulvérulents soumis à un gradient (par pompage) en phase travaux (provisoire). On doit vérifier (18) :

$$q_{dst,d} \leq q_{stb,d} \quad (18)$$

avec  $q_{dst,d}$  la contrainte effective déstabilisatrice (contrainte côté terre), et  $q_{stb,d}$  : la contrainte effective stabilisatrice (contrainte côté fouille).

Le phénomène de renard solide, ou remontée de terrain en fond de fouille selon le schéma de plasticité de Prandtl, ne peut se développer qu'en pied d'écran continu comme représenté figure 20.

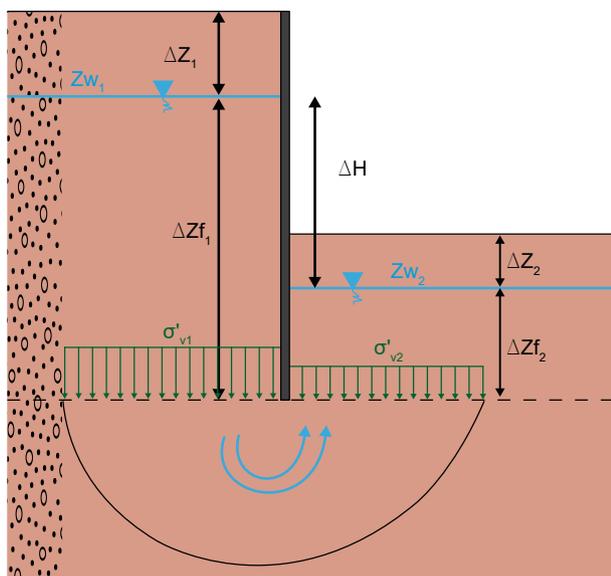


Figure 20. Schéma du renard solide

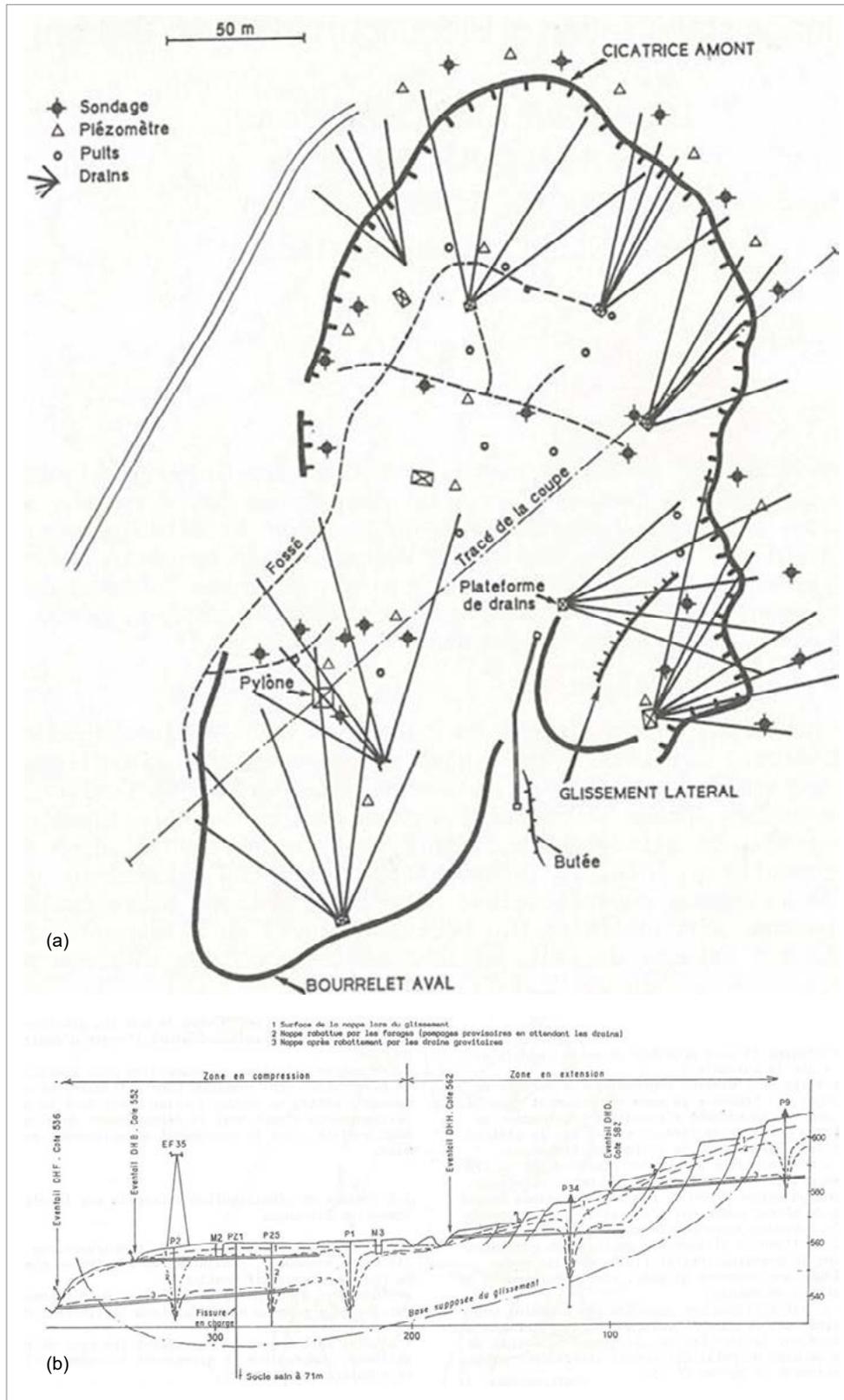


Figure 21. Exemple de stabilisation d'un talus par drainage – vue en plan (a) et en coupe (b), d'après [ref.7]

Conformément aux dispositions de l'Eurocode 7-1 [ref.88] et de la norme NF P 94 282 [ref.100], l'approche de calcul 2 doit être utilisée. Il en résulte que l'on doit vérifier (19) :

$$\gamma_{G;sup} q_{dst;k} \leq \frac{q_{stb;k}}{\gamma_{R;e}} \quad (19)$$

avec  $\gamma_{G;sup} = 1,35$  et  $\gamma_{R;e} = 1,1$  les coefficients partiels proposés dans les tableaux A.2.1 et A.2.6 de la norme NF P 94 282 [ref.100] (mars 2009) et amendement A1 (février 2015).

$$\sigma'_{v1,k} = \gamma \cdot \Delta z_1 + [\gamma - (1 - i_1) \gamma_w] \cdot \Delta z_{f1} \quad (20)$$

$$\sigma'_{v2,k} = \gamma \cdot \Delta z_2 + [\gamma - (1 + i_2) \gamma_w] \cdot \Delta z_{f2} \quad (21)$$

$$q_{dst;k} = \sigma'_{v1,k} \quad (22)$$

$$q_{stb;k} = N_q \cdot \sigma'_{v2,k} + \frac{c'_k}{\tan(\phi'_k)} (N_q - 1) \quad (23)$$

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_k}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan(\phi'_k)} \quad (24)$$

Les gradients amont  $i_1$  et aval  $i_2$  doivent être calculés sur la base des formules analytiques usuelles ou sur la base de modèles numériques (gradient moyen), en cohérence avec la difficulté technique du projet, de la sensibilité de la vérification et de la situation de l'écoulement (type I, II ou III, cf. § 8.2.1).

Cette vérification doit être réalisée à l'ELU suivant la norme NF P 94 282 [ref.100]. En phase travaux, le niveau d'eau à considérer sera le niveau EC (eaux de chantier, cf. § 7.1). On pourra également se référer à la lettre de la CNJOG (2020) [ref.28].

### 8.1.4.3. SOULÈVEMENT HYDRAULIQUE

Une rupture par soulèvement hydraulique global dû à la poussée d'Archimède survient potentiellement lorsqu'il existe une nappe en charge sous le fond de fouille et un contraste de perméabilité

significatif entre deux couches, ou si l'on est amené à réaliser un fond injecté à la base d'une paroi périmétrique relativement étanche (figure 22).

La vérification de stabilité se fait en contraintes totales, à l'état limite ultime type UPL selon l'Eurocode 7-1 [ref.88]. On doit vérifier l'inégalité (25) :

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (25)$$

avec les valeurs de calcul des actions :

- $G_{dst,d}$  les actions verticales permanentes déstabilisatrices : l'effet de sous-pression de l'eau est considéré comme une action permanente ;
- $Q_{dst,d}$  les actions verticales variables déstabilisatrices (généralement nulles dans le cas d'un rabattement provisoire) ;
- $G_{stb,d}$  la valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices ;
- $R_d$  la valeur de calcul de toute résistance additionnelle au soulèvement.

Conformément à la norme NF P 94 282 [ref.100] (mars 2009), on retient les coefficients partiels suivants pour la durée des travaux de rabattement :

- $\gamma_{G;dst} = 1,0$  pour les actions permanentes défavorables déstabilisatrices ;
- $\gamma_{G;stb} = 0,9$  pour les actions permanentes favorables stabilisatrices ou 0,95 si l'on met en œuvre des dispositifs de contrôle des pressions interstitielles ;
- $\gamma_{Q;dst} = 1,5$  pour les actions variables défavorables déstabilisatrices.

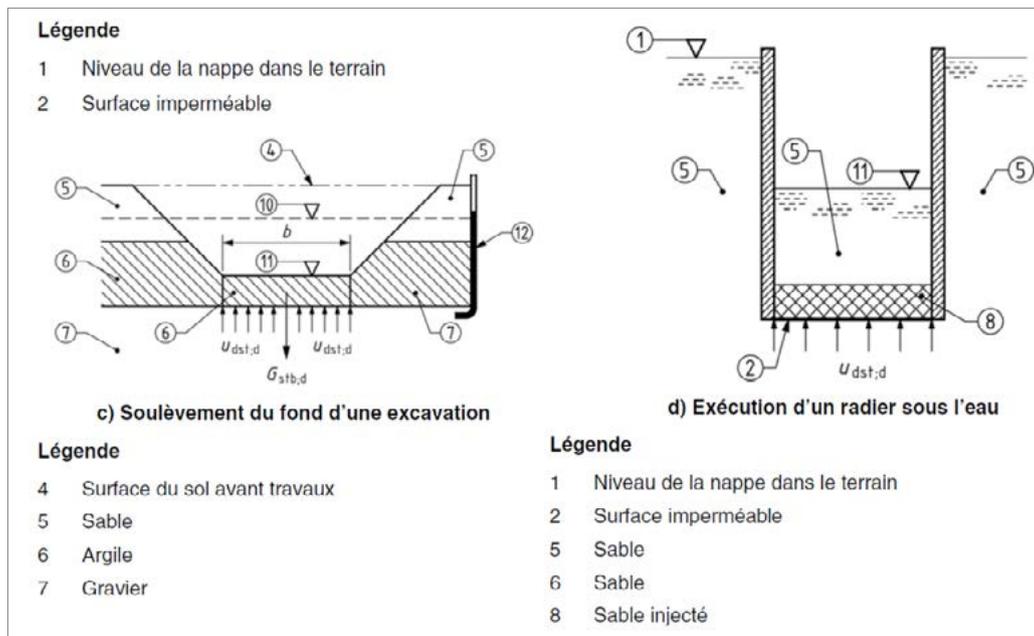


Figure 22. Représentation de deux cas de soulèvement hydraulique potentiels lors de l'exhaure d'une fouille (figures 10.1.c et 10.1.d de l'Eurocode 7-1 [ref.88])



Photographie 15. Soulèvement en galerie creusée dans l'Argile du Gault, dû à la sous-pression de la nappe de l'Albien / EDF

### 8.1.5. EFFETS EN TERMES DE DÉFORMATION

Ce paragraphe a pour objet d'aborder le sujet des déformations (tassements) qui peuvent dans certains cas être provoquées par un rabattement de nappe dans sa Zone d'Influence Hydrogéotechnique (ZIH), y compris sur le chantier en lui-même.

Ces phénomènes ne sont pas toujours significatifs. Seule une étude du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique, menée par un ou plusieurs spécialistes, permet de qualifier ce type de risque. Ces analyses supposent le plus souvent de disposer de données d'entrée complètes et pertinentes, qu'elles soient relatives aux sols, aux nappes, au projet de construction ou à son environnement (bâti, infrastructures, fondations, etc.).

En particulier, on gardera à l'esprit qu'au-delà des tassements absolus, ce sont souvent les tassements différentiels qui peuvent générer des désordres sur les ouvrages existants, selon leur sensibilité. Il est donc important que la géométrie du cône de rabattement soit préalablement déterminée et fournie au Géotechnicien.

Nous retiendrons ici deux grandes familles de phénomènes qui peuvent être à l'origine de tassements dans le cadre d'un rabattement temporaire de nappe :

1. **L'abaissement du niveau de la nappe a pour effet d'augmenter globalement la contrainte effective au sein du massif concerné.** Si cette augmentation de contrainte touche des horizons déformables (par consolidation et/ou par déformation élastique), des tassements se produisent.

Pour la quantification des tassements, la principale difficulté consiste à prendre correctement en compte l'historique de chargement des horizons concernés.

Pour cela, et dans le cas de sols fins compressibles, l'idéal est d'obtenir des essais œdométriques fiables, réalisés sur des échantillons intacts représentatifs, afin de disposer des paramètres de calcul OCR,  $C_C$  et  $C_S^2$ . On pourra notamment se référer à Combarieu (2008) [ref.29], qui fournit les principes d'application de la méthode œdométrique à divers cas pratiques, dont les rabattements de nappe.

<sup>2</sup> Respectivement les coefficients de surconsolidation (rapport des contraintes effectives de surconsolidation et en place -  $OCR = \sigma'_v / \sigma'_{v0}$ ), de compression et de gonflement (rapport des variations d'indice des vides et du log de la contrainte effective lors des phases de compression et de relâchement -  $C_c$  ou  $C_s = \Delta e / (\Delta \log \sigma')$ ).

À défaut de données œdométriques représentatives, ou pour des horizons dont le comportement peut être correctement décrit à l'aide de modules de déformation, on s'intéressera plus particulièrement au niveau de nappe à prendre comme référence « basse » pour déterminer la contrainte de pré-consolidation. On se réfère pour cela aux Eurocodes 0 [ref.87] et 7 [ref.88] (figure 15 § 7.1). On recommande ainsi de retenir de manière prudente le niveau quasi-permanent, noté EB (ou  $E_b$ ). En effet, la durée d'application du niveau caractéristique Eh (habituellement associé aux calculs en situation de service et donc en particulier au calcul de tassement) est généralement trop courte pour générer une véritable consolidation.

**2. L'augmentation des vitesses d'écoulement au sein du massif concerné peut provoquer un entraînement de particules, générant ainsi une perte de matière potentiellement dans la zone d'influence de certains ouvrages (perte de butée devant un soutènement ou perte de portance sous une fondation, par exemple). Dans le cas d'une érosion progressive le long d'une ligne de courant, on parle généralement de « phénomène de renard ».**

Ainsi, pour tout projet de rabattement de nappe, il est indispensable de bien connaître et prendre en compte les granulométries des divers horizons concernés, afin de pouvoir vérifier les vitesses critiques, les conditions de filtres – cf. conditions de Terzaghi dans Mabillot (1980) [ref.56], Lauga (1990) [ref.54]), etc. et adapter la technique de réalisation le cas échéant. Dans tous les cas, il est nécessaire de prévoir une surveillance pendant la durée du rabattement (teneur en matières en suspension (MES), évolution du débit spécifique des puits dans le

temps, etc. – cf. § 10). En effet, même si la conception a été faite de manière à écarter théoriquement un tel risque, des défauts d'exécution peuvent exister (au niveau des fiches hydrauliques des soutènements notamment).

Certaines configurations (plus rares mais impactantes) doivent également alerter les concepteurs et faire l'objet d'investigations et d'études spécifiques le cas échéant (liste non exhaustive) :

- sols organiques, tourbes, vases, etc. La baisse de la pression interstitielle dans certains matériaux extrêmement compressibles se traduit nécessairement par des tassements. Pour exemple dans ces matériaux, la figure 23 présente un tel cas (qui eut pour conséquences l'apparition de fissures dans un monument historique) ;
- pour des sols très sensibles aux effets de la dessiccation, effet de réduction de la teneur en eau par rabattement de nappe de longue durée ;
- réseau karstique, réseau de fractures (risque de débouillage, etc.) ;
- horizons sujets à des phénomènes de dissolution, comme par exemple les formations antéludiennes contenant du gypse (photographie 16) ;
- structures anciennes en bois dans le sol, en particulier les pieux de bâtiments historiques (par exemple le Grand Palais à Paris a nécessité des travaux de reprise en sous-œuvre par jet-grouting afin de remédier au pourrissement des têtes de pieux en chêne, dénoyées suite à plusieurs décennies de rabattements de nappe dans les environs) ;
- cavités souterraines anthropiques (tunnels, carrières, galeries de mines ennoyées, etc.), qu'elles soient remblayées ou non.

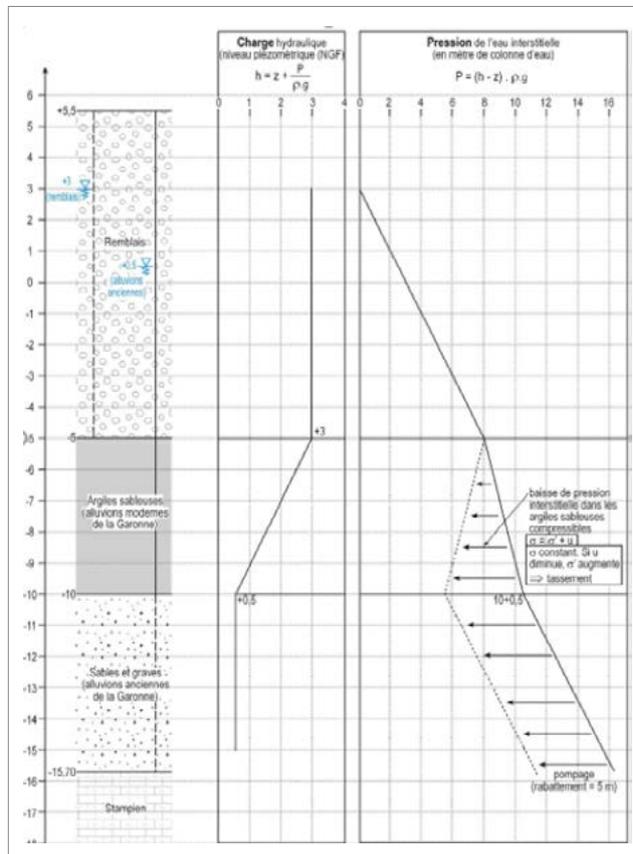


Figure 23. Effet d'un rabattement de nappe dans les alluvions anciennes de Garonne sur les pressions interstitielles dans les alluvions modernes (Bordeaux)



Photographie 16. Figures de dissolution de gypse lors d'un rabattement de nappe / EDF

## 8.2. ESTIMATION DES DÉBITS

### 8.2.1. CAS DU RÉGIME PERMANENT

Les débits d'exhaure sont généralement estimés dans un premier temps en régime permanent en considérant que les aquifères en interaction avec le projet atteignent leurs niveaux EC respectifs.

#### 8.2.1.1. CAS DE RABATTEMENT SANS ÉCRAN

Les données d'entrée suivantes doivent être définies.

**Pour qualifier la nappe :**

- l'épaisseur de l'aquifère ;
- le type de nappe, libre ou captive ;
- la hauteur piézométrique au repos, correspondant au niveau mesuré  $h_0$  (cf. figure 2) ;
- le coefficient de perméabilité  $K$  du terrain aquifère ;
- le rayon d'action  $R_a$ .

En pratique, les données hydrodynamiques qualifiant la nappe ne peuvent être obtenues que par un pompage d'essai en grand avec mesure de piézométrie en plusieurs points.

Le rayon d'action du pompage utilisé dans les formules ci-après est ramené à une constante introduite pour l'intégration de l'équation de Darcy généralisée, dans un contexte de régime permanent. Cette distance correspond à la distance à laquelle

l'influence du pompage est nulle (absence de rabattement observé). Lors de l'essai de pompage dans une nappe captive, la courbe donnant le rabattement en régime permanent en fonction du logarithme de la distance au puits est une droite qui croise l'axe des abscisses à  $\log(R_a)$  (cf. figure 24).

En première approche, le rayon d'action peut également être estimé à l'aide de retours d'expérience et assez fréquemment avec la formule empirique de Sichardt (26) :

$$R_a = 3000 \cdot s_p \cdot \sqrt{K} \quad (\text{formule de Sichardt}) \quad (26)$$

cf. figure 4-23 de (NAVFAC P-418, 1983) [ref.80].

Dans le cas de figure où un réservoir (rivière, lac, etc.) est identifié à une distance  $A$  du puits de pompage, le terme de rayon d'action par rapport au puits peut être approximé à l'aide de la théorie des puits images (cf. Annexe E) à  $2A$  en l'absence de colmatage (ou  $> 2A$  et variable selon le niveau de colmatage - voir Mégnien (1979) [ref.59]). À titre de comparaison, on se reportera également au § 8.2.2, qui donne une approche du rayon d'action en régime transitoire suivant la méthode de Theis.

Les exemples figure 25 et figure 26 montrent qu'il y a lieu de prendre en considération les particularités géologiques du secteur autour du site : il convient d'examiner l'aquifère en grand, en dehors du site, afin d'identifier d'éventuelles hétérogénéités, qui font que l'aire d'alimentation peut s'avérer nettement différente de celle d'un cercle résultant de formules en sol homogène.



### Pour qualifier la fouille et le projet :

- le rayon des puits  $r_p$  ;
- les dimensions globales de la fouille qui fixent le rayon équivalent  $R_f$  de cette fouille, et qui peut être approximé en égalisant selon la géométrie de l'écoulement le périmètre (ou l'aire) de la fouille avec le périmètre (ou l'aire) d'un cercle de rayon équivalent  $R_f$  : pour une fouille rectangulaire de longueur  $a$  et de largeur  $b$ , on obtient la relation (27) :

$$R_f = \frac{a+b}{\pi} \text{ (périmètre)} \quad \text{ou} \quad R_f = \sqrt{\frac{a \cdot b}{\pi}} \text{ (aire)} \quad (27)$$

- pour des fouilles de géométrie spécifique, on pourra utiliser des coefficients de forme spécifiques (par exemple Meuris (1948) [ref.60] repris par Cambefort (1980) [ref.12], qui donne le rayon équivalent en fonction du rapport longueur/largeur de la fouille) ;
- le rabattement  $s$  imposé dans la fouille (en principe au moins 0,5 m sous le fond de fouille).

Ces données d'entrée permettront de bâtir le modèle. Il est en général préférable d'utiliser des modèles axisymétriques plutôt que des modèles plans pour appréhender le débit venant dans une fouille.

Dans le cas où l'étude du projet peut être réduite à un modèle d'étude simplifié, il est possible d'avoir recours à des formules analytiques, obtenues par résolution de la loi de Darcy généralisée, en régime permanent, dont on rappelle ci-dessous les principales écritures, sous les hypothèses suivantes :

- l'aquifère est isolé (pas d'effet de drainage, de réalimentation, d'épouttage ou autres phénomènes parasites à l'origine d'un apport d'eau surnuméraire provenant d'autres aquifères) ;
- l'aquifère est un milieu homogène et isotrope ;
- la tranchée ou le puits pénètre complètement l'aquifère étudié (cas d'un puits parfait) ;
- le volume du puits est négligeable ;
- l'aquifère est horizontal et l'épaisseur de l'aquifère est constante ;
- au repos la surface piézométrique est horizontale.

### Écoulement autour d'un puits :

Voir § 3 et figure 2 pour les notations et l'illustration. Une estimation du débit est donnée en régime permanent par les formules de Dupuit (28) et (29) pour des puits parfaits :

$$Q = \pi \cdot \frac{K \cdot (h_0^2 - h_p^2)}{\ln \frac{R_a}{R_f}} \quad \text{(formule de Dupuit-nappe libre)} \quad (28)$$

$$Q = 2\pi \cdot \frac{T \cdot s_p}{\ln \frac{R_a}{R_f}} \quad \text{(formule de Dupuit-nappe captive)} \quad (29)$$

avec  $s_p$  le rabattement dans le puits ( $s_p = h_0 - h_p$ ) et  $T$  la transmissivité.

Les formules analytiques ci-dessus tiennent compte d'une hypothèse forte qui est la pénétration complète de l'aquifère par les puits de pompage. Or il n'est pas rare que les puits de pompage ne pénètrent que partiellement l'aquifère. Le réseau d'écoulement est alors modifié, puisqu'un écoulement en provenance du fond s'ajoute aux écoulements latéraux.

Pour ces cas de figure de pénétration partielle, il est possible de se référer notamment aux documents suivants : Schneebeli (1966) [ref.68], Cassan (1994) [ref.18], NAVFAC P-418 (1983) [ref.80], Kruseman et De Ridder (1970) [ref.52].

Pour exemple dans le cas d'une nappe captive, Schneebeli propose les estimations (30) et (31) :

$$Q = 2\pi \cdot \frac{K \cdot D \cdot s_p}{\ln \left[ \frac{D + \sqrt{r_p^2 + D^2}}{r_p} \right]} \quad \text{(nappe captive infinie)} \quad (30)$$

$$Q = 2\pi \cdot \frac{K \cdot D \cdot s_p}{\frac{D}{E} \cdot \ln \left( \frac{R_a}{2E} \right) + \ln \left( \frac{2D}{r_p} \right)} \quad \text{(nappe captive finie avec } r_p / 2 \ll E \text{)} \quad (31)$$

Par ailleurs, Schneebeli (1966) [ref.68] rappelle que dans le cas d'une pénétration partielle, l'écoulement étant en partie vertical sous la base du puits, l'anisotropie réduit le débit (car la plupart du temps  $K_v < K_h$ ). Il propose de tenir compte de l'anisotropie à l'aide de l'équation (32) :

$$Q = 2\pi \cdot \frac{K \cdot D \cdot s_p}{\frac{D}{E} \cdot \ln \left( \frac{R_a}{2E} \right) + \ln \left( \frac{2D}{r_p} \right) + \frac{E-D}{D} \cdot \ln \left( \frac{K_h}{K_v} \right)} \quad \text{(cas captif anisotrope)} \quad (32)$$

### Écoulement vers une tranchée :

Le débit linéique (débit pour 1 m de tranchée) peut être estimé par les relations (33) et (34) :

$$Q = \frac{K \cdot (h_0^2 - h_p^2)}{2R_a} \quad \text{(nappe libre)} \quad (33)$$

$$Q = \frac{K \cdot E \cdot s_p}{R_a} \quad \text{(nappe captive)} \quad (34)$$

$R_a$  est alors la distance d'action par rapport au bord de la tranchée, et non formellement un rayon.

### Écoulement vers une fouille :

Dans le cas d'une excavation, assimilable à une cavité hémisphérique, située à la surface d'une couche perméable profonde, Schneebeli utilise la formulation suivante (35) :

$$Q = 2\pi \cdot K \cdot s \cdot R_f \quad (35)$$

où  $s$  le rabattement à réaliser et  $R_f$  le rayon équivalent de la fouille.

Cette formulation a donné la formule dite de Schneebeli, elle-même proposée par l'auteur, qui donne un ordre de grandeur du débit pour les épaissements de fouille en milieu homogène, isotrope et infini (36) :

$$Q = 2,5 \cdot K \cdot s \cdot \sqrt{S_m} \quad (\text{formule de Schneebeli}) \quad (36)$$

avec  $S_m$  la surface mouillée telle qu'illustrée figure 27.

Ce type de calcul est précisé dans Cassan (1994) [ref.18] pour tenir compte d'un coefficient de forme des fouilles dont la géométrie s'éloigne de celle d'une cavité hémisphérique. L'anisotropie du terrain peut être prise en compte (cf. Schneebeli (1966) [ref.68] p.326).

### 8.2.1.2. CAS DE RABATTEMENT AVEC ÉCRAN

En plus des données d'entrée décrites ci-dessus, il conviendra de définir la cote du pied de l'écran, et d'apprécier le mode d'écoulement retenu au sens de la norme « écran » (cf. norme NF P 94 282 [ref.100] annexe E).

- **Écoulement de type 1** : écoulement de contournement, qui correspond à l'hypothèse d'une alimentation depuis un horizon très perméable situé au-dessus de l'horizon dans lequel est ancré l'écran (de perméabilité très inférieure :  $K_2 \ll K_1$ ). La perte de charge s'effectue entre la base de l'horizon très perméable derrière l'écran et la base des puits de pompage dans la fouille. Les abaques de Davidenkoff [ref.31], la méthode de Cardinal-De Cazenove [ref.14] ou la méthode de Haar ([Ref.18], [Ref.45]) peuvent servir à l'estimation du débit.
- **Écoulement de type 2** : écoulement de contournement « à distance », l'horizon dans lequel l'écran est ancré est alimenté à distance, avec un rayon d'action fonction des alimentations (rivière, infiltration, etc.). Dans ce cas, la norme NF P 94 282 [ref.100] préconise de réaliser une simulation numérique aux éléments finis ou différences finies. Des méthodes analytiques peuvent être utilisées en première approche dans le respect des limites d'application des formules.
- **Écoulement de type 3** : alimentation par une couche en profondeur située sous l'horizon dans lequel est fiché l'écran ( $K_2 \ll K_1$ ). Dans ce cas, la norme NF P 94 282 [ref.100] préconise une estimation des débits à l'aide de simulations par éléments finis ou différences finies. Elle précise aussi que l'utilisation de la formule de Darcy (cas unidirectionnel,  $Q = K \cdot A \cdot i$  avec  $A$  la surface de la fouille et  $i$  le gradient hydraulique) offre une bonne approximation mais ne tient pas compte du débit apporté par l'aquifère moins perméable. Ce type d'écoulement est également celui rencontré lorsqu'un fond injecté est réalisé à la base de l'écran ; l'écoulement est vertical avec la totalité du potentiel hydraulique s'appliquant à la base du fond injecté (cf. figure 22).

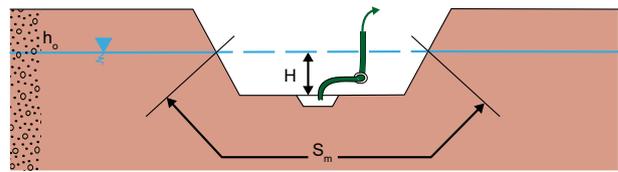


Figure 27. Écoulement vers une excavation et estimation du débit selon Schneebeli (1966) [ref.68]

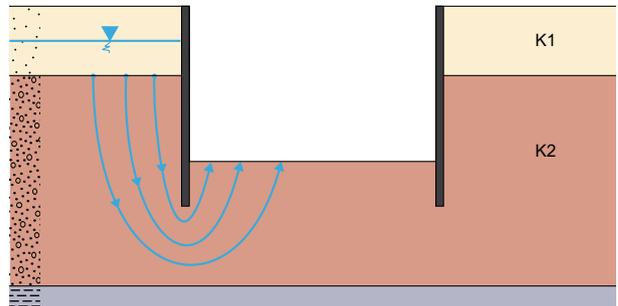
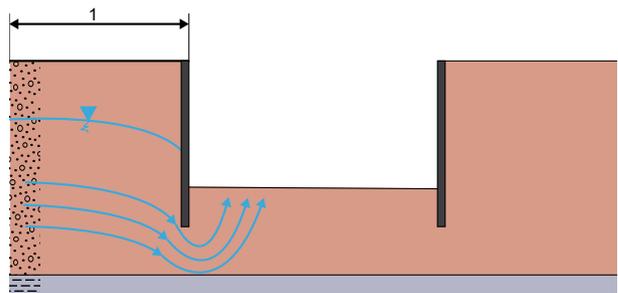


Figure 28. Écoulement autour d'un écran – Type 1 : réservoir en surface ( $K_1 \gg K_2$ )



1 : Rayon à définir en fonction des conditions de projet

Figure 29. Écoulement autour d'un écran – Type 2 : terrain homogène alimenté à distance

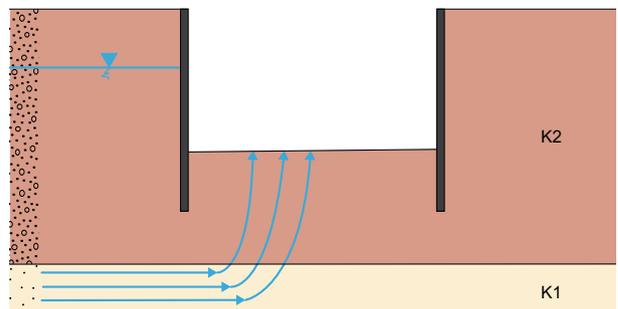


Figure 30. Écoulement autour d'un écran – Type 3 : alimentation verticale ( $K_1 \gg K_2$ )

## 8.2.2. RABATTEMENT EN RÉGIME TRANSITOIRE

### Apport des méthodes du régime transitoire pour prévoir un rabattement de nappe :

Historiquement, les premières méthodes à avoir été développées pour prévoir des débits ont été celles du régime permanent. Un écoulement dit permanent est un écoulement qui ne fait pas référence au temps : le débit et les rabattements de la nappe sont établis et ne varient pas. On citera Darcy (1856) [ref.30], Dupuit (1863) [ref.37], Thiem (1906) [ref.78].

Par opposition, le régime transitoire est un régime d'écoulement qui varie avec le temps, et ce pour de multiples raisons ; pour n'en citer que deux : un pompage qui se déclenche, la transmission d'une onde de marée dans la nappe. Cette intégration du temps, d'un abord mathématique plus complexe que le régime permanent, a débuté avec Theis (1935) [ref.74], qui étudie l'effet d'un pompage dans une nappe captive non réalimentée. Par la suite plusieurs auteurs ont développé des formules adaptables à des cas de figures spécifiques : drainance selon Hantush et Jacob (1955) [ref.44], débit retardé d'après Boulton (1954) [ref.5], etc.

Les formules du régime transitoire sont d'une part des moyens permettant d'obtenir des paramètres hydrodynamiques représentatifs d'un aquifère (essentiellement la transmissivité et le coefficient d'emmagasinement), et d'autre part des méthodes permettant de résoudre des cas pratiques de rabattement de nappe.

Nous présentons en Annexe A la méthode de Theis et ci-après son application pratique : l'approximation de Jacob.

On considère en général que l'approximation est valide dans le cas où l'inégalité (37) est respectée :

$$t > \frac{100 \cdot R_{max}^2 \cdot S}{4T} \quad (\text{approximation de Jacob}) \quad (37)$$

La formule (38) (approximation de Jacob en logarithme base 10) est alors considérée comme valable :

$$s = 0,183 \cdot \frac{Q}{T} \cdot \log \left( \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{R_{max}^2 \cdot S} \right) \quad (\text{formule de Jacob}) \quad (38)$$

Cette formule est utilisée pour évaluer le débit d'une fouille, en considérant :

- le rayon  $R_{max}$  comme étant la distance entre le centre de la fouille et le bord le plus éloigné par rapport à ce point central ;
- le rabattement  $s$  est celui souhaité à cette distance  $R_{max}$  ;
- le temps  $t$  est celui au bout duquel on souhaite que le rabattement  $s$  soit atteint. Il y a lieu de faire plusieurs hypothèses sur ce temps pour obtenir un ordre de grandeur vraisemblable de débit  $Q$  (à l'extrême, si le temps  $t$  était très petit, le débit calculé serait très grand, et sans signification physique) ;
- les autres paramètres sont les caractéristiques  $T$  et  $S$  de l'aquifère.

### Le rayon d'action en fonction du temps :

C'est une notion qui permet d'apprécier l'incidence géographique d'un pompage. Dans le cas théorique d'application de l'approximation de Jacob, cette incidence est un cercle. Analytiquement, on calcule le rayon d'action  $R_a$  avec la formule de Jacob pour laquelle on a imposé, pour un temps  $t$  donné, un rabattement nul, équations (39) et (40) :

$$0,183 \cdot \frac{Q}{T} \cdot \log \left( \frac{2,25 \cdot T \cdot t}{R_a^2 \cdot S} \right) = 0 \quad (39)$$

$$R_a = 1,5 \sqrt{\frac{T \cdot t}{S}} \quad (40)$$

Assorties de valeurs de rabattement à différentes distances, entre le puits de pompage et cette valeur  $R_a$ , on visualise ainsi la géométrie du cône de rabattement.

Des résultats sont représentés figure 31.

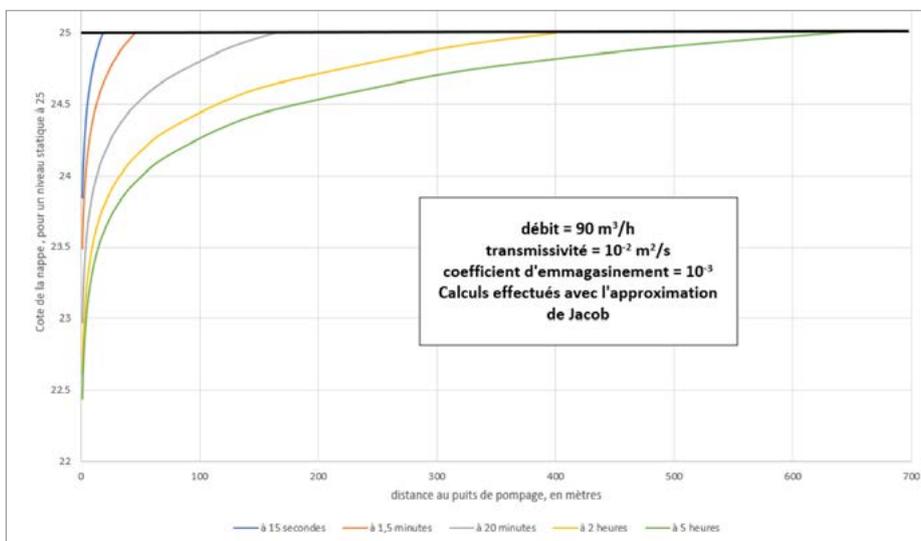


Figure 31. Exemple d'évolution théorique d'un cône de rabattement à cinq moments après le début d'un pompage selon l'approximation de Jacob

Pour un temps donné après le début du pompage, si l'on dispose de plusieurs piézomètres (figure 24 au §8.2.1.1), les rabattements mesurés peuvent être représentés sur un graphe en fonction de leur distance à l'axe du puits. Cette approche permet de déterminer :

- la transmissivité de l'aquifère ;
- le rayon d'action au temps  $t$  ;
- les pertes de charge de l'ouvrage en pompage.

La notion de rayon d'action n'est applicable que dans le cadre des conditions d'application de l'équation de Theis données en Annexe A. Compte tenu des caractéristiques du milieu souterrain et de l'incidence des plans d'eau en surface (au sens large : rivière, marais, mer, etc.), l'hypothèse d'un milieu infini est rarement applicable. Ces problèmes peuvent néanmoins se résoudre au moyen de la méthode des puits images. Pour ne citer que deux cas particuliers d'incidence : un front de réalimentation de nappe (rivière, mer) stoppera l'extension du cône de rabattement, et limitera ainsi le rayon d'action. Dans un milieu fracturé, cette notion de rayon d'action n'est pas applicable puisque les rabattements se développeront préférentiellement selon les fractures aquifères. Il paraît alors préférable de parler d'aire d'alimentation (cf. exemples figure 25 et figure 26 au § 8.2.1.1).

Le calcul d'un rayon d'action requiert donc une bonne connaissance de l'aquifère, de sa géométrie et de son environnement, proche ou éloigné, ainsi que de l'intensité des relations qui le lient avec les plans d'eau superficiels de tous types.

### 8.2.3. UTILISATION DES OUTILS NUMÉRIQUES

Certains projets présentant des géométries ou exigences particulières pourront nécessiter des modèles hydrogéologiques en 3D avec résolutions numériques sur un domaine maillé. Un grand nombre de projets peuvent toutefois être traités à l'aide de modèles 2D simples (avec des outils tels que *Plaxis*, *Flac*, *Seep*, *ZSoil*, etc.), d'abaques ou de formules analytiques convenablement choisis en fonction de la géométrie du problème, et en tenant compte de leur domaine d'application.

Les outils géotechniques cités ci-dessus permettent de coupler les calculs hydrodynamiques et mécaniques.

Concernant le recours à une modélisation numérique sur un domaine maillé, plusieurs outils hydrogéologiques existent actuellement sur le marché, parmi lesquels on peut citer les plus fréquemment utilisés que sont *Feflow* (DHI), *Modflow* (USGS) ou *Marthe* (BRGM), qui permettent de modéliser les écoulements à échelle régionale.

Ces outils permettent la prise en compte :

- d'un modèle géologique basé sur une ou plusieurs couches définies par des interfaces (toit et substratum) ;
- des propriétés hydrodynamiques de chaque couche (perméabilité, coefficient d'emmagasinement, porosité) ;
- d'une géométrie de fouille complexe ;
- ainsi que des conditions aux limites, de plusieurs types, qui se trouvent au-delà des limites du site : charge imposée, flux imposé, condition de débordement (pour représenter un cours d'eau par exemple), puits de pompage ou de réinjection, recharge, etc.

Ces conditions renseignées par l'utilisateur permettent de représenter des situations qui ne correspondent pas aux conditions d'utilisation des formules analytiques, parfois difficiles à vérifier mais qui peuvent générer de fortes variations sur le résultat si elles ne sont pas valides. Ces modèles offrent donc une meilleure adaptabilité à des configurations complexes, ou en dehors du domaine de validité des formules analytiques.

Dans le cadre de l'estimation d'un débit d'exhaure, des modèles simplifiés peuvent être construits, notamment pour des ouvrages ou des fouilles de dimensions limitées. Dans ce cas, des hypothèses simplificatrices (mais sécuritaires) peuvent être prises pour limiter la complexité du modèle et son temps de construction et d'exploitation.

Ces modèles numériques peuvent aussi servir de base à des tests de sensibilité. Une fois construit et calé sur la base de données de charges (cartes ou de chroniques piézométriques) et de flux (données météorologiques, résultats de pompages d'essai, jaugeages, etc.) s'inscrivant sur une durée suffisamment représentative, le modèle est exploité en simulations, en modifiant les paramètres l'un après l'autre, ou simultanément, pour apprécier leur influence sur le débit estimé. Cela est particulièrement utile pour des horizons dont la perméabilité est incertaine, ou pour tester différentes profondeurs d'ancrage de l'enceinte étanche.

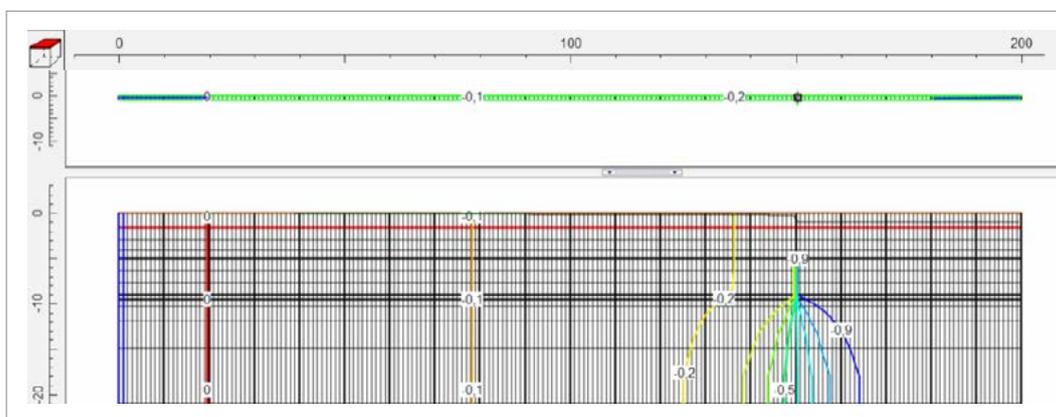


Figure 32. Exemple de calcul 2D simple avec ModFlow (sous ModelMuse 3.8) pour estimer le débit sous et à travers une enceinte (à la cote 150) pour 1 m de rabattement dans un multicouche / EDF

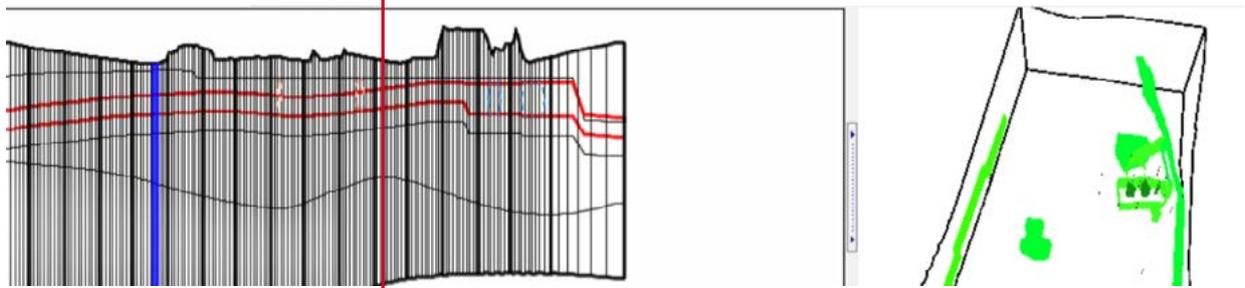
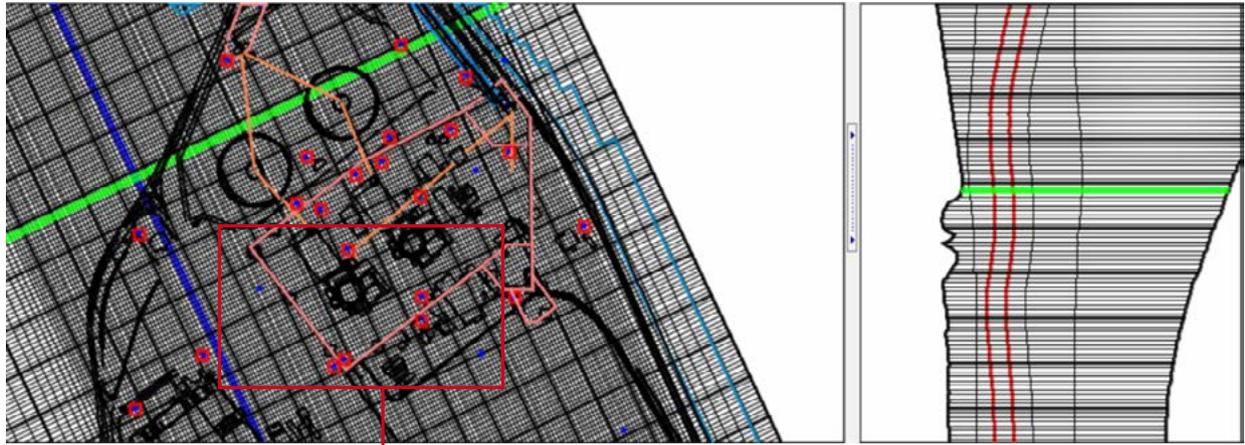


Figure 33. Exemple de calcul 3D complexe avec *ModFlow* (sous *ModelMuse 3.8*) pour estimer le rabattement lors d'un pompage simultané dans 2 puits à l'intérieur d'une enceinte : maillage (a) et résultat (b) / EDF

### 8.3. DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU DE POMPAGE

La démarche générale est la suivante :

1. Calcul du débit total
2. Rayon d'action d'un puits
3. Débit nominal d'un puits
4. Définition du nombre de puits

#### 8.3.1. ÉVALUATION DU DÉBIT TOTAL

Le débit total nécessaire à la mise hors d'eau est évalué à partir des formules indiquées au § 8.2 ou à l'aide de modèles numériques.

Pour l'emploi des formules analytiques, il est fréquent de ramener la fouille étudiée de forme quelconque à une fouille circulaire de rayon équivalent  $R_f$ . Les formules analytiques sont alors employées en remplaçant le rayon du puits par le rayon de la fouille équivalente.

Quelle que soit la méthode employée, analytique ou numérique, il est nécessaire de tenir compte des pertes de charge et des hauteurs de suintement dans les puits de rabattement qui ne sont en général pas intégrées aux formules ou aux modèles mais qui peuvent réduire significativement l'efficacité du dispositif de rabattement.

#### 8.3.2. RAYON D'ACTION D'UN PUIITS

Le rayon d'action d'un puits  $R_a$  doit être apprécié pour estimer l'espacement entre puits. Comme indiqué au § 8.2, celui-ci peut être estimé à l'aide des résultats d'un pompage d'essai en grand ou, en première approche, à l'aide des relations du § 8.2.1.

#### 8.3.3. DÉBIT NOMINAL D'UN PUIITS

Le débit nominal d'un puits sera estimé avec l'équation (41) [ref.53] :

$$Q_n = 2\pi \frac{r_p \cdot h_w \cdot \sqrt{K}}{15} \quad (\text{formule de Sichardt}) \quad (41)$$

$r_p$  désigne le rayon du puits et  $h_w$  la hauteur mouillée, c'est-à-dire la hauteur de crépine qui est alimentée par l'encaissant productif. Cette hauteur est difficile à estimer puisqu'il est difficile à ce stade d'anticiper la forme du cône de rabattement. En première approche, on peut partir sur 1/3 de la hauteur à rabattre.

La formule résulte de la valeur du gradient critique  $i_0$  défini empiriquement par Sichardt (42) :

$$i_0 = \frac{1}{15 \sqrt{K}} \quad (42)$$

et de la formule de la loi de Darcy ( $v = K \cdot i$ , cf. § 3).

### 8.3.4. NOMBRE DE PUIITS – INFLUENCES RÉCIPROQUES

Une fois le débit nominal estimé, on divise le débit total par ce débit nominal pour une estimation du nombre de puits. Ce nombre de puits est majoré pour anticiper l'influence des puits les uns sur les autres : il est en effet possible d'employer le principe de superposition (cf. annexe E) pour affiner l'estimation de la forme du cône de rabattement et tenir compte de l'influence des puits les uns sur les autres. Le principe est qu'en un point donné, le rabattement est la somme des rabattements induits par chacun des puits.

Le dimensionnement devra également tenir compte de l'implantation possible des puits (surface disponible, trémie, circulation de chantier, etc.).

#### 8.3.5. CAS PARTICULIERS

Certaines configurations peuvent conduire à des difficultés de rabattement. Ces situations sont rencontrées lorsque l'objectif de rabattement est proche du substratum d'un horizon aquifère. Dans ce cas, la hauteur des pompes mais aussi les pertes de charge dans le puits sont des facteurs limitant l'efficacité du pompage et d'autres solutions doivent être envisagées, comme l'utilisation de crépines à fort taux d'ouverture (à fil enroulé) ou de massifs filtrants spéciaux type bille de verre.

Par exemple, sur la figure 34, la hauteur mouillée  $h_w$  étant limitée et l'horizon inférieur peu perméable (marne non productive), les débits nominaux attendus seront très faibles. L'utilisation de pompes nécessite l'approfondissement (surforage) du puits dans l'horizon sous-jacent. Dans cette situation, il serait préférable d'envisager des pointes filtrantes (éventuellement deux lignes en escalier) pour atteindre l'objectif de rabattement dans la fouille.

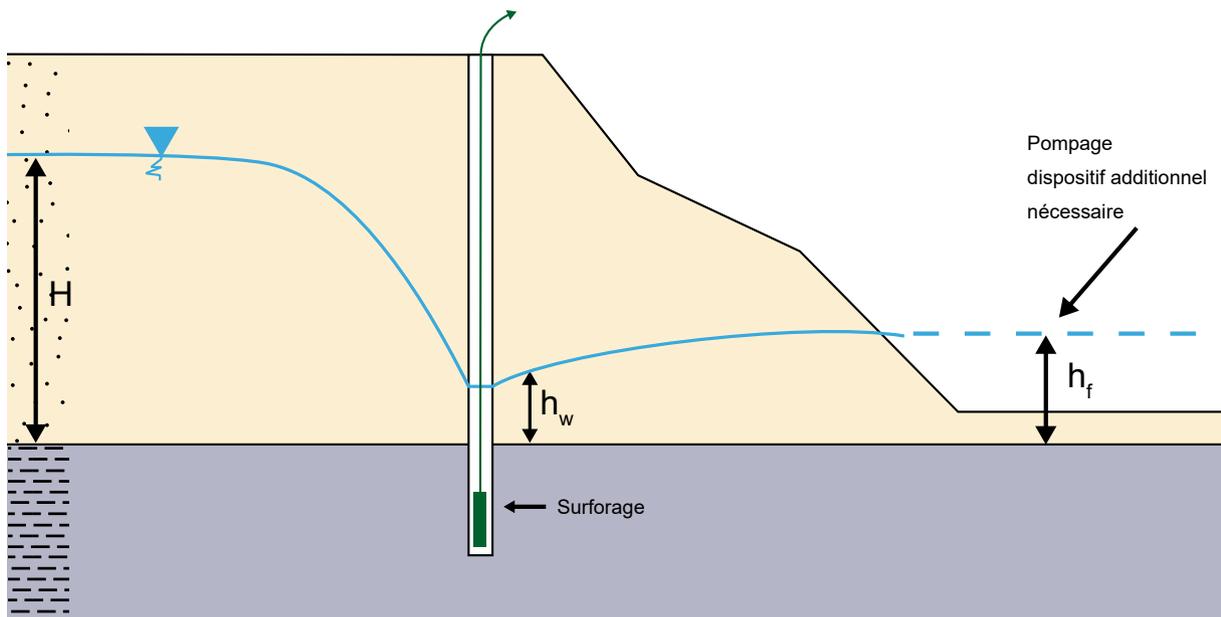


Figure 34 : Exemple de difficulté à rabattre liée à une hauteur mouillée trop faible



© DPG

## **9. MISE EN ŒUVRE – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES**

### **9.1. *OUVRAGES DE CAPTAGE***

### **9.2. *PIÉZOMÈTRES***

### **9.3. *RÉCEPTION DE L'ENSEMBLE DU DISPOSITIF***

## 9. MISE EN ŒUVRE – DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Ce chapitre présente les dispositions constructives relatives à la mise en œuvre du dispositif de pompage. Cette phase de travaux doit s'inscrire au bon moment dans le phasage de construction, en tenant compte des interactions entre les différents travaux et le rabattement.

À titre d'exemple, des travaux d'injection ou de micropieux ne peuvent être menés avec des écoulements importants (risque de délayer le coulis d'injection ou coulis de gaine) ; les travaux de terrassement seront facilités avec un rabattement de 50 cm sous le fond de fouille (meilleure portance du fond de fouille).

De même, dans le cas d'un pompage rendu nécessaire pour assurer la stabilité provisoire d'un ouvrage en cours de construction (vis-à-vis de sous-pressions par exemple), l'enclenchement puis l'arrêt du dispositif sont bien entendus liés aux conditions d'équilibre du système, en lien avec l'avancement des travaux (terrassements, construction de l'ouvrage, mise en œuvre d'ancrages, etc.).

### 9.1. OUVRAGES DE CAPTAGE

#### 9.1.1. PUIITS DE RABATTEMENT

##### 9.1.1.1. FORAGE D'UN PUIITS DE RABATTEMENT

De façon générale les puits et piézomètres sont exécutés, exploités et abandonnés conformément à la norme NF X 10 999 [ref.102]. On rappelle dans la suite du texte les principaux éléments déterminants.

##### Méthode de forage :

La méthode de forage choisie (rotary, marteau fond de trou, battage, havage – cf. NF X 10 999 [ref.102]) doit être impérativement adaptée au terrain et à la profondeur à atteindre ainsi qu'au contexte hydrogéologique dans le cas où il serait nécessaire d'isoler plusieurs aquifères.

Certaines méthodes sont associées à un fluide de forage et/ou tubage à l'avancement pour maintenir les parois du forage (photographie 17).

##### Fluides de forage :

On privilégiera au maximum le forage à l'eau ou à l'air qui ne modifient pas la perméabilité des sols. Dans le cas où l'emploi d'une boue de forage s'avérerait indispensable, il conviendra de contrôler régulièrement sa qualité et de prévoir son élimination ou sa destruction ultérieure afin de ne pas colmater l'ouvrage.

##### Dimensions des annulaires :

Le gravier filtre doit avoir une épaisseur de 3 pouces (75 mm) minimum dans les terrains non-cohérents ; le diamètre du forage doit donc être supérieur au diamètre extérieur du tube crépiné : 200 mm (par exemple) + 2 x 75 mm (épaisseur de gravier) = 350 mm (photographie 18).

##### Carnet de forage :

Les éléments notés par l'équipe de forage doivent retracer l'ensemble des travaux en particulier lors des phases critiques (équipement, etc.). Ils doivent notamment permettre d'établir une coupe de chaque ouvrage et être complétés par des prélèvements d'échantillons.



Photographie 17. Forage avec tubage à l'avancement



Photographie 18. Vue en coupe d'un puits de pompage terrassé (espace annulaire, crépine) / Cotrasol



Photographie 19. Machine de forage pour un puits de rabattement en gros diamètre



Photographie 20. Atelier de forage : foreuse, tube crépiné et gravier filtre / Cédric Helsly

### 9.1.1.2. ÉQUIPEMENT DES PUITS

#### Principe :

Les crépines et le massif filtrant des puits doivent permettre de solliciter le plus grand volume de terrain possible tout en empêchant l'entraînement de particules (voire le développement de l'érosion interne) lors du pompage.

En milieu granulaire (alluvions, sables) la granulométrie du terrain détermine le choix de la granulométrie du massif filtrant et de l'ouverture des crépines. Les critères de filtre de Terzaghi sont les plus mentionnés dans la littérature (norme NF X 10 999 [ref.102]), ils s'appliquent de part et d'autre du massif filtrant :

- le massif filtrant « retient » le squelette du terrain ;
- la crépine « retient » le massif filtrant.

En pratique, on admet que la crépine laisse passer la fraction la plus faible du massif filtrant (de 5 à 10% en masse) lors du développement d'un puits si celui-ci n'est pas un média industriel (billes de verre, cf. photographie 21a et b).

L'équipement des puits en milieu rocheux est variable, le massif filtrant n'y a généralement qu'un rôle de stabilisation du terrain et non un rôle de filtre de particules. Si les parois sont stables, le puits peut être équipé sans massif filtrant voire même en trou nu (exemple : karst). Il convient toutefois de faire attention aux formations aquifères granulaires proches qui peuvent être à l'origine d'arrivées de particules fines au travers de la fracturation de l'aquifère rocheux.

#### Choix des crépines et du massif filtrant (milieu granulaire) :

Le dimensionnement de la granulométrie du massif filtrant se fait à partir de celle du terrain, il nécessite donc de disposer d'échantillons de la formation aquifère sur lesquels effectuer une analyse granulométrique.

Des recommandations génériques peuvent néanmoins être formulées :

- le matériau doit être homogène, propre, bien lavé et rond (le gravier concassé ne convient pas) ;
- le coefficient d'uniformité ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ) conseillé est entre 2,0 et 2,5 ;
- le matériau doit être inerte (exemple : siliceux, en tout cas pas calcaire) ;
- épaisseur du massif supérieur à 3 pouces et inférieur à 8 pouces (soit supérieur à 75 mm et inférieur à 200 mm) dans les terrains granulaires.

Le choix de la granulométrie peut se faire avec des formules empiriques :

- le critère de Terzaghi qui est décrit sous une forme pouvant quelque peu varier selon la référence :

$$2 \text{ à } 5 d_{15} < D_{15} < 5d_{85} \quad \text{NAVFAC [ref.80]} \quad (43)$$

$$4d_{15} < D_{15} < 4d_{85} \quad \text{CIRIA [ref.65]} \quad (44)$$

où le  $d_{15}$  et  $d_{85}$  sont relatifs au sol encaissant et le  $D_{15}$  est celui du gravier filtre ;

- la méthode décrite dans Mabilot (1980) [ref.56], qui propose de partir du  $d_{30}$  du sol et de le multiplier par 4 (matériau uniforme) à 6 (matériau très uniforme) pour obtenir le  $D_{30}$  du gravier filtre, ensuite on applique le critère sur le coefficient d'uniformité conseillé entre 2 et 2,5 ;
- une approche empirique comme le tableau 3.

Nature des terrains	Exemple formation	Slot crépine	Granulométrie du massif filtrant
Sables très fin	Sables de Fontainebleau	0,3 mm	0,4/0,8 mm
Sables fin	Sables de l'Yprésien	0,7 mm	0,8/1,8 mm
Sables grossier	Alluvions anciennes	1 mm	1,25/2,5 - 2/5 mm
Marno-calcaire	Calcaire Lutétien	1,5 mm	3/6 mm
Craie	Craie	2 à 3 mm	4/8 mm ou plus

Tableau 3. Exemple de tableau empirique pour dimensionner le massif filtrant en fonction de la formation captée

En général, l'ouverture de la crépine est prise légèrement inférieure ou égale au  $D_{10}$  du gravier filtre (Figure 35).

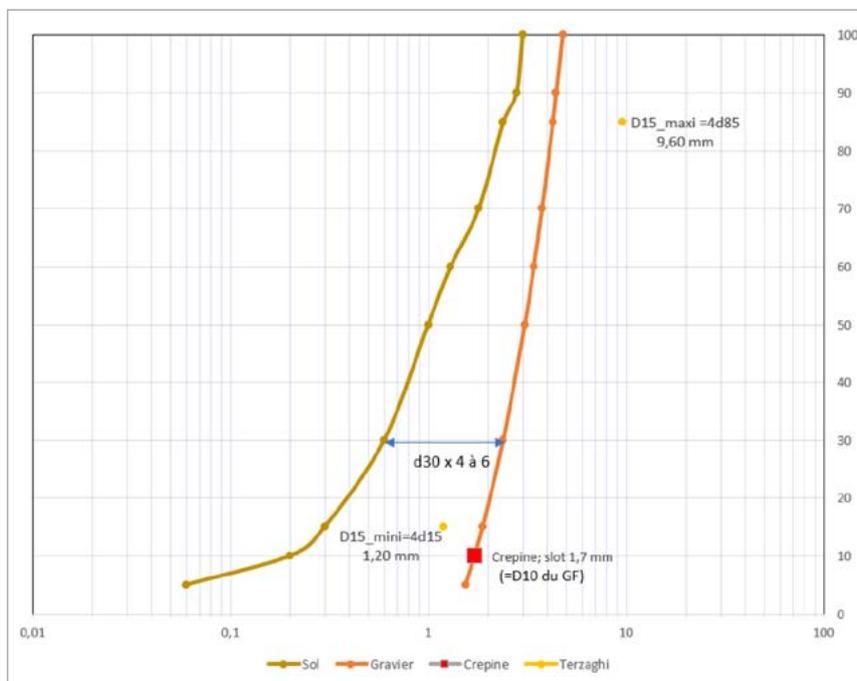


Figure 35. Dimensionnement du massif filtrant à partir de la granulométrie de l'encaissant

### Mise en place du gravier filtre :

- usuellement : gravitaire, sous circulation d'eau inverse ;
- contrôle des volumes mis en œuvre ;
- mise en eau claire (air-lift, etc.).



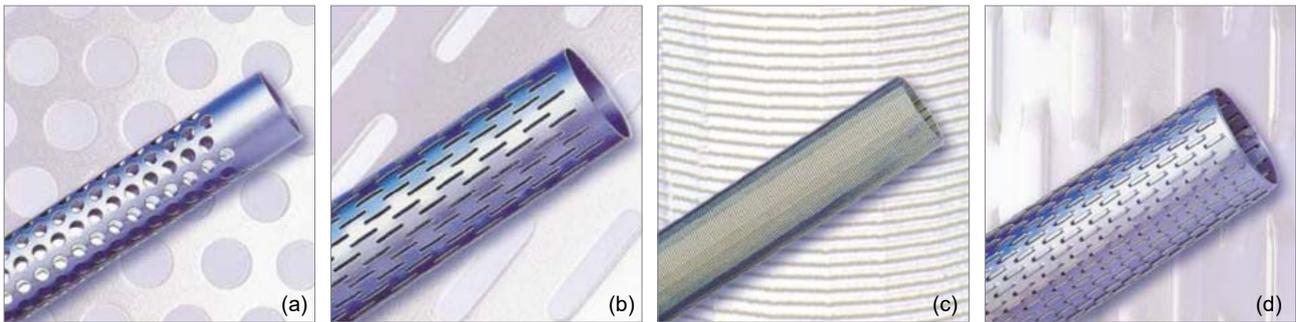
Photographie 21. Billes de verre (a) et une fois mises en place (b), comparé à un gravier filtre (c) et (d) / Cotrasol

### Type de crépine :

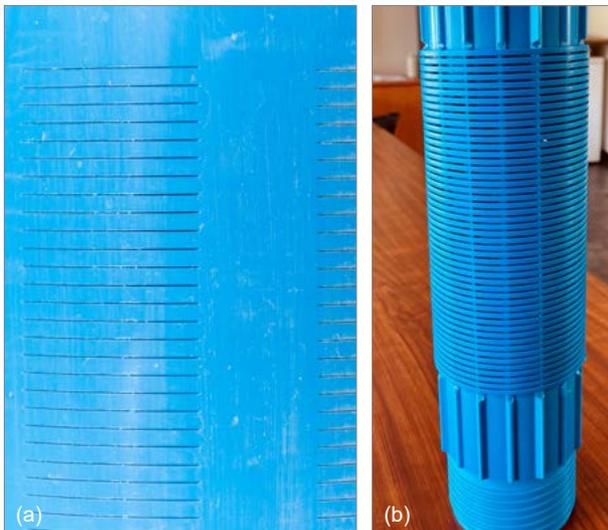
Différents types de crépines existent sur le marché – liste non exhaustive :

- crépines à trous ronds ;
- crépines à trous oblongs, avec des fentes rectangulaires verticales de largeur au moins égale à l'épaisseur de la tôle ;

- crépines à nervures repoussées ;
- crépines à fente continue (type Johnson) ou à fil enroulé : l'ouverture est horizontale continue sur toute la longueur de la crépine, obtenue par l'enroulement en hélice d'un fil enveloppe soudé sur des génératrices métalliques verticales ;
- crépines PVC à fentes perpendiculaires à l'axe du tube.



Photographie 22. Crépines métalliques à trous ronds (a), à trous oblongs (b), à fil enroulé (c) et à nervures repoussées (d)



Photographie 23. Crépines PVC à fentes (a) et à fil enroulé (b)

### Définition du pourcentage d'ouverture :

Il est conseillé dans Mabillot (1980) [ref.56] que la vitesse de l'eau à l'entrée de la crépine reste inférieure à 3 cm/s.

Partant d'un débit fixé et d'une hauteur de crépine donnée, on cherche donc  $c_{ouv}$  le coefficient d'ouverture tel que (45) soit vérifiée :

$$Q = \pi \cdot d_{ext} \cdot c_{ouv} \cdot 0,03 \cdot 3600 \quad (45)$$

$$c_{ouv} = Q / (340 d_{ext}) \quad (46)$$

avec  $Q$  en  $m^3/h/m$  (débit pour 1 m de crépine), et  $d_{ext}$  diamètre extérieur du tube en m et  $c_{ouv}$  en %.

Par exemple, un fournisseur propose un tube de  $d_{ext} = 0,2$  m de diamètre avec  $c_{ouv} = 5\%$  d'ouverture (et une ouverture de crépine de 0,5 mm, définie à partir de la granulométrie du gravier filtre). La vitesse maximale est fixée à  $v_{max} = 3$  cm/s, le débit possible devient donc (47) :

$$Q = v \cdot S = v_{max} \cdot \pi \cdot d_{ext} \cdot c_{ouv} = 0,03 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \cdot 0,05 = 9,4 \cdot 10^{-4} m^3/s/m \quad (47)$$

soit  $Q = 3,4$   $m^3/h/m$

Les fentes devront en règle générale retenir au moins 90% du massif filtrant choisi, tenant compte des tolérances ou gammes d'erreurs de dimensions avancées sur l'ouverture des fentes des crépines, et sur le faisceau granulométrique du produit filtrant commercial.

### Cimentation :

Lorsque cela est nécessaire (code de l'environnement, problématique de pollution, puits de décharge, etc.), on réalisera une cimentation conformément aux prescriptions de la norme NF X 10 999 [ref.102].

Typiquement, la réalisation d'une cimentation comprend :

- un bouchon d'argile au sommet du massif filtrant (mise en place gravitaire) ;
- la cimentation proprement dite, à la canne ;
- la vérification des volumes injectés (par rapport aux volumes théoriques).

### 9.1.1.3. NETTOYAGE

#### Objectif : mise en eau claire du puits

Le nettoyage consiste à débarrasser l'équipement et le sol environnant des résidus de fluide de forage (boue, polymère, etc.) qui a été employé pour maintenir la stabilité des parois du puits nu en cours de forage.

#### Moyens :

- pompage ;
- air-lift (cf. § 9.1.1.4) ;
- jetting ;
- traitement chimique ;

### 9.1.1.4. DÉVELOPPEMENT

#### Objectif : optimiser la productivité du puits

Le développement des puits revient à provoquer le départ des particules les plus fines de l'aquifère de façon contrôlée et limitée à une faible distance du puits (0,5 m) afin d'agrandir son rayon efficace et donc sa productivité.

Le développement doit commencer par des cycles de pompage de façon à quantifier un débit, associé à un rabattement. Le débit et le rabattement doivent être contrôlés à chaque phase de développement.

Il est fréquemment nécessaire d'employer d'autres méthodes de développement spécifiques à la lithologie de la zone productive (exemple : développement chimique), que ce soit pour décolmater le terrain endommagé par l'outil de forage ou augmenter localement la perméabilité naturelle du terrain :

- air-lift (simple ou double colonne) : un tuyau est introduit dans la colonne captante du forage. On injecte de l'air comprimé qui forme une émulsion entre l'air et l'eau et remonte les cuttings du forage ;
- pompage alterné : la figure 36 illustre ce que sont les ponts de sables et comment un pompage alterné peut permettre de les disloquer. Arrêter subitement le pompage fait que l'ensemble de la colonne d'eau tombe dans le puits et inverse le sens du courant ;
- autres techniques existantes : pistonnage, brossage, développement chimique, technique d'onde de choc, jetting – cf. Lauga (1990) [Ref.54], Mabillot (1980) [ref.56] ou encore la norme NF X 10 999 [ref.102].

Le développement est terminé lorsque l'on obtient de l'eau claire. On peut aussi apprécier la qualité du développement en comparant les courbes de rabattement en fonction du débit (figure 37) ou par essais d'absorption successifs (figure 38) avant et après l'opération de développement.



Photographie 24. Nettoyage d'un puits de pompage par air-lift simple colonne

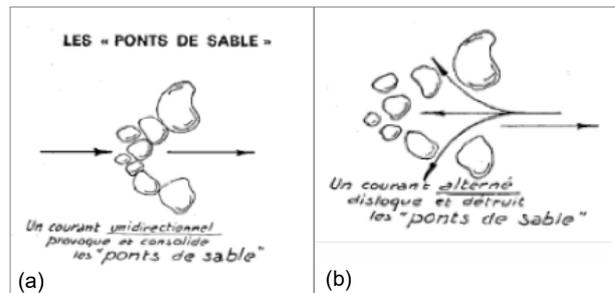


Figure 36. Dislocation des ponts de sable par pompage alterné - d'après Mabillot (1980) [ref.56]



Photographie 25. Outil de jetting pour le développement des puits

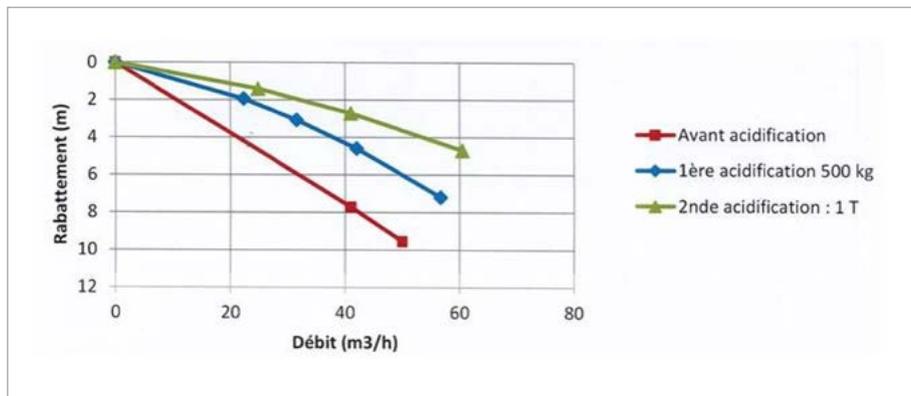


Figure 37. Exemple de contrôle du développement en pompage par paliers

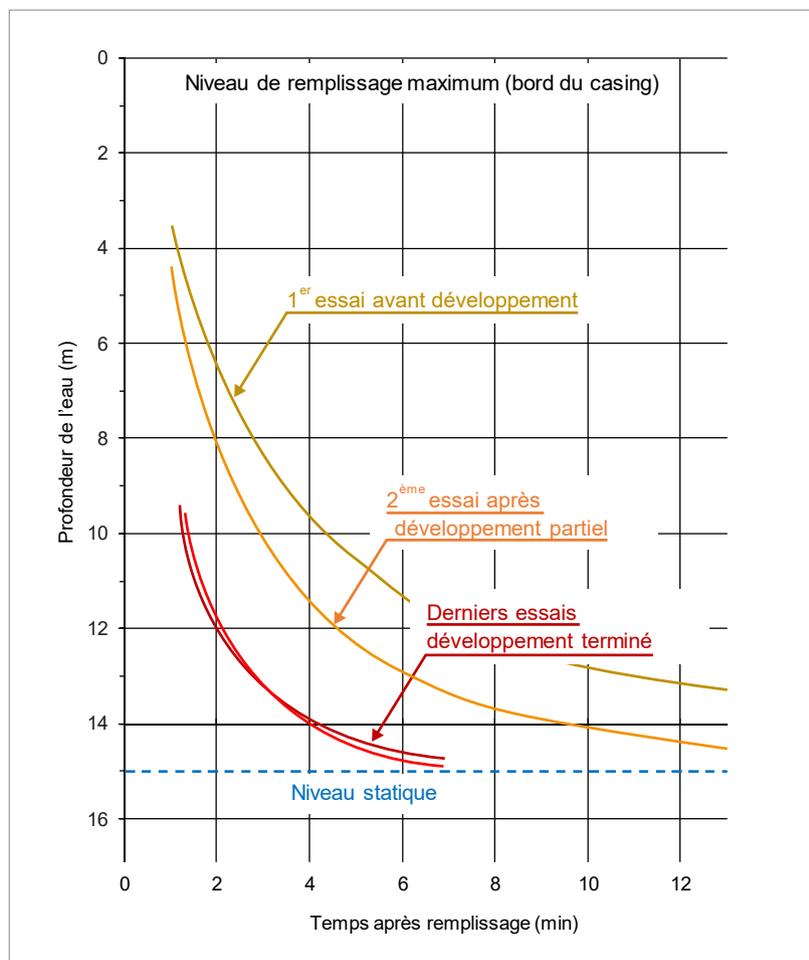


Figure 38. Exemple d'essais d'absorption à différentes phases du développement - d'après Mabilot (1980) [ref.56] : lorsque les courbes se superposent, le développement est terminé

### 9.1.1.5. RÉCEPTION DES PUIITS

Il convient de vérifier le bon développement des puits ; des essais de réception sont à prévoir. Le protocole est le suivant :

- débits spécifiques pour 3 paliers croissants d'une heure chacun ;
- observation d'au moins une remontée jusqu'à équilibre du niveau piézométrique.

La réception de chaque puits doit faire l'objet d'un procès-verbal comprenant obligatoirement un récapitulatif du puits : lithologie, coupe technique, paliers effectués (débits, rabattement), débit maximal admissible et dans des cas précis des diagraphies ou inspections vidéo.

Il convient notamment de se préoccuper de l'importance des pertes de charges du puits, que l'on peut caractériser à

l'aide de la formule (48) proposée dans Jacob (1947) [ref.49] (voir figure 39) :

$$s_p = BQ + CQ^n \quad (48)$$

avec :

- $s_p$  : rabattement dans le puits ;
- B : coefficient de pertes de charge linéaires (écoulement laminaire) ;
- C : coefficient de pertes de charge non-linéaires (écoulement turbulent) – le plus souvent prises comme quadratiques ( $n = 2$ ) ;
- Q : débit.

On pourra se reporter au chapitre 9 de Chapuis (1999) [ref.25] pour plus de détails.

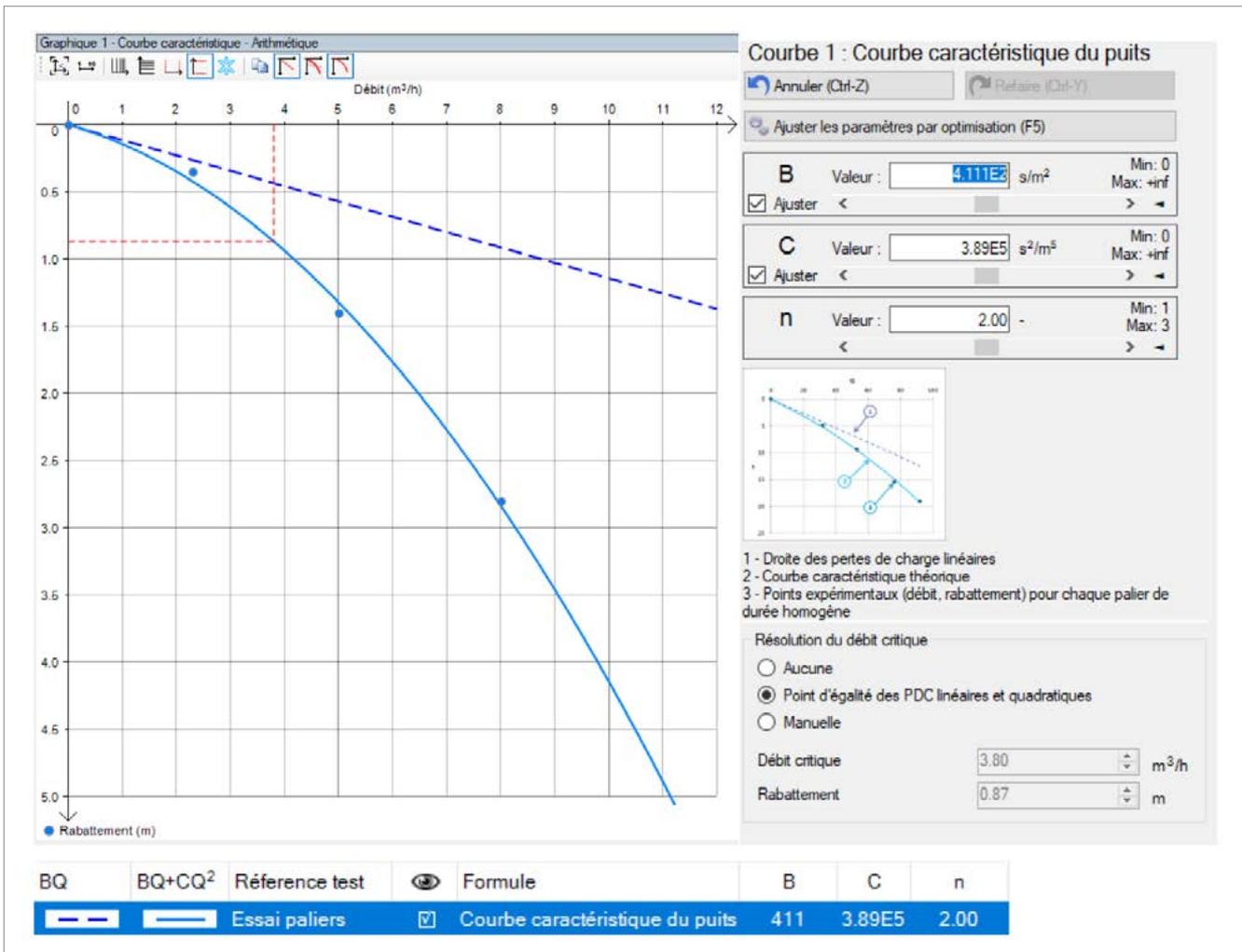


Figure 39. Exemple de courbe caractéristique d'un puits (interprétation OUAIP)

### 9.1.1.6. MISE EN ŒUVRE DU DISPOSITIF DE RABATEMENT

#### Choix de la pompe et collecte des eaux d'exhaure :

Le choix de la pompe est fonction du débit attendu, du nombre de puits et de la hauteur manométrique de refoulement.

On veillera à ce que le diamètre de la pompe soit inférieur de 2 pouces (50 mm) au diamètre de la colonne de captage.

Le choix des pompes se fait à l'aide des courbes de débit/pression fournies par les constructeurs en fonction :

- du diamètre du tubage ;
- de la hauteur manométrique totale de fonctionnement : profondeur du niveau dynamique rabattu au débit de fonctionnement souhaité, pertes de charge dans l'installation à la sortie du puits, etc. ;
- du débit souhaité.

La figure 40 présente un extrait de catalogue constructeur.



Photographie 26.  
Pompes centrifuge (a) et multicellulaire (b)

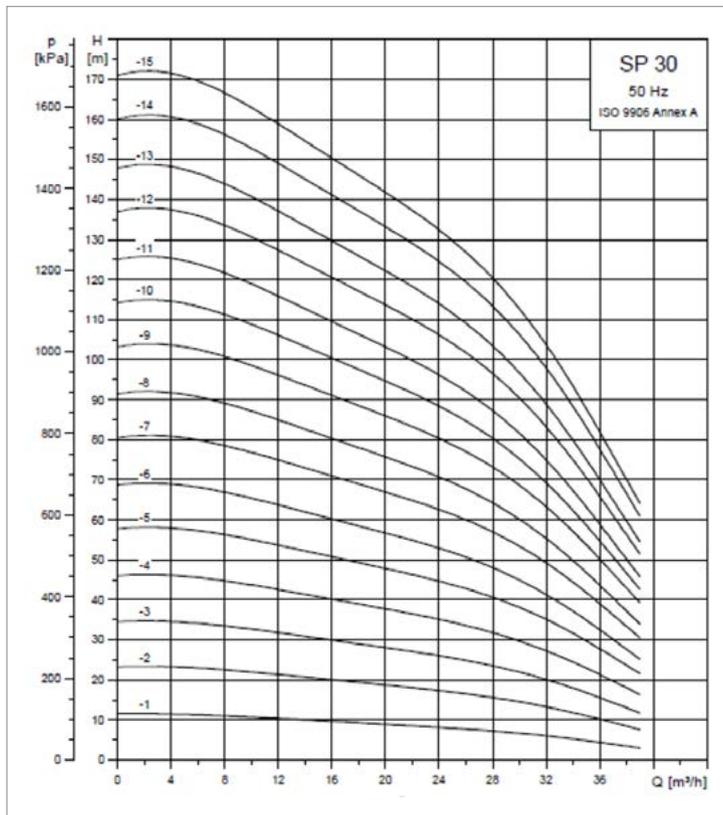


Figure 40.

Exemple de courbe de performance pour une famille de pompes

Les moteurs des pompes fonctionnant en permanence doivent être bien refroidis afin d'éviter leur détérioration prématurée.

Si la vitesse de circulation d'eau dans le puits est inférieure à 0,15 m/s (valeur usuellement retenue), on peut équiper la pompe d'une jupe (ou chemise) de pompage qui force l'eau à s'écouler le long du moteur électrique avant d'arriver à la crépine d'aspiration de la pompe ; la chaleur émise par le moteur est donc transmise à l'eau qui est en permanence renouvelée (figure 41).

On peut également dans les forages de faible diamètre (moins de 7 pouces – 180 mm) installer directement une pompe d'un diamètre inférieur d'un pouce (25 mm) à celui du tubage ; le tubage produit ici le même effet que la jupe de refroidissement en forçant l'eau à s'écouler le long du moteur.

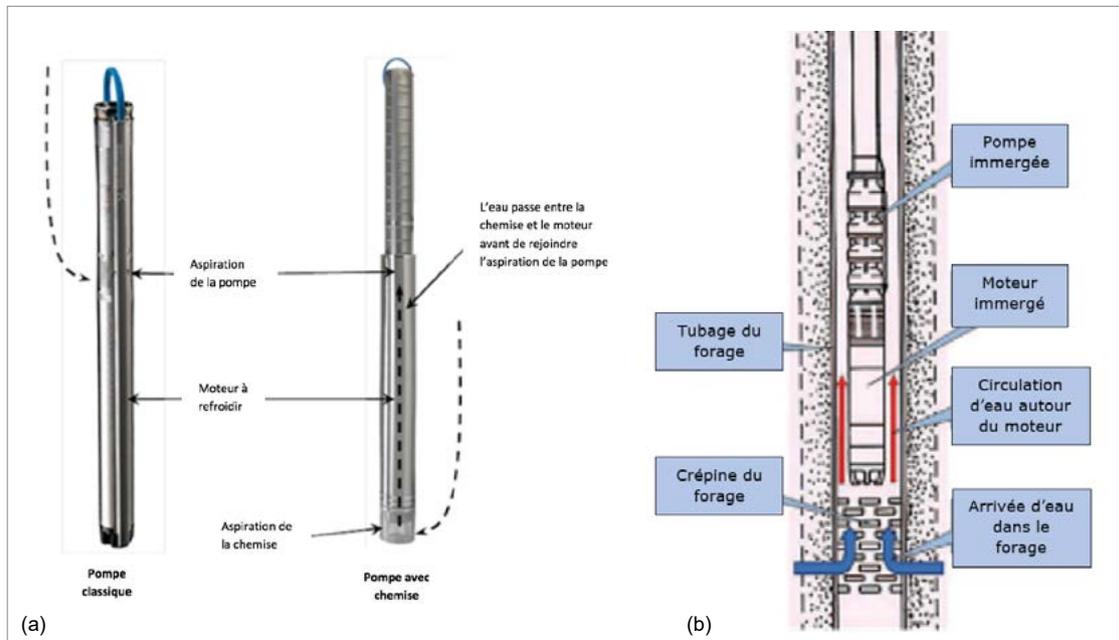


Figure 41. Installation d'une chemise de refroidissement (a) et fonctionnement (b) (d'après Grundfos)



Photographie 27. Tête de puits de rabattement en configuration opérationnelle

#### Équipements associés :

La colonne d'exhaure peut être réalisée à l'aide d'un matériau souple ou rigide, et peut avoir une fonction de support de la pompe le cas échéant.

Les têtes de puits doivent être fermées pour empêcher l'intrusion des eaux de surface en profondeur ou la malveillance.

#### Équipement électrique et instrumentation :

- câble d'alimentation : le câble doit être submersible (type AD8) ;
- la pompe est souvent associée à deux sondes : la première permet l'arrêt automatique de la pompe lorsque le niveau descend sous son niveau d'installation, la deuxième permet le redémarrage automatique quand le niveau remonte ;
- on pourra introduire dans le puits un petit tube (20 à 25 mm) pour réaliser des mesures piézométriques sans prendre le risque de coincer la sonde.

En surface il est utile pour bien maîtriser les mesures de débit, de mettre en œuvre l'installation suivante (figure 42) :

- système de vanne en T en sortie de puits pour pouvoir réaliser des mesures de débits et des prélèvements ;

- un débitmètre par puits dans l'idéal et en fonction du contexte ;
- débitmètre global en amont du bac avec compteur volumétrique ;
- bac de décantation à lames dimensionné par l'installateur en fonction du débit escompté.

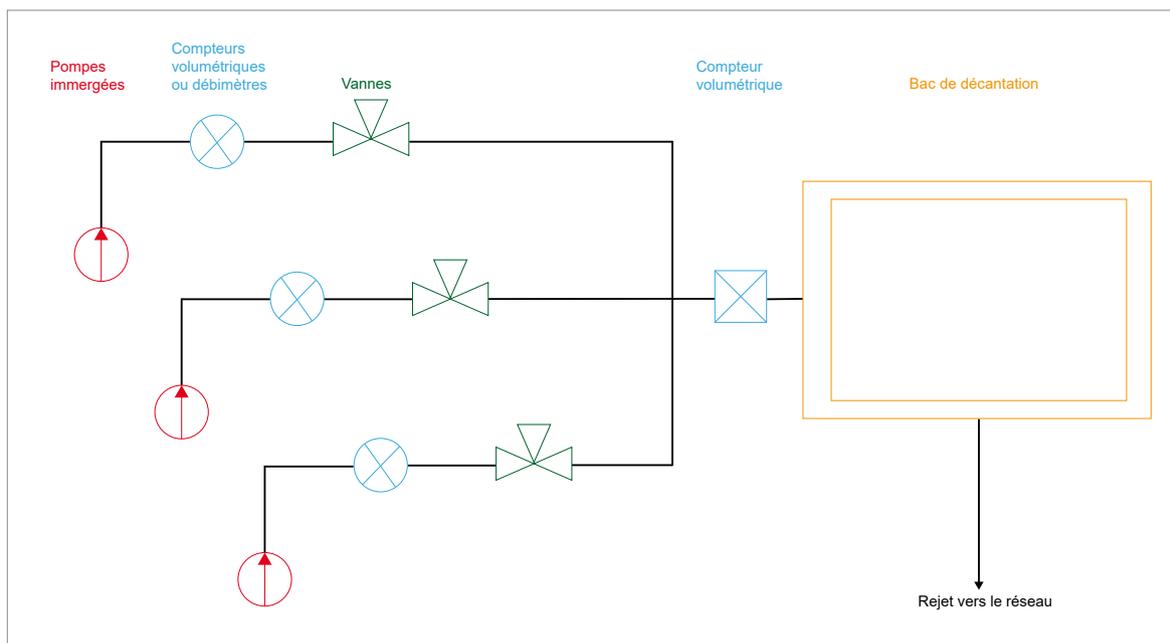


Figure 42. Schéma d'installation d'un dispositif de pompage



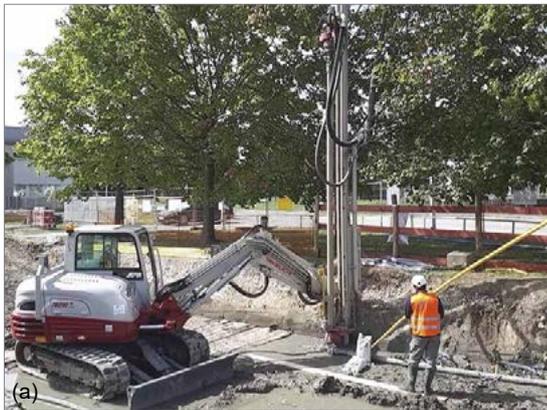
Photographie 28. Installation de chantier d'exhaure avec bacs et canalisations / A. Parrot

## 9.1.2. POINTES FILTRANTES

### 9.1.2.1. DESCRIPTION GÉNÉRALE, PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les pointes filtrantes et les éjecteurs sont des dispositifs de petit diamètre (60 à 80 mm) qui comportent une colonne d'exhaure pleine et une partie crépinée. Ils sont généralement utilisés dans des terrains meubles qui permettent une mise en place rapide (exemple : lançage) et un espacement réduit (quelques mètres, voire moins d'un mètre pour des applications spécifiques).

Les deux types de matériels comprennent une zone crépinée avec un sabot de lançage, ainsi qu'éventuellement un dispositif d'aide au battage.



Photographie 29.

Mises en œuvre de pointes filtrantes / Cotrasol



Photographie 30. Installation de pointes filtrantes pour un chantier de paroi moulée / Cédric Helsly

### Pointes filtrantes :

Les pointes filtrantes sont utilisées dans les travaux de mise hors d'eau de tous types d'excavations (talutage, paroi étanche, soutènement non étanche) lorsque le rabattement doit être effectué dans des terrains moyennement à peu perméables ( $10^{-4}$  à  $10^{-6}$  m/s). Un rabattement par niveau de pointes filtrantes est généralement limité à une hauteur de 4 à 5 m.

Le groupe de pompage sous vide doit permettre l'amorçage puis le maintien de l'aspiration pendant toute la durée du pompage, sur la hauteur souhaitée :

- le système (pompe à vide ou pompe à piston par exemple) crée dans le collecteur une dépression qui se propage aux pointes filtrantes qui y sont reliées par des flexibles ; cette dépression se propage à la partie crépinée ce qui « aspire » l'eau dans chaque colonne puis vers le collecteur et enfin dans le bac de décantation ;
- une fois le système amorcé, il extrait l'eau en direction du point de rejet.

La longueur des pointes est de maximum 7 à 8 m dans le sol, et le principe d'aspiration depuis le haut du tubage (en surface) limite leur efficacité à environ 5 à 6 m (profondeur au-delà de laquelle la colonne d'eau se rompt) par rapport à la position de la pompe qui crée le vide ; la collecte d'eaux chargées peut également limiter la profondeur de fonctionnement, les particules étant susceptibles d'engendrer de la cavitation.

Le temps d'atteinte d'un niveau stabilisé dépend des caractéristiques hydrodynamiques du sol, et peut être relativement long. Il convient de limiter au maximum :

- les entrées d'air parasites et notamment de s'assurer que la crépine d'aspiration est toujours en eau lors du rabattement, ce qui peut amener à réduire la hauteur captante des pointes filtrantes lorsque le niveau de la nappe rabattue sera proche du substratum (faible hauteur saturée) ; à cette fin, il peut être nécessaire de réaliser un bouchon d'argile en tête de pointe filtrante dans l'espace annulaire,
- la différence de niveau entre la pompe d'aspiration et la colonne captante des pointes afin d'augmenter la plage de fonctionnement du dispositif ; le cas échéant la pompe et les conduites de collecte peuvent être installées dans des excavations locales.

Il faut surveiller l'entraînement de fines lors du pompage (observation au niveau du bac de décantation, ou par des mesures au cône d'Imhoff). Suivant les terrains, un soin attentif doit être apporté à la réalisation du massif filtrant (difficulté si les pointes filtrantes sont inclinées).



Photographie 31. Pointes filtrantes PVC



Photographie 32. Pointes filtrantes en acier galvanisé : tubes et pointes filtrantes (a) et pointes avec protection et dispositif de lancement (b)

### Éjecteurs :

Les éjecteurs n'ont pas de limite de profondeur de fonctionnement comme c'est le cas pour les pointes filtrantes mais les contraintes économiques et techniques de leur mise en place ainsi que le faible débit de pompage réservent généralement leur utilisation à des sols peu perméables ( $10^{-6}$  à  $10^{-7}$  m/s) où les débits d'exhaure resteront faibles (limons, argiles, etc.).

Pour plus de détails sur les éjecteurs, on pourra se reporter à l'Annexe D.

#### 9.1.2.2. PRINCIPES DU DISPOSITIF DE RABATTEMENT

Les méthodes classiques de dimensionnement des ouvrages de captages (voir § 8) s'appliquent aux pointes filtrantes :

- ouverture des crépines et le cas échéant granulométrie du massif filtrant ;
- estimation des débits et des rabattements, espacement des ouvrages.

Dans le cas d'un terrassement par talutage, plusieurs lignes (ou anneaux) de pointes filtrantes peuvent fonctionner en étage comme l'illustre la figure 44 ; en ce cas la ligne interne de pointes filtrantes est installée une fois que le rabattement induit par la première permet le terrassement de la risberme intermédiaire. Les deux lignes fonctionnent ensuite simultanément.

L'espacement des pointes dépend des caractéristiques du sol ainsi que de la hauteur de rabattement souhaitée. Certains fabricants de matériel proposent des grilles simplifiées de dimensionnement des dispositifs de rabattement de nappe par pointes filtrantes.

L'espacement habituel des pointes est de l'ordre de 1 à 2 m, à adapter en fonction de la perméabilité du sol et du taux d'ouverture de crépine.

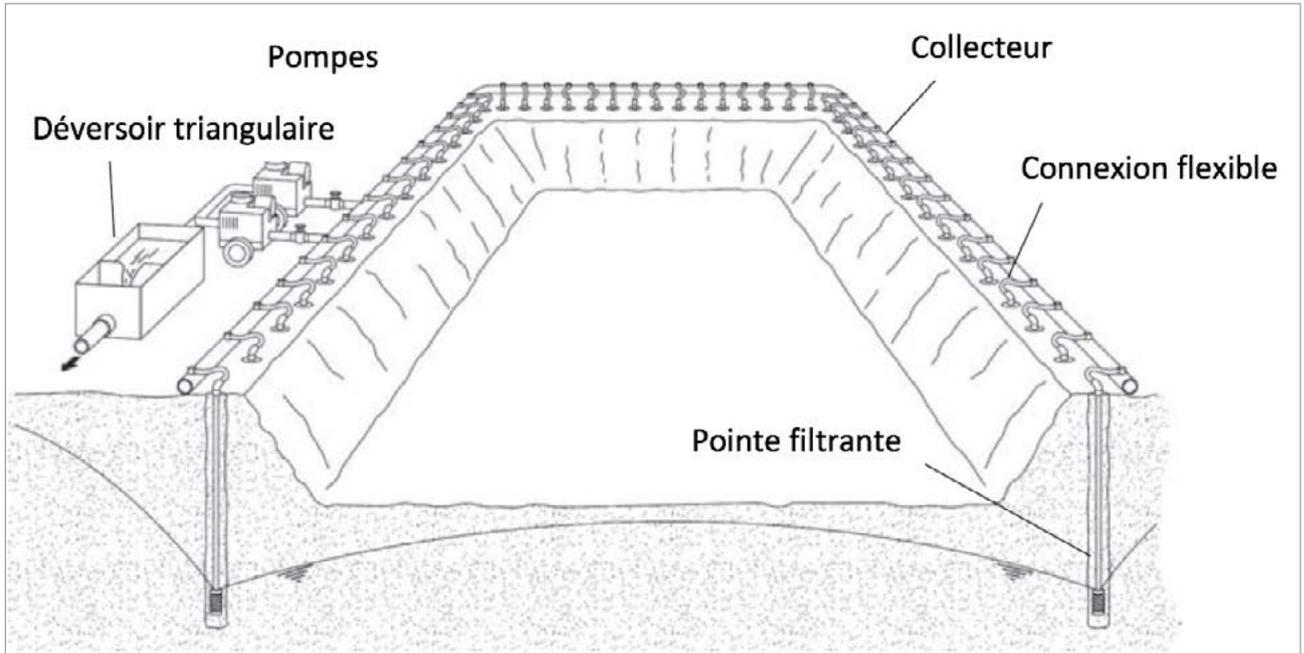


Figure 43 : Disposition des pointes filtrantes autour d'une excavation (d'après CIRIA [ref.65])

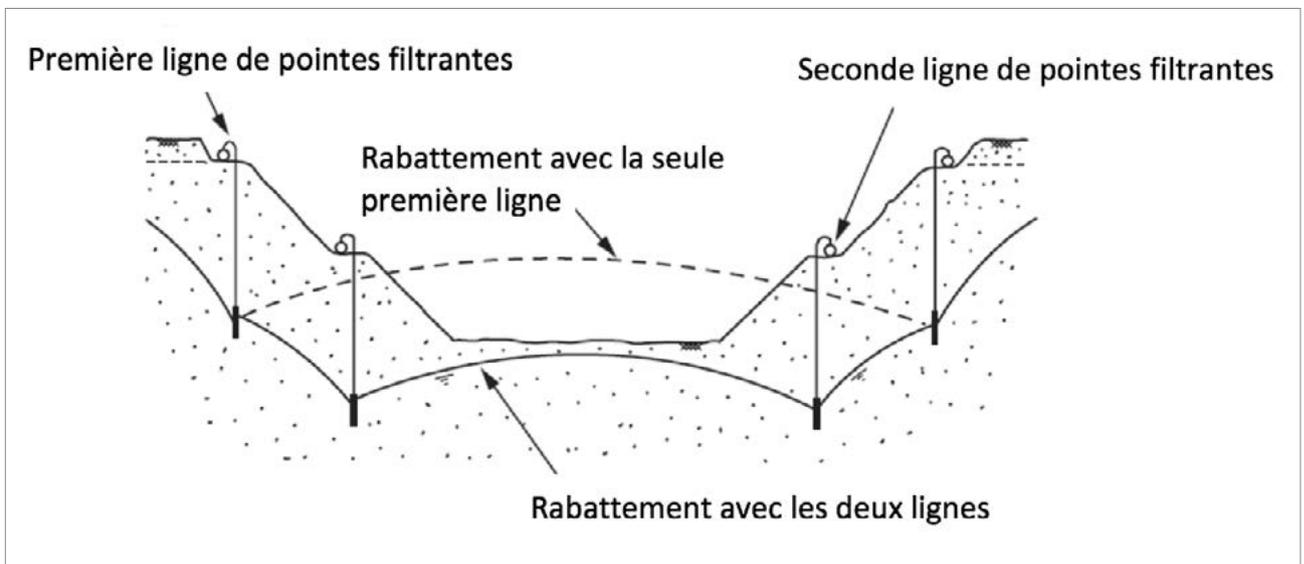


Figure 44. Installation de 2 lignes de pointes filtrantes successives



Photographie 33. Points filtrantes sur un rang pour un chantier de rabattement / A. Parrot

Type de terrain	Sable limoneux	Sable fin	Sable moyen	Sable grossier	Grave fine
D <sub>10</sub> typique (mm)	0,02	0,05	0,08	0,15	0,20
Perméabilité typique (m/s)	1.10 <sup>-6</sup>	1.10 <sup>-5</sup>	1.10 <sup>-5</sup>	1.10 <sup>-4</sup>	1.10 <sup>-4</sup>
Débit par pointe (m <sup>3</sup> /h)	0,2 - 0,4	0,4 - 0,8	0,8 - 1,0	1,0 - 1,5	1,0 - 2,0
Débit (m <sup>3</sup> /h) pour 100 m de dispositif	5 - 50	40 - 80	60 - 100	80 - 120	80 - 150
Rayon d'influence (m) pour un rabattement de 5 m	30 - 50	50 - 80	80 - 150	150 - 300	-

Tableau 4. Exemple d'extrait de catalogue constructeur - Caractéristiques d'un dispositif de pointes filtrantes selon la nature des sols (adapté d'après SLD pumps)

### 9.1.3. TRANCHÉES DRAINANTES ET PUISARDS

#### 9.1.3.1. DESCRIPTION GÉNÉRALE, PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Ce dispositif est employé principalement pour des rabattements de faible hauteur (inférieurs à 1 m) ou pour permettre l'atteinte d'un objectif de rabattement en complément d'une première technique. Cette technique peut aussi bien être utilisée dans des matériaux meubles ou de la roche. Les tranchées sont réalisées en matériaux drainants, plus perméables que l'encaissant, de sorte qu'elles collectent les eaux dès lors que les tranchées descendent sous le niveau de la nappe. Les matériaux drainants doivent être d'une granulométrie adaptée pour se comporter comme le massif filtrant d'un puits vis-à-vis du terrain (cf. § 9.1.1.2). Ces tranchées peuvent être équipées d'un drain pour faciliter les écoulements et permettre le nettoyage.

Les eaux drainées sont ensuite acheminées vers des points bas où des puisards permettent de les collecter, les pomper et les extraire.

L'utilisation de trancheuses permet de réaliser des tranchées de plusieurs mètres de haut (jusqu'à 6 m) dans les terrains qui s'y prêtent (photographie 34).



Photographie 34. Trancheuse permettant de creuser sur plusieurs mètres, et de poser le drain et le gravier à l'avancement / E. Garroustet

### 9.1.3.2. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Le nombre et l'espacement des tranchées dépend de la perméabilité de l'encaissant et de l'objectif de rabattement.

Leur profondeur doit être ajustée aux objectifs de rabattement et aux contraintes du chantier. En pratique, il est souvent difficile d'envisager des tranchées de plus de 1 à 2 m sous le fond de fouille, pour des raisons de stabilité. Mais une étude spécifique peut permettre d'optimiser le dispositif en tenant compte des caractéristiques des sols.

## 9.2. PIÉZOMÈTRES

**Objectif : contrôler le rabattement de la nappe pendant la durée des travaux.**

On réalisera des piézomètres ouverts qui répondent correctement dans un terrain suffisamment perméable.

La réalisation doit être conforme à la norme NF X 10 999 [ref.102]. Il est recommandé de privilégier le forage à l'air ou à l'eau claire (éviter tout type de boue sauf terrains très particuliers), de tuber jusqu'en bas, d'équiper avec un tube crépiné comportant bouchon de fond et gravette.

Dans la pratique, il est déconseillé de recourir à des géotextiles (pour les piézomètres et pour les puits).

Pour des piézomètres de reconnaissance, il est de bon usage de chercher à les positionner hors de l'emprise des fouilles à réaliser, afin de limiter le risque de désordres en phase travaux (création de voies de circulation préférentielle d'eau ultérieure en cas de mauvais rebouchage, etc.).

## 9.3. RÉCEPTION DE L'ENSEMBLE DU DISPOSITIF

**Objectifs :**

Le dispositif doit faire l'objet d'un essai de rabattement en grand de manière à valider l'efficacité du dispositif avant le démarrage des terrassements et éventuellement d'identifier des anomalies. En fonction des résultats, le dispositif de mise hors d'eau pourra être complété. Cet essai est particulièrement important dans la mesure où les actions correctives pouvant être apportées sont bien moins impactantes et préjudiciables avant la poursuite des terrassements (par exemple adaptation du nombre de puits, travaux d'injection ou de jet grouting).

Cet essai de réception constitue un point d'arrêt dans le plan d'assurance qualité d'un chantier impliquant un rabattement, même de faible importance.

**Principes :**

Le principe est de mettre tous les ouvrages de captage en fonctionnement, de maintenir un débit global constant  $Q_e$ , et de mesurer, à l'aide de piézomètres, le rabattement stabilisé  $s_e$  sur l'ensemble de la fouille. L'essai en grand permet de définir un

débit caractéristique de la fouille  $\alpha$  (en  $m^3/h/m$  de rabattement) et d'obtenir une bonne estimation du débit final nécessaire  $Q_f$  pour le rabattement souhaité au fond de fouille  $s_f$ . En posant (49) et (50) :

$$\alpha = Q_e / s_e \quad (49)$$

$$Q_f = \alpha \cdot s_f \quad (50)$$

**Préparation de l'essai de rabattement :**

Chaque puits de pompage est préalablement réceptionné à la suite d'un pompage par paliers successifs. Il est possible de s'appuyer sur la norme NF EN ISO 22 282-4 [ref.94] pour la réalisation de cet essai par palier. S'il existe plusieurs puits à réceptionner avec des comportements semblables, les durées indiquées dans la norme peuvent être adaptées. L'objectif visé est de déterminer le débit maximal que le puits peut délivrer sans toutefois faire baisser le niveau d'eau au point de dénoyer la pompe.

La conduite d'exhaure au niveau de chaque puits est équipée d'un « T » permettant des mesures de débits manuels par puits, ou de débitmètres (peu fiables pour des faibles débits). Un débitmètre et un compteur volumétrique sont positionnés sur le collecteur principal (par exemple à l'entrée du bac de décantation). Ces nombreuses prises de mesure visent à mesurer avec précision le débit pompé par puits et le débit global durant l'essai en grand.

Des piézomètres sont mis en place à l'intérieur de la fouille à équidistance des ouvrages de captage, et crépinés sélectivement à la cote à laquelle on souhaite abaisser les pressions d'eau (par exemple à la base d'une fiche mécanique de soutènement, ou au sein d'une nappe captive induisant un mécanisme de rupture type UPL). Leur nombre est défini de manière à s'assurer que la nappe est bien rabattue sur l'ensemble de la surface de la fouille.

Des piézomètres sont mis en place à l'extérieur de la fouille de manière à mesurer le niveau au repos et à vérifier que le rabattement extérieur reste dans la fourchette envisagée lors de la conception. Ces piézomètres sélectifs doivent être réalisés et crépinés dans chaque aquifère concerné.

Tous les piézomètres sont nettoyés conformément au § 9.1.1. La piézométrie sera relevée avant toutes opérations de pompage de manière à connaître le niveau au repos de la nappe.

**Déroulement et interprétation de l'essai – cas d'un pompage à l'abri d'un écran d'étanchéité :**

Au démarrage de l'essai, on mesure les niveaux piézométriques dans tous les puits et piézomètres.

Un certain nombre de puits (à adapter selon le contexte) est mis en route avec des débits légèrement inférieurs au débit optimal des puits estimé lors des pompages d'essai par palier (les puits vont s'influencer les uns les autres et il faut conserver l'objectif de ne pas dénoyer les puits). On essaye de maintenir ce débit constant.

Au début de l'essai, le débit pompé  $Q_e$  est égal à la somme des débits d'essorage des terrains  $Q_g$  et de contournement  $Q_c$ .

Au fur et à mesure de l'essai (régime transitoire) le niveau est rabattu dans la fouille, le débit d'essorage diminue, et le débit de contournement devient progressivement prédominant.

Au cours de l'essai, il est possible que le débit global initial soit trop important et conduise à un dénoisement des pompes. Dans ce cas plusieurs pompes sont bridées ou coupées pour obtenir

un deuxième débit d'essai inférieur qui pourra être maintenu constant.

On atteint un régime permanent lorsque le débit d'exhaure est maintenu constant et que le rabattement s'est stabilisé dans la fouille. Dans ce cas le débit d'essorage  $Q_g$  tend vers 0 et on a quasi-égalité entre le débit de contournement  $Q_c$  et le débit pompé  $Q_e$  (figure 45).

Lorsque le régime quasi permanent est atteint, on procède à l'arrêt des pompes et on suit la phase de remontée.

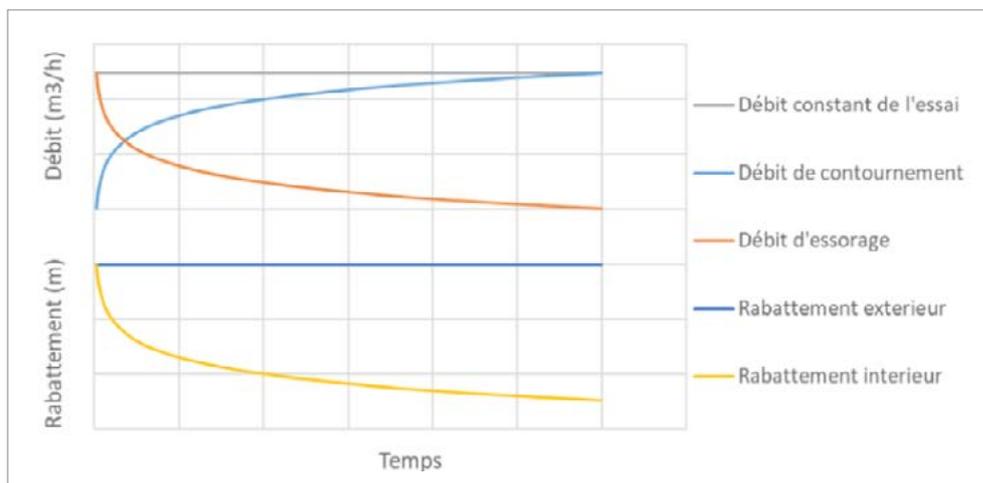


Figure 45. Évolution relative du débit et du rabattement au cours d'un essai de rabattement

En général une semaine est suffisante pour mener l'essai (dans les sols peu perméables, notamment lors de pompages par pointes filtrantes, le temps d'essorage peut être beaucoup plus long : 2 à 6 semaines), avec :

- 1 à 2 jours pour les essais par puits (fonction du nombre de puits) ;
- 2 jours (48 h) pour l'essai de rabattement, voire plus dans certains contextes particuliers (l'objectif restant d'atteindre le régime stabilisé) ;
- 1 jour (12 h) pour le suivi de la remontée + une mesure en début de semaine suivante.

Les fréquences de mesure à adopter doivent être rapprochées à proximité des démarrages ou arrêts de pompe, et peuvent être plus espacées par la suite (évolution logarithmique). Par exemple, la norme NF EN ISO 22 282-4 [ref.94] prescrit :

- 30 s pour  $t < 5$  min ;
- $< 1$  min pour  $t$  de 5 à 15 min ;
- $< 5$  min pour  $t$  de 15 à 30 min ;
- $< 10$  min pour  $t$  de 30 à 1 h ;
- $< 30$  min pour  $t$  de 1 à 4 h ;
- $< 1$  h pour  $t > 4$  h.

Au-delà d'une douzaine d'heures les mesures peuvent être plus espacées. L'interprétation se fait aisément en régime permanent à l'aide des relations (49) et (50).

Une interprétation est également possible en régime transitoire en utilisant lagolnitzer et Monnet (1991) [ref.46]. Dans ce cas, il sera aussi nécessaire de suivre la remontée de l'eau dans l'enceinte de l'écran étanche après arrêt des pompes. Notons que pour que la méthode soit applicable, il faut que l'essorage (ou le remplissage lors de la phase de remontée) soit libre.

#### Déroulement et interprétation de l'essai – cas d'une fouille sans écran d'étanchéité :

L'essai se déroulera de manière similaire, avec :

- un relevé de la piézométrie au repos ;
- la mise en route de l'ensemble des ouvrages de captage ;
- la recherche d'un débit qui sera maintenu constant ;
- l'atteinte d'un rabattement stabilisé, mesuré dans des piézomètres disposés à équidistance des ouvrages de captage et crépinés sélectivement dans l'horizon à rabattre.

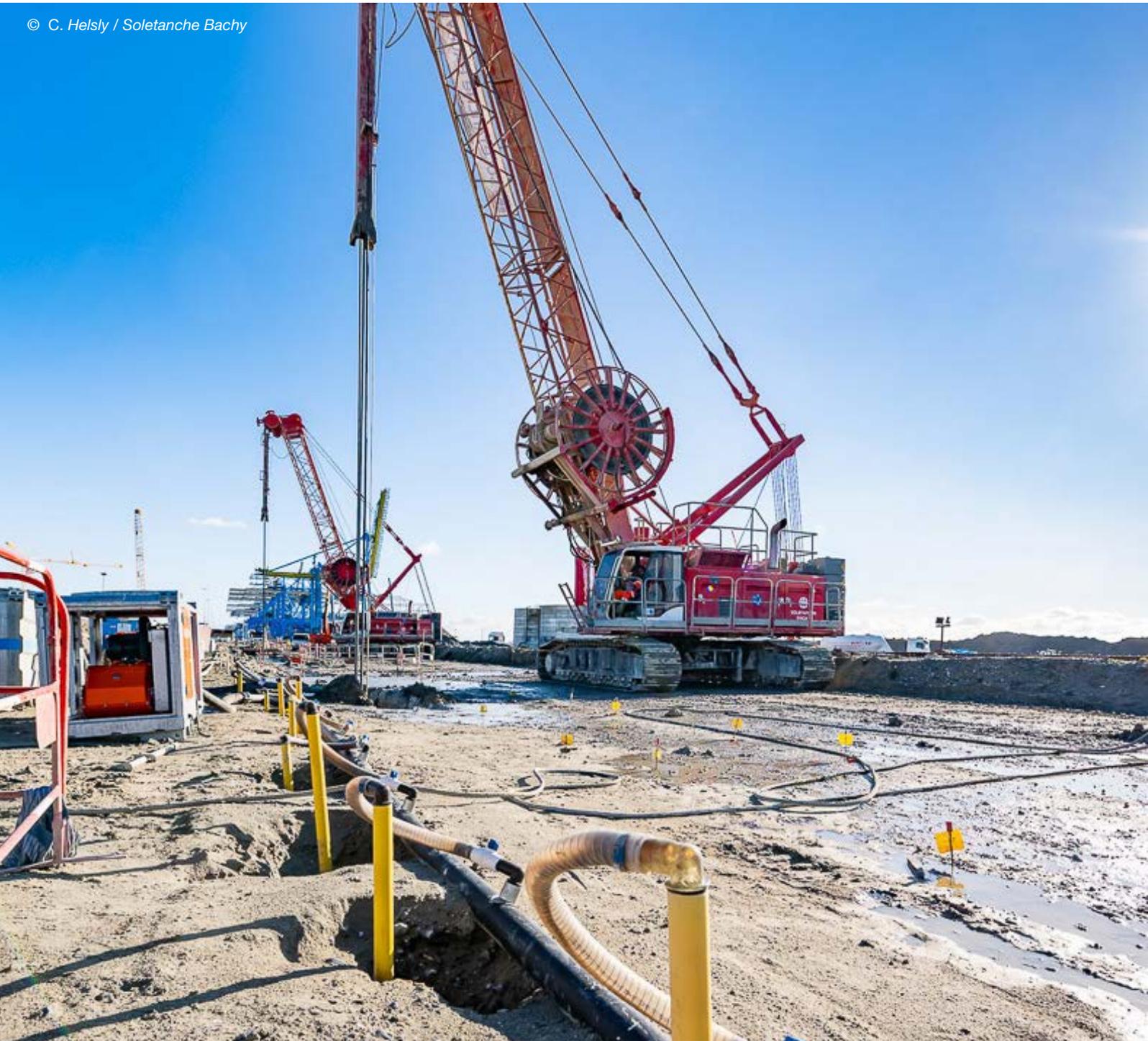
Les durées d'essai et fréquences de mesure sont comparables à celles décrites ci-dessus. Dans la grande majorité des cas l'interprétation s'effectue également en régime permanent via l'évaluation du ratio  $\alpha$  et les relations (49) et (50).

Dans certains cas (par exemple une nappe libre avec rabattement important au regard de sa puissance) la proportionnalité entre le débit et le rabattement au centre de la fouille n'est plus évidente et il est préférable de tester le dispositif d'ensemble jusqu'à l'atteinte du rabattement souhaité sous le niveau du futur fond de fouille.

#### **Analyse :**

L'analyse de l'essai de rabattement doit permettre de réceptionner le dispositif et de valider le dimensionnement (débit, rabattement dans la fouille et à l'extérieur en production, matières en suspension, etc.).

Si une non-conformité à l'objectif est constatée, le rapport doit proposer une interprétation et des solutions d'adaptation. Le rapport d'analyse constitue un point d'arrêt qui doit faire l'objet d'une réunion de présentation avec l'ensemble des intervenants concernés.



## **10. SURVEILLANCE DU RABATTEMENT**

### **10.1. DISPOSITIONS GÉNÉRALES**

### **10.2. INSTRUMENTATION**

### **10.3. CENTRALISATION ET TRANSMISSION DES DONNÉES**

## 10. SURVEILLANCE DU RABATTEMENT

### 10.1. DISPOSITIONS GÉNÉRALES

Au début du rabattement, la fréquence de l'ensemble des mesures doit être resserrée, de même que lors des phases de réglage de débit : entre 2 et 3 mesures par jour, puis espacées à 2 à 3 mesures hebdomadaires, puis une mesure par semaine lorsque la stabilisation de la nappe et des mesures est observée. Les mesures suivantes sont à réaliser pendant la durée des travaux :

- mesures du niveau dynamique dans l'emprise du chantier pour contrôler le niveau piézométrique dans la fouille ; lorsqu'un risque de soulèvement existe (aquifère en charge sous le fond de fouille), contrôle des niveaux piézométriques de cet aquifère ;
- mesures du niveau dynamique en dehors de l'emprise du chantier pour vérifier l'impact réel du rabattement / soutènement sur la piézométrie (comparaison avec l'état piézométrique de référence) sous les avoisinants, de préférence avec des sondes à acquisition automatique ;
- suivi topographique des avoisinants pour contrôler l'absence de tassements ;
- suivi de la turbidité des eaux pompées (turbidimètre, mesure au cône d'Imhoff) sur la durée totale des opérations de pompage. Hors phase de développement des ouvrages de rabattement, la turbidité (matières en suspension) des eaux pompées doit être faible et stable dans le temps. On se référera le cas échéant à l'arrêté du 30 juin 2020 [ref.86] pour la définition de seuils de matières en suspension dans les rejets au milieu naturel, ou au seuil défini par le gestionnaire dans le cadre d'un rejet au réseau ;
- suivi du débit et/ou volume pompé et consignation des valeurs dans un cahier de chantier (débitmètre, compteur volumétrique, mesure manuelle). Vérification de la stabilité du débit pompé en fonction du rabattement.

**Une hausse du débit de pompage et de la teneur en matières en suspension peuvent indiquer le développement d'un phénomène de renard liquide (arrêt immédiat du pompage dans ce cas), et doivent constituer un point d'alerte.**

Et le cas échéant :

- suivi de la conductivité (risque de dissolution de gypse, valeur seuil) ;
- suivi de la salinité (intrusion d'un biseau salé) ;
- suivi de la qualité des eaux (si pollution connue ou suspectée).

En fin de travaux :

- A minima, contrôle du bon rebouchage des ouvrages conformément au § 18.2 de la norme NF X 10 999 [ref.102] et aux prescriptions de la loi sur l'eau (LEMA) [Ref.83].

### 10.2. INSTRUMENTATION

L'instrumentation a pour but le suivi des grandeurs pertinentes pour le rabattement de nappe parmi lesquelles on peut citer :

- la piézométrie ;
- le débit ;
- les grandeurs physico-chimiques.

Ce suivi peut être manuel ou automatisé, le cas échéant avec télétransmission des données.

#### 10.2.1. MESURES DE NIVEAU

##### 10.2.1.1. MESURES MANUELLES

Les mesures de niveau manuelles se font généralement à l'aide d'une sonde piézométrique (ruban gradué) qui sonne ou s'allume lorsque l'extrémité rencontre l'eau.



Photographie 35. Mesure manuelle de niveau d'eau dans un piézomètre

Certaines sondes plus évoluées donnent également des paramètres physico-chimiques (température, conductivité, etc.).

##### 10.2.1.2. MESURES AUTOMATIQUES

Les mesures automatiques de niveau sont effectuées par des capteurs de pression autonomes programmables qui effectuent des mesures à un pas de temps donné ; les mesures sont stockées en mémoire et transférées soit ponctuellement soit en continu vers une centrale.

##### Capteurs enregistreurs de pression :

Ces capteurs mesurent la pression engendrée par la colonne d'eau située au-dessus de leur prise de pression. Il est indispensable d'effectuer des mesures manuelles de contrôle lors de la pose et de la relève des capteurs afin d'étalonner les mesures et de repérer ou corriger les éventuelles dérives ou modifications de la position du capteur par exemple suite à une relève.

La mesure de pression est selon le type de capteur :

- soit absolue, auquel cas le site instrumenté doit disposer d'un capteur séparé mesurant la pression atmosphérique locale ;

- soit relative à la pression atmosphérique ; dans ce dernier cas une canule relie le capteur à la surface pour la prise d'air et le capteur mesure uniquement la différence de pression entre la colonne d'eau et la pression atmosphérique.

Le choix des capteurs dépend généralement :

- des gammes de fonctionnement et de précision souhaitées (i.e. la hauteur d'eau maximale qu'ils peuvent mesurer sans erreur) ;
- des modalités d'installation (câble fixe ou pose directe avec suspenseur) ;
- des capacités de stockage et de transmission des données.

Ces capteurs ont généralement une gamme de fonctionnement préétablie qui définit leur précision de mesure (en général la précision de chaque mesure est une fraction de la gamme de fonctionnement).

De même que pour les méthodes manuelles, certaines sondes autonomes peuvent enregistrer plusieurs autres paramètres physico-chimiques en plus de la pression.

#### Roues crantées (flotteur/contreponds) :

Les roues crantées mesurent le déplacement vertical d'un ensemble flotteur/contreponds avec une précision de l'ordre du millimètre ; ces dispositifs généralement employés pour les mesures limnimétriques sont aisément installables dans un puits de diamètre supérieur à 100 mm (exemple Figure 46).



Figure 46. Exemple de capteur piézométrique à flotteur (d'après OTT - Hydrometry)

De même que pour les capteurs immergés les mesures sont effectuées à un pas de temps programmé, et les mesures sont stockées en mémoire avant d'être transmises.

#### Capteurs reliés à une centrale en surface :

Ces capteurs sont installés à la cote voulue et reliés à une centrale d'acquisition en surface.

Les cellules de pression interstitielle (capteurs à corde vibrante) sont fréquemment utilisées en géotechnique pour mesurer la pression dans les sols fins. Ce sont des capteurs « perdus »,

scellés dans le terrain et reliés à la surface par les câbles de mesures. La mesure peut être effectuée automatiquement par une centrale ou ponctuellement par un appareil portatif.

Ces capteurs produisent un signal électrique fonction de la pression ressentie ; ce signal est converti en pression à l'aide d'une relation polynômiale propre à chaque capteur, définie lors de son étalonnage en usine. Il est indispensable de disposer de la fiche d'étalonnage de chaque capteur pour pouvoir exploiter les mesures.

### 10.2.2. MESURES DE DÉBIT OU DE VOLUME

Les mesures de débit sont notoirement plus difficiles à effectuer que les mesures de niveau. On distingue :

- les mesures directes de débit dans des canalisations en charge :
  - + compteurs volumétriques + mesure de temps (chronomètre) ;
  - + débitmètres (flotteur, hélice, impulsion) ;
- les mesures de niveau dans des dispositifs calibrés permettant de déduire le débit d'un écoulement à surface libre à l'aide d'une expression mathématique :
  - + canal avec courbe de tarage ;
  - + seuils ou déversoir (formules d'ajutage).

### 10.2.3. MESURES PHYSICO-CHIMIQUES

Ces mesures peuvent s'avérer utiles dans certains cas (dissolution du gypse, fuites, pollution) avec un programme à préciser selon l'objectif visé.

Pour des cas standards, il existe des sondes multi-paramètres (température, pH, conductivité, oxygène dissout), en mesure ponctuelle ou éventuellement avec un pilotage par centrale.

## 10.3. CENTRALISATION ET TRANSMISSION DES DONNÉES

La plupart des mesures et des relevés de capteurs automatiques sont effectuées par des techniciens à intervalle régulier. Toutefois il peut être souhaitable de centraliser les différentes mesures effectuées par les capteurs installés sur un site par un automate (collecte, télétransmission).

Il existe ainsi des stations qui peuvent gérer différents types de capteurs (cordes vibrantes, potentiomètre...) ; ce mode de centralisation habituellement réservé aux grands plans d'instrumentation permet alors par exemple de définir des cotes d'alerte pour effectuer la maintenance ou mettre le chantier en sécurité. Il convient également de réfléchir au stockage des données acquises (sauvegarde) afin de pouvoir faire face à toute défaillance (humaine ou matérielle) et ainsi disposer de chroniques fiables.



© Cotrasol

## **11. BIBLIOGRAPHIE**

### **11.1. *OUVRAGES ET ARTICLES***

### **11.2. *TEXTES DE LOI (À DATE DE PARUTION DU DOCUMENT)***

### **11.3. *NORMES***

## 11. BIBLIOGRAPHIE

### 11.1. OUVRAGES ET ARTICLES

- [Ref.1] Banton O. et Bangoy L.M. 1999. *Hydrogéologie, multiscience environnementale des eaux souterraines*, Presses de l'Université du Québec (Montréal, Canada)
- [Ref.2] Bear J. 1972. *Dynamics of fluids in porous media*, Dover (New-York City, New-York)
- [Ref.3] Bedeaux R. 1978. *Terrassement dans les terrains aquifères*, Technique et documentation (Paris)
- [Ref.4] Bonnet M., Forkasiewicz J. et Peaudecerf P. 1970. *Méthode d'interprétation de pompages d'essai en nappe libre*, 70 SGN 359 HYD, BRGM (Orléans)
- [Ref.5] Boulton N.S. 1954. Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield storage, *AIHS publication*, 37 : 472-477
- [Ref.6] Bourguet L. et Gatellier C. 1984. Colmatage des forages, causes et remèdes, *Hydrogéologie et Géologie de l'ingénieur*, 1 : 121-126
- [Ref.7] Bourguet L., Souan J., Delorme M. et Leclerc M. 1988. Stabilisation par drainage du glissement de Bidoungui (Gabon), *Comptes rendus du cinquième symposium international sur les glissements de terrain*, Balkema (Rotterdam, Pays-Bas), 863-866
- [Ref.8] Burenkova V.V. 1993. Assessment of Suffusion in Non-Cohesive and Graded Soils, *Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering*, Balkema (Rotterdam, Pays-Bas), 357-360
- [Ref.9] Bureau de Recherches Géologiques et Minières. 1998. Les périmètres de protection en milieu fissuré: exemples et principes d'application, R 40289
- [Ref.10] Cambefort H. 1964. *Injection des sols*, Tome 1, Eyrolles (Paris)
- [Ref.11] Cambefort H. 1964. *Injection des sols*, Tome 2, Eyrolles (Paris)
- [Ref.12] Cambefort H. 1980. Débit d'épuisement des fouilles dont les parois sont étanches ; stabilité du fond de fouille, *Annales de l'ITBTP*
- [Ref.13] Campbell M.D. et Lehr J.H. 1973. *Water well technology*, McGraw-Hill (New-York City, New-York)
- [Ref.14] Cardinal J. et de Cazenove E. 1971. Ouvrages profonds à radiers perméables, *Travaux*, 439 : 28-37
- [Ref.15] Cashman P.M. et Preece M. 2013. *Groundwater lowering in construction: a practical guide to dewatering*, 2<sup>ème</sup> édition, Taylor & Francis (Londres, Royaume-Uni)
- [Ref.16] Cassan M. 1987. Les essais *in situ* en mécanique des sols – 1 : réalisation et interprétation, 2<sup>ème</sup> édition, Eyrolles (Paris)
- [Ref.17] Cassan M. 1978. Les essais *in situ* en mécanique des sols – 2 : applications et méthodes de calcul, Eyrolles (Paris)
- [Ref.18] Cassan M. 1994. *Aide-mémoire d'hydraulique souterraine*, 2<sup>ème</sup> édition, Presse des Ponts et Chaussées (Paris)
- [Ref.19] Cassan M. 2000. Application des essais Lefranc à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères, *Revue Française de Géotechnique*, 90 : 25-43
- [Ref.20] Cassan M. 2000. Application des essais de pompage à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères, *Revue Française de Géotechnique*, 91 : 37-56
- [Ref.21] Cassan M. 2005. *Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols*, Presses des Ponts et Chaussées (Paris)
- [Ref.22] Castany G. 1982. *Hydrogéologie, principes et méthodes*, Dunod (Paris)
- [Ref.23] Castany G. et Margat J. 1977. *Dictionnaire français d'hydrogéologie*, BRGM (Orléans)
- [Ref.24] Cedergren H.R. 1989. *Seepage, Drainage, and Flow Nets*, 3<sup>ème</sup> édition, Wiley (Hoboken, New-Jersey)
- [Ref.25] Chapuis R. 1999. *Guide des essais de pompage et leur interprétation*, Publications du Québec (Québec, Canada)

- [Ref.26] Chapuis R. 2012. Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71 : 401-434
- [Ref.27] Commission de Normalisation, Justification des Ouvrages Géotechniques. 2014. *Prise en compte des niveaux selon l'Eurocode 7*, lettre du 24 février 2014
- [Ref.28] Commission de Normalisation, Justification des Ouvrages Géotechniques. 2020. *Précisions sur la justification du renard solide*, note du 05 novembre 2020
- [Ref.29] Combarieu O. 2008. Formules pour le calcul du tassement des sols compressibles par la méthode oedométrique, *Revue Française de Géotechnique*, 124 : 31-44
- [Ref.30] Darcy H. 1856. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*, V. Dalmont (Paris)
- [Ref.31] Davidenkoff R. et Franke L. 1965. Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern, *Die Bautechnik*, 42-9: 298
- [Ref.32] De Cazenove E. 1981. *Hydraulique souterraine, Pratique des sols et fondations*, Éditions du Moniteur (Paris)
- [Ref.33] De Marsily G. 1981. *Hydrogéologie quantitative*, Masson (Paris)
- [Ref.34] Diluca C. et de Reyniès E. 1983. *Forage d'eau – matériel et techniques mis en œuvre en Afrique centrale et de l'Ouest*, CIEH & BURGEAP, Ministère des Relations Extérieures (Paris)
- [Ref.35] Direction régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement - Bretagne et Bureau de Recherches Géologiques et Minières. 2012. Guide méthodologique *Forages et prélèvements d'eau souterraine*
- [Ref.36] Driscoll F.G. 1986. *Groundwater and wells*, Johnson Screens (Saint-Paul, Minnesota)
- [Ref.37] Dupuit J. 1863. *Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux découverts et à travers les terrains perméables*, 2<sup>ème</sup> édition, Dunod (Paris)
- [Ref.38] Emsellem Y. 1965. L'interprétation des essais de débit des nappes souterraines par la méthode d'identification, *Annales des Mines*, 6 : 375-380
- [Ref.39] ERINOH V1 2017. *Méthodologie de caractérisation expérimentale*, Collectif IREX- Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- [Ref.40] Forkasiewicz J. 1972. *Interprétation de données de pompages d'essai pour l'évaluation des paramètres des aquifères – aide-mémoire*, 2<sup>ème</sup> édition, 72 SGN 273 AME, BRGM (Orléans)
- [Ref.41] Forkasiewicz J. 1978. *Essais de puits par paliers de débit – analyse et interprétation des données*, 78 SGN 040 HYD, BRGM (Orléans)
- [Ref.42] Freeze R. et Cherry J. 1979. *Groundwater*, Prentice Hall (Englewoods Cliffs, Royaume-Uni)
- [Ref.43] Groupement Belge de Mécanique des Sols et de la Géotechnique. 2009. *Directives pour le rabattement de la nappe*
- [Ref.44] Hantush M.S. et Jacob C.E. 1955. Non steady radial flow in an infinite leaky aquifer, *Transactions of the American Geophysical Union*, 36-1 : 96
- [Ref.45] Harr M.E. 1962. *Groundwater and seepage*, McGraw-Hill (New-York City, New-York)
- [Ref.46] Iagolnitzer Y. et Monnet A. 1991. Interprétation des essais de pompage dynamique dans les enceintes fermées, *Revue Française de Géotechnique*, 55 : 34-45
- [Ref.47] International Committee of the Red Cross. 2011. *Technical review Practical guidelines for test pumping in water wells*
- [Ref.48] Jacob C.E. 1940. On the flow of water in an elastic artesian aquifer. *Transactions of the American Geophysical Union*, 2 : 574-586
- [Ref.49] Jacob C.E. 1947. Effective radius of artesian well. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 112-1: 1047-1064
- [Ref.50] Johnson Screens. 2013. *Les media filtrants en forage*, Johnson Screens (Saint-Paul, Minnesota)
- [Ref.51] Josseaume H. 1970. Essai de pompage, *Bulletin de liaison des LPC - numéro spécial « Hydraulique des sols »*, 38-55
- [Ref.52] Kruseman, G.P. et De Ridder N.A. 1970. Analysis and evaluation of pumping test data, *11<sup>th</sup> Bulletin of the International Institute for Land Reclamation and Improvement* (Wageningen, Pays-Bas)

- [Ref.53] Kyrieleis W. et Sichardt W. 1930. *Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten*, Julius Springer (Berlin, Allemagne)
- [Ref.54] Lauga R. 1990. *Pratique du forage d'eau et utilisation des crépines en génie civil et en forages profonds*, Seesam Editions (Paris)
- [Ref.55] Leonards G.A. 1968. *Les fondations*, Dunod (Paris)
- [Ref.56] Mabillot A. 1980. *Le forage d'eau*, Crépines Johnson-France (Paris)
- [Ref.57] Mandel J. 1951. Écoulement de l'eau sous une ligne de palplanches, abaque pour la condition de renard, *Travaux*, 197
- [Ref.58] Margat J. 1972. *Terminologie hydrogéologique - Propositions pour un dictionnaire*, 72 SGN 203 AME, BRGM (Orléans)
- [Ref.59] Mégrien C. 1979. *Hydrogéologie du centre du bassin de Paris : contribution à l'étude de quelques aquifères principaux*, BRGM (Orléans)
- [Ref.60] Meuris H. 1948. *Théorie et pratique des procédés de rabattement des nappes aquifère pour l'exécution à sec des fondations*, R. Louis (Bruxelles, Belgique)
- [Ref.61] Monnet A. 1998. Boulance, érosion interne, renard - les instabilités sous écoulement, *Revue Française de Géotechnique*, 82 : 3-10
- [Ref.62] Monnier G. 2002. Optimisation hydrogéologique des fondations profondes – Intérêt des essais au micro-moulinet, *Revue Française de Géotechnique*, 99 : 81-85
- [Ref.63] Monnier G. 2019. *Hydrogéologie de la construction*, Presses des Ponts
- [Ref.64] Person J. 1980. *Le forage d'eau*, 80-SGN-159-HYD, BRGM (Orléans)
- [Ref.65] Preene M., Roberts T.O.L. et Powrie W. 2016. *Groundwater Control : Design and Practice*, 2<sup>ème</sup> édition, C750, CIRIA (Londres, Royaume-Uni)
- [Ref.66] Reiffsteck, P., Lossy D. et Benoît J. 2012. *Forages, sondages et essais in situ géotechniques*, Presses des Ponts et Chaussées (Paris)
- [Ref.67] Savatier V. 1999. Perméabilité estimée par la granulométrie, *Revue Française de Géotechnique*, 87 : 63-69
- [Ref.68] Schneebeli G. 1966. *Hydraulique souterraine*, Eyrolles (Paris)
- [Ref.69] Skempton A.W. et Brogan J.M. 1994. Experiments on piping in sandy gravels, *Géotechnique*, 44 : 449-460
- [Ref.70] Solages S. 1981. *Utilisation des pointes filtrantes pour l'exploitation des aquifères superficiels*, 80-SGN-702-EAU, BRGM (Orléans)
- [Ref.71] Solages S. 1979. *Calcul des ouvrages de captage : choix et caractéristiques des colonnes de captage*, 3<sup>ème</sup> partie, 79-SGN-727-HYD (2), BRGM, (Orléans)
- [Ref.72] Somerville S.H. 1986. *Control of groundwater for temporary works*, C113, CIRIA (Londres, Royaume-Uni)
- [Ref.73] Solétanche-Bachy. 2011. Guide technique, 2<sup>ème</sup> édition, Solétanche-Bachy (Rueil)
- [Ref.74] Theis C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and the duration of discharge of a well using groundwater storage, *Transactions of the American Geophysical Union*, 16 : 519-524
- [Ref.75] Terzaghi K. 1951. *Mécanique théorique des sols*, Dunod (Paris)
- [Ref.76] Terzaghi K. et Peck R.B. 1957. *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*, Dunod (Paris)
- [Ref.77] Terzaghi K. et Peck R.B. 1996. *Soil mechanics and engineering practice*, 3<sup>ème</sup> édition, Wiley (Hoboken, New-Jersey)
- [Ref.78] Thiem G. 1906. *Hydrologische methoden*, Gebhardt's Verlag (Leipzig, Allemagne)
- [Ref.79] Todd, D. et Mays L. 2005. *Groundwater Hydrology*, 3<sup>ème</sup> édition, Wiley (Hoboken, New-Jersey)
- [Ref.80] United States Army, Air Force et Navy. 1983. *Dewatering and Groundwater control*, TM 5-818-5 / AFM 88-5 Chap. 6 / NAVFAC P-418
- [Ref.81] Utter N. 2001. Soulèvements des fonds de fouilles, stabilité de talus, influence des pompages sur les constructions voisines, *Actes du 4<sup>ème</sup> salon Solscope*

## 11.2. TEXTES DE LOI

(à date de parution du document)

- [Ref.82] Article L.411-1 du Code Minier
- [Ref.83] Loi N° 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'Eau et Milieux Aquatiques
- [Ref.84] Arrêté du 11 septembre 2003 portant application du décret n° 96-102 du 2 février 1996 et fixant les prescriptions générales applicables aux sondages, forage, création de puits ou d'ouvrage souterrain soumis à déclaration en application des articles L.214-1 à L.214-6 du Code de l'Environnement et relevant de la rubrique 1.1.1.0 de la nomenclature annexée au décret n° 93-743 du 29 mars 1993 modifié.
- [Ref.85] Arrêté du 11 septembre 2003 portant application du décret n° 96-102 du 2 février 1996 et fixant les prescriptions générales applicables aux prélèvements soumis à déclaration en application des articles L.214-1 à L.214-3 du Code de l'Environnement et relevant des rubriques 1.1.2.0, 1.2.1.0, 1.2.2.0 ou 1.3.1.0 de la nomenclature annexée au décret n° 93-743 du 29 mars 1993 modifié.
- [Ref.86] Arrêté du 30 juin 2020 modifiant l'arrêté du 9 août 2006 relatif aux niveaux à prendre en compte lors d'une analyse de rejets dans les eaux de surface ou de sédiments marins, estuariens ou extraits de cours d'eau ou canaux relevant respectivement des rubriques 2.2.3.0, 3.2.1.0 et 4.1.3.0 de la nomenclature annexée à l'article R.214-1 du code de l'environnement.
- [Ref.91] NF EN ISO 22 282-1 : Essais géohydrauliques - Règles générales
- [Ref.92] NF EN ISO 22 282-2 : Essais de perméabilité dans un forage en tube ouvert
- [Ref.93] NF EN ISO 22 282-3 : Essais de pression dans des roches
- [Ref.94] NF EN ISO 22 282-4 : Essais de pompage
- [Ref.95] NF EN ISO 22 282-5 : Essais d'infiltration
- [Ref.96] NF EN ISO 22 282-6 : Essais de perméabilité dans un forage en tube fermé
- [Ref.97] NF EN ISO 22 475-1 : Reconnaissance et essais géotechniques - Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques - Partie 1 : principes techniques des travaux
- [Ref.98] NF P 94 157-1 : Mesures piézométriques - Partie 1 : Tube ouvert
- [Ref.99] NF P 94 157-2 : Mesures piézométriques - Partie 2 : Sonde de mesure de pression interstitielle
- [Ref.100] NF P 94 282 : Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans
- [Ref.101] NF P 94 500 : Missions géotechniques
- [Ref.102] NF X 10 999 : Réalisation, suivi et abandon d'ouvrages de captage ou de surveillance des eaux souterraines réalisés par forages
- [Ref.103] NF X 30 621 : Qualité du sol - Prestations de services relatives aux sites et sols pollués - Partie 1 : exigences générales

## 11.3. NORMES

- [Ref.87] NF EN 1990 : Eurocode 0 « Base de calcul des structures »
- [Ref.88] NF EN 1997-1 : Eurocode 7 « Calcul géotechnique » - Partie 1 : Règles générales
- [Ref.89] NF EN 1997-1/NA : Annexe Nationale à la NF EN 1997-1
- [Ref.90] NF EN 1997-2 : Eurocode 7 « Calcul géotechnique » - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais



© Burgeap

## ANNEXE A

### *MÉTHODE DE THEIS*

## ANNEXE A : MÉTHODE DE THEIS

### L'équation de Theis

L'équation de diffusivité hydraulique peut s'exprimer selon (51) :

$$\text{div}(T \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(s)) = S \cdot \frac{\partial s}{\partial t} \quad (51)$$

avec  $s = h_0 - h$  le rabattement,  $h_0$  la charge hydraulique initiale de la nappe,  $h$  la charge hydraulique en un point donné et au temps  $t$ .

Cette équation permet de décrire l'évolution dans le temps de la charge hydraulique  $h$  (ou du rabattement  $s$ ) en tout point de l'espace. Theis énonce une solution à cette équation différentielle portant sur un écoulement radial vers un puits de pompage.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} \cdot dx = -\frac{Q}{4\pi T} \cdot E_i(-u) = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u) \quad (52)$$

(équation de Theis)

$$u = \frac{L^2 S}{4Tt} \quad (53)$$

avec :

- $s$  : rabattement de nappe mesuré dans un piézomètre se trouvant à une distance  $L$  du puits de pompage ;
- $Q$  : débit de pompage dans le puits ;
- $T$  : transmissivité de l'aquifère ( $T = K \times D$ , avec  $K$  la perméabilité et  $D$  l'épaisseur mouillée de l'aquifère) ;

- $E_i$  : fonction « exponentielle intégrale » ;  $W$  : fonction de Theis ;
- $t$  : temps depuis le début du pompage ;
- $S$  : coefficient d'emmagasinement de l'aquifère.

Les hypothèses de base d'application de l'équation de Theis sont les suivantes :

- l'aquifère est infini et non réalimenté (i.e. pas d'écoulement de nappe) ;
- la transmissivité est constante (dans l'absolu, l'équation de Theis n'est valable que pour une nappe captive) ; dans le cas d'une nappe libre, on peut appliquer cette formule si la nappe reste peu rabattue par rapport à l'épaisseur totale de l'aquifère (54) :

$$\frac{\Delta D}{D} < 10\% \quad (54)$$

- l'aquifère est homogène et isotrope ( $K_H = K_V$ ) ;
- l'épaisseur mouillée  $D$  de l'aquifère est uniforme dans la zone influencée ;
- le forage (de rayon - et donc de volume - négligeable) capte la nappe sur toute son épaisseur (pour que l'écoulement reste plan et non pas en trois dimensions) ;
- le débit de pompage est constant.

La figure 47 présente la fonction de Theis dessinée en fonction de la variable  $u$  : on constate qu'elle décroît. Pour rendre cohérente l'utilisation de cette courbe avec un écoulement du temps de la gauche vers la droite du graphique, on trace la fonction non pas en fonction de  $u$  mais de  $1/u$  (le temps étant au dénominateur de la variable  $u$ ).

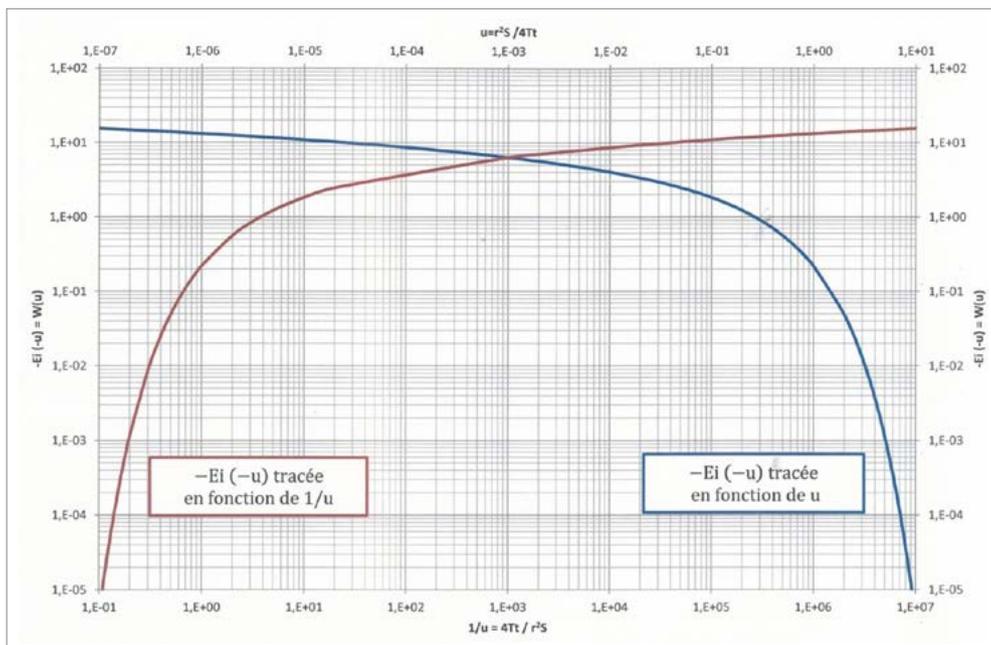


Figure 47. Fonction de Theis tracée en fonction de la variable  $u$  et de son inverse  $1/u$

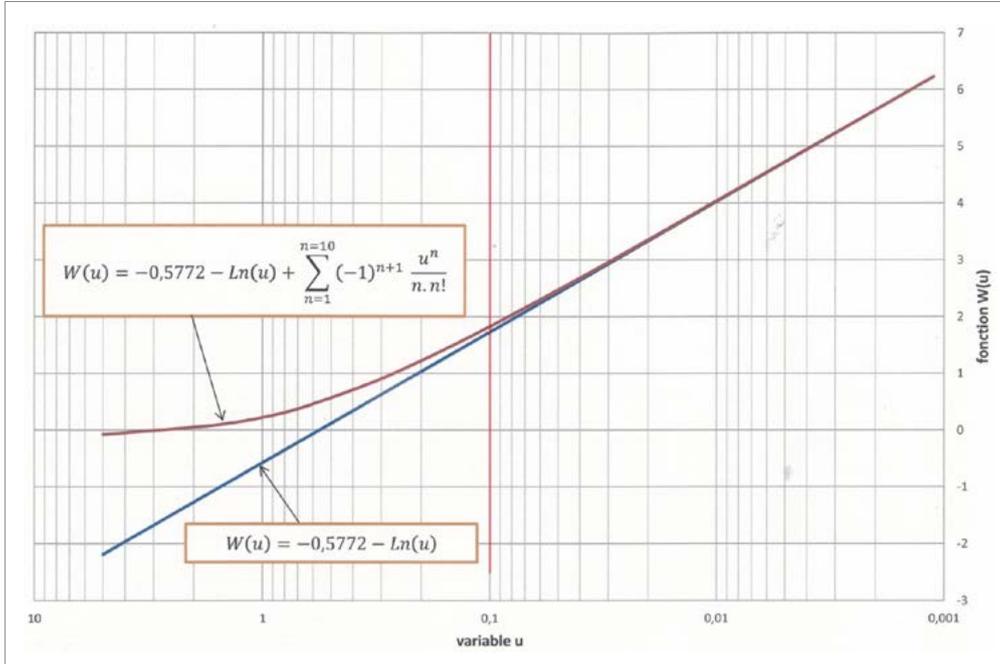


Figure 48. Approximation de Jacob

#### L'approximation de Jacob :

La formule de Theis est donnée plus haut. Le développement de Taylor conduit au résultat suivant (55) :

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} \cdot \left[ -0,5772 - \ln(u) + \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{u^n}{n \cdot n!} \right] \quad (55)$$

Avec la diminution de  $u$ , c'est-à-dire avec l'écoulement du temps, la somme des termes comportant une factorielle devient négligeable et la fonction  $W(u)$  tend vers  $-0,5772 - \ln(u)$  (56), cf. Cooper et Jacob (1946), comme illustré Figure 48 :

$$W(u) \underset{t \rightarrow \infty}{=} \ln \left( 2,25 \frac{Tt}{L^2 S} \right) + o(\ln t) \quad (56)$$

On considère en général que l'approximation est valide si la condition (57) est respectée :

$$u < 0,1 \quad \text{soit} \quad t > 5 \frac{L^2 S}{T} \quad (57)$$

La formule (58) exprimée en logarithme décimal constitue l'approximation de Jacob :

$$s = 0,183 \cdot \frac{Q}{T} \cdot \log \left( 2,25 \frac{Tt}{R_{\max}^2 S} \right) \quad (\text{formule de Jacob}) \quad (58)$$

Cette formule est bien pratique pour évaluer le débit d'une fouille, en considérant :

- Le rayon  $R_{\max}$  comme étant la distance entre un point « centre de gravité » de la fouille et le bord le plus éloigné de la fouille par rapport à ce point central ;
- Le rabattement  $s$  est celui souhaité à cette distance  $R_{\max}$  ;
- Le temps  $t$  est celui au bout duquel on souhaite que le rabattement  $s$  soit atteint. Il y a lieu de faire plusieurs hypothèses sur ce temps pour obtenir un ordre de grandeur vraisemblable de débit  $Q$  (à l'extrême, si le temps  $t$  était très petit, le débit serait très grand, et sans signification physique) ;
- Les autres paramètres sont les caractéristiques  $T$  et  $S$  de l'aquifère.

#### Le rayon d'action :

C'est une notion qui permet d'apprécier l'incidence géographique d'un pompage. Dans le cas théorique d'application de l'approximation de Jacob, cette incidence est un cercle. Analytiquement, on calcule le rayon d'action  $R_a$  avec la formule de Jacob (plus haut) pour laquelle on a imposé, pour un temps  $t$  donné, un rabattement nul (59) et (60) :

$$0,183 \cdot \frac{Q}{T} \cdot \log \left( 2,25 \frac{Tt}{R_a^2 S} \right) = 0 \quad (59)$$

$$R_a = 1,5 \sqrt{\frac{Tt}{S}} \quad (60)$$

Assorties de valeurs de rabattement à différentes distances, entre le puits de pompage et cette valeur  $R_a$ , on visualise ainsi la géométrie du cône de rabattement.

La notion de rayon d'action n'est applicable que dans le cadre des conditions d'application de l'équation de Theis données plus haut. Compte tenu des caractéristiques du milieu souterrain et de l'incidence des plans d'eau en surface (au sens large : rivière, marais, mer, etc.), susceptibles de modifier la géométrie du cône de rabattement (caractéristiques qui rendent alors inapplicable l'approche de Theis), cette notion reste très théorique. Pour ne citer que deux cas particuliers d'incidence : un front de réalimentation de nappe (rivière, mer) stoppera l'extension du cône de rabattement, et limitera ainsi le « rayon d'action ». Dans un milieu fracturé, cette notion de rayon d'action n'est pas applicable puisque les rabattements se développeront préférentiellement selon les fractures aquifères. Il paraît alors préférable de parler d'aire d'alimentation.

Le calcul d'un rayon d'action requiert donc une bonne connaissance de l'aquifère, de sa géométrie et de son environnement, proche ou éloigné, ainsi que de l'intensité des relations qui le lient avec les plans d'eau superficiels de tous types.

## ANNEXE B

### *RISQUES D'ÉROSION - CRITÈRES*

## ANNEXE B : RISQUES D'ÉROSION - CRITÈRES

### Critère granulométrique :

La capacité de rétention d'un filtre fut initialement caractérisée par le critère de Terzaghi (61) à partir d'expériences (figure 49).

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{critère de Terzaghi}) \quad (61)$$

Voir § 8.1.1.2 pour les notations.

Sur la base d'essais de mélanges secs de sables et graviers (Cu jusqu'à 200) Burenkova (1993) [ref.8] détermine les zones de stabilité vis-à-vis du risque de suffosion selon les variables  $h'$  (62) et  $h''$  (63).

$$h' = \frac{d_{90}}{d_{10}} \quad (62)$$

$$h'' = \frac{d_{90}}{d_{15}} \quad (63)$$

La figure 50 présente le diagramme de Burenkova avec les zones réputées à risque. Le domaine de stabilité du diagramme (zone II) est défini par l'inéquation (64) :

$$0,76 \log h'' < h' - 1 < 1,86 \log h'' \quad (64)$$

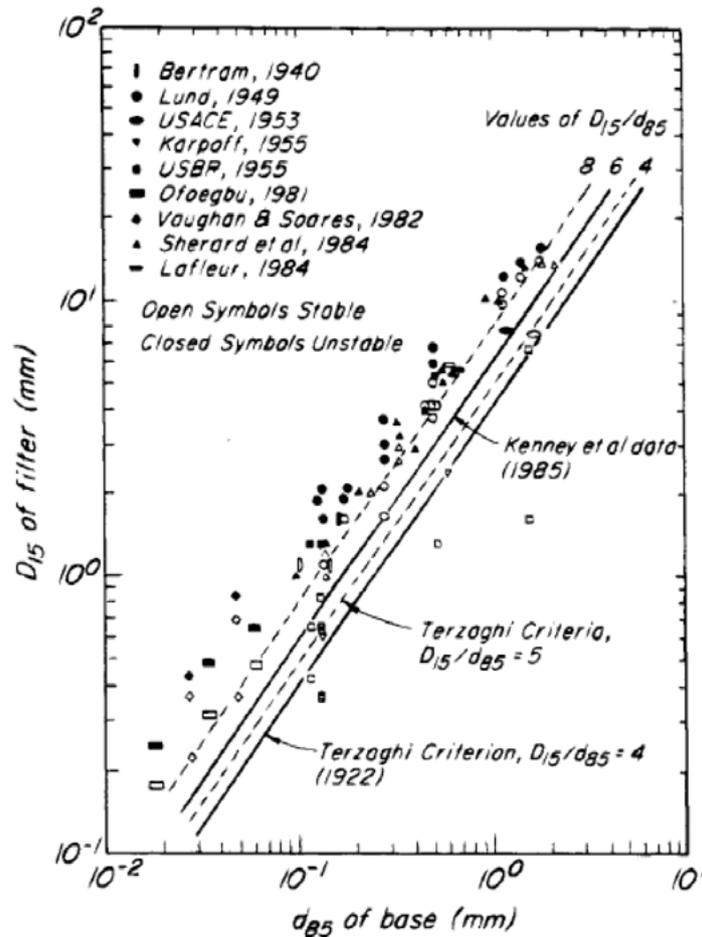


Figure 49. Résultats d'expérience conduisant à la règle de définition du critère de filtre, d'après Terzaghi et Peck (1996) [ref.77]

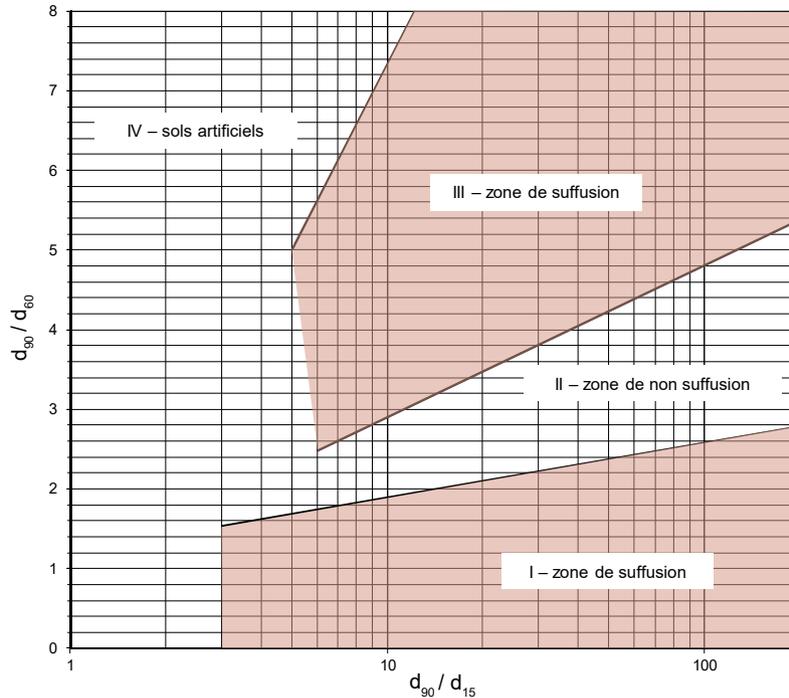


Figure 50. Stabilité vis-à-vis de l'érosion interne selon le diagramme de Burenkova (1993) [ref.8]

On se reportera à l'ouvrage cité pour plus de détails.

$$i_c - i_{ch} = \alpha \cdot \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (66)$$

#### Critère de gradient hydraulique :

La contrainte effective d'un sol soumis à un écoulement ascendant peut s'annuler lorsque le gradient hydraulique 'i' dépasse la valeur critique de Terzaghi 'i<sub>c</sub>' ce qui correspond au phénomène de boullance.

Le gradient critique de Terzaghi s'exprime selon (65) :

$$i_c = (1 - n) \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (65)$$

avec : n la porosité du sol,  $\gamma_s$  le poids volumique sec du sol et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau.

Les expériences conduites sur des mélanges de matériaux granulaires soumis à des gradients ascendants par Skempton and Brogan (1994) [ref.69] concluent à l'existence d'un gradient critique 'i<sub>ch</sub>' pour l'initiation de la suffusion qui correspond approximativement au tiers ou au quart du gradient critique de Terzaghi 'i<sub>c</sub>'. Selon les auteurs l'écart entre les deux valeurs provient du fait que le squelette du gravier reçoit la majeure partie de la contrainte effective, les particules plus fines étant donc plus rapidement susceptibles de se déplacer.

Le gradient critique 'i<sub>ch</sub>' s'exprime selon Skempton grâce à l'équation (66).

avec  $\alpha$  le facteur de réduction de contrainte calculé sur échantillons en laboratoire ( $\alpha < 0,1$ ).

(Monnet, 1998) [ref.61] utilise les résultats de Skempton et Brogan (1994) [ref.69] pour établir une méthode d'estimation du gradient critique pour la suffusion basée sur la comparaison de la conductivité hydraulique K du matériau avec la relation de Kozeny (67) et (68) :

$$i_{ch} = \frac{\omega}{K} \cdot i_c \quad (\text{relation de Kozeny}) \quad (67)$$

$$\omega = 0,01 d_{15}^2 \quad (68)$$

si  $K < \omega$  : l'instabilité proviendra d'un soulèvement des grains (boullance) ;

si  $K > \omega$  : l'instabilité proviendra du phénomène de suffusion avec un gradient hydraulique critique évalué par la relation (67).

avec  $d_{15}$  le diamètre passant de l'encaissant (en mm) correspondant à 15% de la masse et K la perméabilité (en m/s). Il est nécessaire de garder à l'esprit que ces relations sont obtenues à partir d'essais en laboratoire et de retours d'expérience, non sur une démonstration formelle.



© EDF

## ANNEXE C

### *EXEMPLE DE DÉTERMINATION DU NIVEAU D'EAU EC (EAUX DE CHANTIER)*

## ANNEXE C : EXEMPLE DE DÉTERMINATION DU NIVEAU D'EAU EC (EAUX DE CHANTIER)

L'exemple ci-dessous met en application les méthodes décrites au § 7.1.

Le plus souvent, des estimations plus simples ou plus grossières seront préférées, et les méthodes plus avancées réservées aux projets complexes (longs, profonds, à enjeu, etc.), où pour lesquels les risques associés au niveau d'eau sont élevés. Dans tous les cas, l'application de telles méthodes nécessitent un suivi piézométrique sur une durée conséquente pour pouvoir être appliquées.

### a. Éléments mathématiques employés

#### Distribution de Poisson :

La distribution s'écrit selon (69) :

$$P(k) = \frac{\lambda^k}{k!} e^{-\lambda} \quad (69)$$

$P(k)$  est la probabilité que dans un grand échantillon d'éléments indépendants, il y ait  $k$  dépassements.

L'espérance d'une variable  $K$  suivant une loi de Poisson est donnée (70) :

$$\begin{aligned} E(K) &= \sum_{k=0}^{\infty} k \cdot P(k) = e^{-\lambda} \cdot \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\lambda^k}{(k-1)!} \quad (70) \\ &= e^{-\lambda} \cdot \lambda \cdot \sum_{k=0}^{\infty} \frac{\lambda^{k-1}}{(k-1)!} = e^{-\lambda} \cdot \lambda \cdot e^{\lambda} = \lambda \end{aligned}$$

L'objectif étant de déterminer la probabilité d'un dépassement, on calcule (71) :

$$P(k > 0) = 1 - P(k = 0) = 1 - e^{-\lambda} \quad (71)$$

L'espérance d'un dépassement d'un niveau de période de retour  $D$  dans un intervalle de temps  $d$  est  $d/D$ . On a alors  $\lambda = d/D$  et (72) :

$$P(k > 0) = 1 - e^{-\frac{d}{D}} \quad (72)$$

#### Distribution de Gumbel :

Formule de la distribution :

La distribution s'écrit selon (73) :

$$f_X(x) = e^{-e^{-\frac{x-\alpha}{\beta}}} \quad (73)$$

Avec  $X$  l'échantillon des maximaux  $x$ ,  $\alpha$  le paramètre de seuil et  $\beta$  le paramètre d'échelle. La variable  $u$  de Gumbel permet de représenter la distribution comme une droite (74) :

$$u_X(x) = -\ln[-\ln f_X(x)] = \frac{x-\alpha}{\beta} \quad (74)$$

Méthode des moments :

L'estimation des paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  par la méthode des moments s'écrit (75) et (76) :

$$\alpha = \bar{X} - \beta \gamma \quad (75)$$

$$\beta = \frac{\sqrt{6 \text{Var}(X)}}{\pi} \quad (76)$$

Avec  $\bar{X}$  la moyenne de l'échantillon et  $\text{Var}(X)$  sa variance. Le paramètre  $\gamma$  est la constante d'Euler (égale à 0,5772).

Ensuite on peut alors calculer pour la loi ainsi déterminée le niveau  $x$  qui correspond à la période de retour  $D$  (77), (78) et (79) :

$$f = 1 - \frac{1}{D} \quad (77)$$

$$u = -\ln(-\ln f) \quad (78)$$

$$x = \beta \cdot u + \alpha \quad (79)$$

Intervalle de confiance :

Le calcul de l'intervalle de confiance IC s'effectue par l'estimation de l'erreur type du quantile  $\sigma_{x_q}$  par formule de Dick et Darwin. Sur un grand échantillon (généralement  $n = 1000$  de  $x_q$ ) tiré de la distribution théorique, l'estimation est (80) :

$$\sigma_{x_q} = \frac{s}{\sqrt{n-1}} \cdot \sqrt{1 + 1,1396 \cdot K_q + 1,1 \cdot K_q^2} \quad (80)$$

Avec s l'estimation de l'écart-type de l'échantillon  $x_q = \alpha + u_q \cdot \beta$  et  $K_q$  le facteur de fréquence (81) :

$$K_q = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot (u_q - \gamma) \quad (81)$$

$\gamma$  étant toujours la constante d'Euler. L'échantillon est construit sur 1000 valeurs théoriques de la variable  $u_q$  de Gumbel de  $x_q$ . Finalement, la formule s'écrit (82) :

$$\sigma_{x_q} = \frac{s}{\sqrt{n-1}} \cdot \sqrt{0,7099 + 1,1165 \cdot u_q + 0,6687 \cdot u_q^2} \quad (82)$$

Le passage de l'erreur-type  $\sigma_{x_q}$  à l'intervalle de confiance IC s'effectue par la loi normale centrée réduite telle que (83) et (84) :

$$z = 1 - \frac{IC}{100} \quad (83)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad (84)$$

Avec  $\mu = 0$ ,  $\sigma = 1$  et  $x = 1 - (z / 2)$ . L'intervalle de confiance  $x_D$  est alors exprimé selon (85) :

$$x_D = x_q \pm f\left(1 - \frac{z}{2}\right) \cdot \sigma_{x_q} \quad (85)$$

#### b. Exemple de détermination du niveau EC à partir des mesures piézométriques

##### EXEMPLE : détermination du niveau EC pour un chantier de longue durée mais de faible rabattement

On dispose d'une chronique piézométrique au droit de la zone du chantier à venir. Le niveau médian EB est 75,1 m NGF.

L'objectif est de se couvrir idéalement avec une confiance  $\alpha = 80\%$  (le risque de dépassement associé est alors  $a = 1 - \alpha = 20\%$ ), pour un chantier d'une durée  $d = 3$  ans.

La période de retour à retenir est alors  $D = -d / \ln(1 - a) = 13$  ans.

Les pics annuels ont été pointés (figure 51).

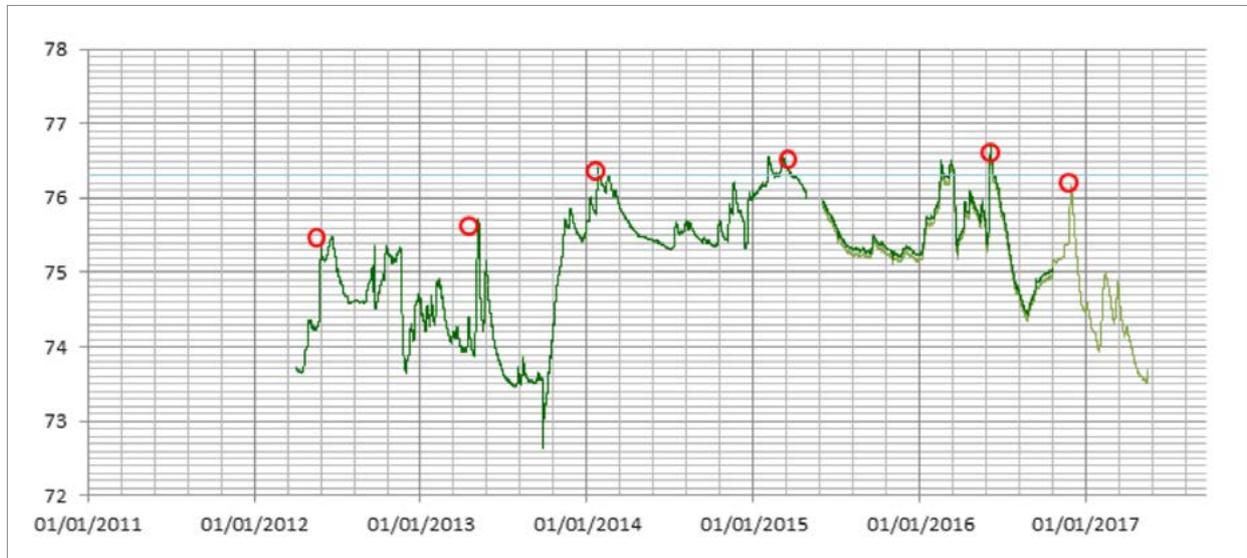


Figure 51. Pointage des pics annuels sur la chronique piézométrique disponible (en m NGF)

Il est important de garder en mémoire que l'on fait des statistiques sur les niveaux d'événements extrêmes (typiquement des crues) et non directement sur les niveaux de nappes (dont les lois de distribution ne sont pas du tout les mêmes).

Outre la méthode des moments citée plus haut, on peut employer la méthode de Hazen (86) ; une fois les n valeurs ordonnées de la plus petite à la plus grande, une fréquence f est associée à chacune en fonction de son rang r.

$$f_x(x) = \frac{r(x) - 0.5}{n} \quad (86)$$

Sur ce jeu de données, on peut réaliser un ajustement qui suit la loi de Gumbel (figure 52 – algorithme des moindres carrés). Est également représenté pour information l'intervalle IC à 90% (inf. et sup.) même si on se propose dans l'exemple – comme dans le texte du § 7.1 – de considérer la valeur médiane de l'ajustement.

Pour reprendre les valeurs de l'exemple présenté au § 7.1, la variable de Gumbel associée à une période de retour de 13 ans a une valeur de 2,52 ce qui correspond ici à un niveau égal à 76,6 m NGF.

Une fois ce niveau établi, il convient d'étudier le volume pompé correspondant afin de s'assurer de la faisabilité et de la viabilité économique du dimensionnement correspondant. Les parois de la fouille sont verticales, mais les blindages n'ont pas a priori de vocation à être étanches.

L'estimation est faite dans le tableau 5 à l'aide de la relation de Schneebeli.

Si le dimensionnement est remis en cause, il peut être pertinent (ou non selon les cas) d'augmenter le niveau de risque acceptable en mettant en balance le coût d'une perte provisoire du chantier (ou bien d'envisager une paroi étanche).

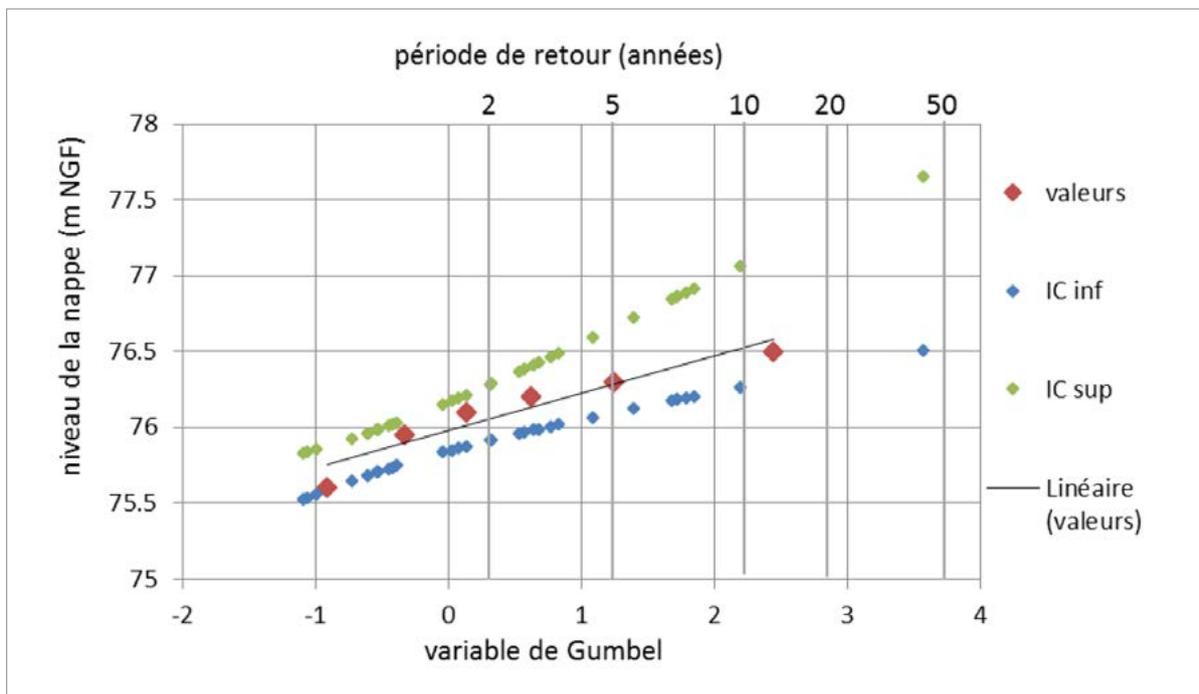


Figure 52. Ajustement de Gumbel sur les mesures piézométriques disponibles (en m NGF)

Largeur de la fouille B	6 m	
Pente du talus	20 V/H	(soit 87°)
Perméabilité K	$5.10^{-3}$ m/s	
Cote de la nappe EC	76,60 m NGF	
Cote de rabattement	76,15 m NGF	en tenant compte de 0,5 m de marge sous la fouille hauteur à rabattre
Charge hydraulique h	0,45 m	
Longueur de la fouille L	9 m	
Surface mouillée $S_m$	67,60 m <sup>2</sup>	
Q =	<b>166,5</b> m <sup>3</sup> /h	
	<b>46,2</b> L/s	

Tableau 5. Paramètres et résultats du calcul de débit d'exhaure



## ANNEXE D

### *DESCRIPTION DES ÉJECTEURS*

## ANNEXE D : DESCRIPTION DES ÉJECTEURS

Le fonctionnement des éjecteurs est semblable à celui des pointes filtrantes : une dépression créée dans le terrain provoque l'aspiration de l'eau.

La dépression est créée par effet venturi par circulation d'un fluide à haute pression/vitesse dans un cône venturi (figure 53), ce qui aspire l'air et l'eau au niveau de la crépine qui sont envoyés en direction du collecteur.

La colonne comporte donc 2 lignes : une ligne d'injection haute pression et une ligne de retour (figure 54).

Les injecteurs permettent dans le cas d'un puits correctement scellé dans un milieu peu perméable où les entrées d'air sont limitées de produire un vide partiel au niveau de la crépine.

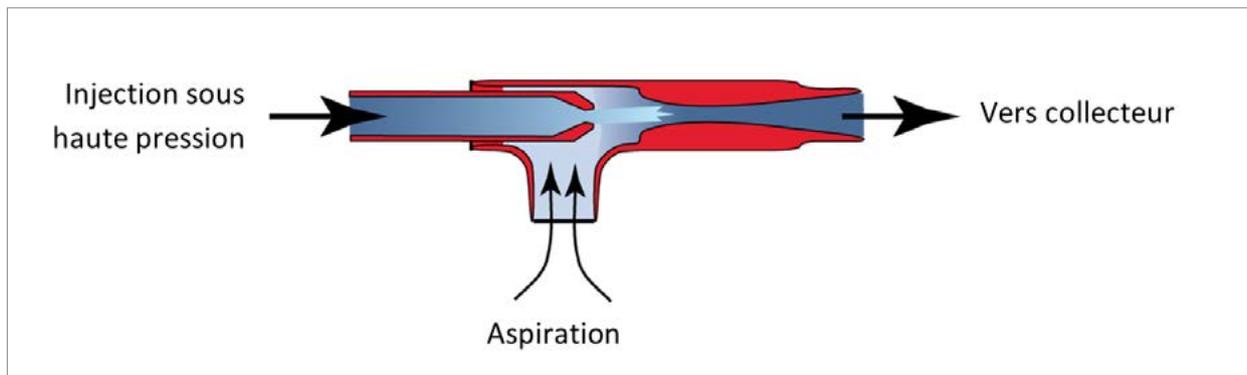


Figure 53. Schéma de principe d'un éjecteur

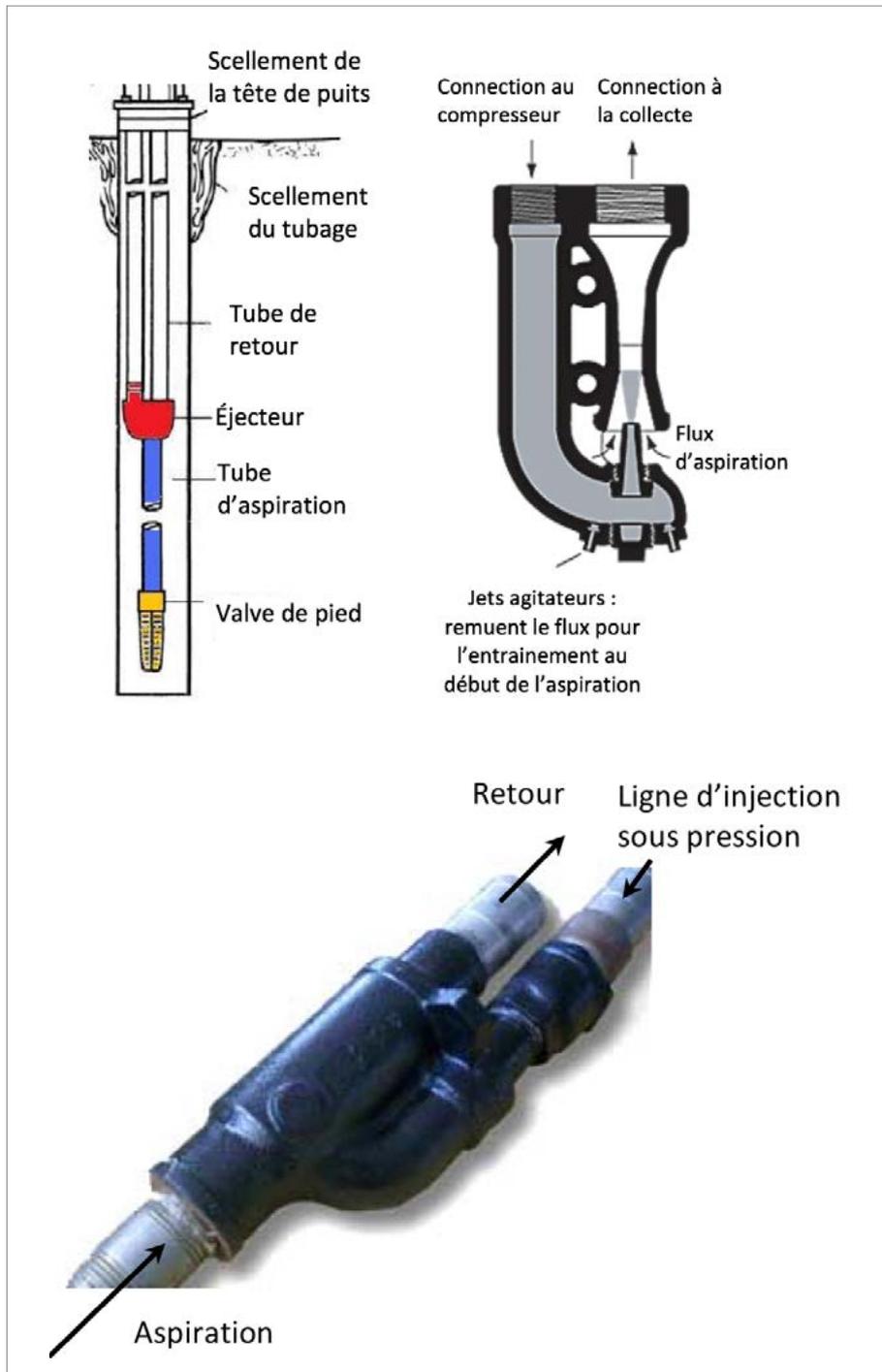


Figure 54. Principe de fonctionnement d'un éjecteur



© A. Parrot (DPG)

## ANNEXE E

### *PRINCIPE DE SUPERPOSITION (MÉTHODE DES PUIITS IMAGES)*

## ANNEXE E : PRINCIPE DE SUPERPOSITION (MÉTHODE DES PUIITS IMAGES)

L'équation de diffusivité pour la charge s'écrit en régime transitoire (87) :

$$\operatorname{div}(T \overrightarrow{\operatorname{grad}}(h)) = S \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (87)$$

Cette équation est linéaire en  $h$  et  $q$  pour une nappe captive où  $T$  ne dépend pas  $h$ . Donc si  $(h_1, q_1)$  et  $(h_2, q_2)$  sont deux solutions particulières vérifiant cette équation et ses conditions aux limites, alors  $(\alpha h_1 + \beta h_2, \alpha q_1 + \beta q_2)$  est également solution.

Le fait que les solutions soient linéairement additives est appelé **principe de superposition**, notion majeure en hydrogéologie.

On développe dans la suite du texte les relations élémentaires découlant du principe de superposition en nappe captive. L'application de ces relations aux nappes libres se fait en considérant que la transmissivité ne varie pas significativement (rabattement faible, sauf à proximité du puits) ; les solutions de l'équation de diffusivité sont alors linéaires en  $h^2$ .

### Régime permanent

L'équation de diffusivité pour une nappe captive se résume à :  $\nabla^2 h = 0$  (équation de la chaleur).

Une solution élémentaire en coordonnées polaires  $(r, \theta)$  s'écrit :  $h(r) = a \ln r + b$ , avec  $(a, b)$  des constantes. Cette solution également appelée solution de Dupuit correspond à un écoulement convergent vers le puits avec des isopièzes circulaires.

Le flux traversant chaque équipotentielle correspond au débit de pompage  $Q$  ; l'intégration de la loi de Darcy en coordonnées radiales à une distance  $r$  du puits donne  $\alpha = Q / (2\pi T)$ . Il vient l'expression générale de la charge en coordonnées radiales (88) :

$$h(r) = \frac{Q}{2\pi T} \ln r + b \quad (88)$$

avec  $b$  une constante déterminée par les conditions aux limites.

Dans le cas de deux puits captant le même aquifère, la charge en tout point  $M$  s'écrit selon le principe de superposition (89) :

$$h_M = \frac{Q_1}{2\pi T} \ln r_1 + \frac{Q_2}{2\pi T} \ln r_2 + b \quad (89)$$

avec  $(r_1, r_2)$  les distances respectives entre le point  $M$  et les puits  $F_1$  et  $F_2$  (figure 55).

Cette relation est extensible à tout nombre de puits. Le principe de superposition permet également d'écrire ces relations en termes de rabattement  $s$ , ce qui supprime le terme constant  $b$ .

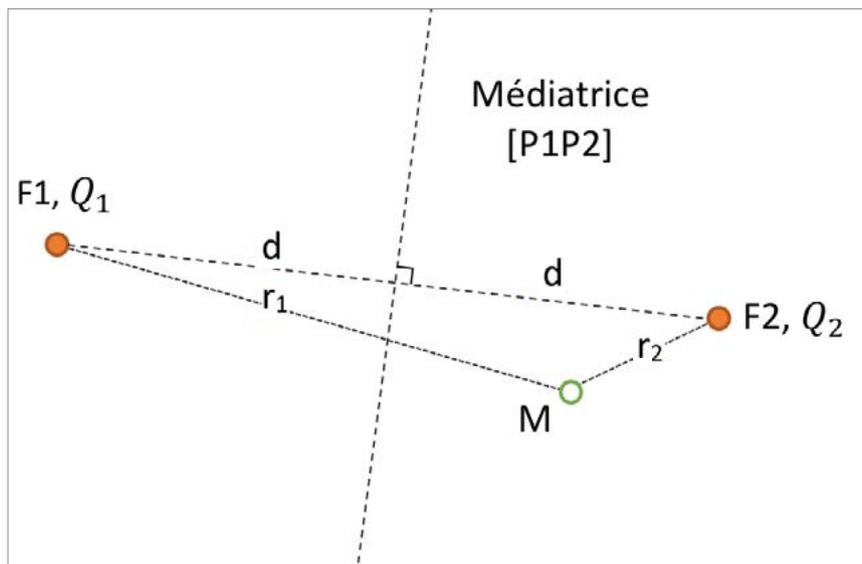


Figure 55. Position du point d'observation "M" par rapport aux deux puits

### Intégration des limites hydrogéologiques

On s'intéresse à 2 cas particuliers de la relation précédente que l'on écrit au niveau de la médiatrice du segment P1P2 (lieu des points  $r_1 = r_2$ ).

- si  $Q_1 = -Q_2, h_M = \frac{Q_1}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r_2} + b$ .

Pour  $r_1 = r_2, h_M = b$ .

La médiatrice du segment P1P2 est une **limite à charge constante**.

- si  $Q_1 = Q_2, h_M = \frac{Q_1}{2\pi T} \ln r_1 r_2 + b$

On démontre que la dérivée de la charge sur la médiatrice du segment P1P2 est nulle en tout point<sup>3</sup>. La médiatrice du segment P1P2 est une **limite à flux nul**.

Cette méthode se généralise à tout nombre de puits et tout nombre de limites ; les puits « images » introduits pour représenter les limites sont à leur tour munis de leurs puits images par

rapport aux autres limites. Cette méthode permet d'améliorer la précision du calcul (en pratique on se limite à quelques itérations – typiquement 2 ou 3 – selon la précision souhaitée).

La figure 56 présente le cas d'un puits F1 encadré par 2 limites pour lequel on écrit les 2 premiers niveaux d'images décrits dans le tableau 6.

Niveau 1	Niveau 2
(F2,-Q) est l'image de (F1,Q) par rapport à la limite de réalimentation	(F4,-Q) est l'image de (F3,Q) par rapport à la limite de réalimentation
(F3,Q) est l'image de (F1,Q) par rapport à la limite étanche	(F5,-Q) est l'image de (F2,-Q) par rapport à la limite étanche

Tableau 6. Niveaux d'itération de la méthode des images

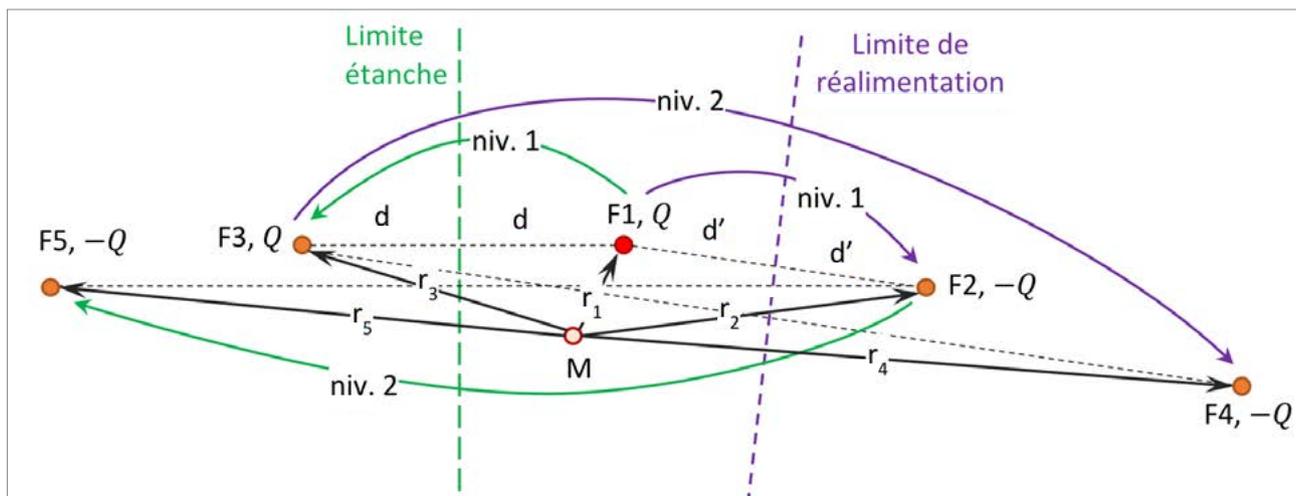


Figure 56. Application de la méthode des images à deux niveaux pour un puits et deux limites

On obtient dans le cas de la figure précédente (90) :

$$Q_1 = -Q_2, h_M = \frac{Q_1}{2\pi T} \ln \frac{r_1}{r_2} + b \quad (90)$$

### Régime transitoire

L'équation de Theis est une solution intégrale de l'équation de diffusivité en nappe captive obtenue par transformation de Laplace correspondant à une émission ponctuelle continue de fluide en deux dimensions (plan) ; elle est également linéaire en h, les conditions aux limites sont repoussées à l'infini et h = 0 en tout point du domaine à t = 0.

On peut comme pour le régime permanent appliquer le principe de superposition pour calculer l'influence de plusieurs puits sur la charge d'un aquifère, à la fois dans l'espace (dans le plan de l'aquifère) et dans le temps (chroniques de pompage/arrêt, etc.). De même que pour le régime permanent, le principe des images permet d'introduire des limites de réalimentation ou étanches rectilignes dans le domaine.

<sup>3</sup> la démonstration se fait en écrivant  $r_1, r_2$  en coordonnées cartésiennes, puis en dérivant l'expression selon x. En calculant  $\partial h / \partial x$ , on obtient pour  $\partial h / \partial x|_{x=d} = 0$  pour tout y.

## Superposition dans l'espace

Le rabattement au point M sous l'influence de deux puits de pompage F1, F2 fonctionnant aux débits ( $Q_1, Q_2$ ) s'exprime (91) :

$$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_1^2}\right) + \frac{Q_2}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_2^2}\right) \quad (91)$$

avec : W la fonction de Theis (cf. annexe A).

On utilise l'approximation logarithmique des deux fonctions W pour illustrer les simplifications des relations ; celles-ci restent vraies avec la fonction W.

- Pour  $Q_1 = Q_2$  (puits image symétrique, limite étanche) (92) :

$$\begin{aligned} s(M, t) &= \frac{Q_1}{4\pi T} \left[ \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_1^2}\right) + \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_2^2}\right) \right] \quad (92) \\ &= \frac{Q_1}{4\pi T} \left[ 2 \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_1^2}\right) + \ln\left(\frac{r_1^2}{r_2^2}\right) \right] \end{aligned}$$

Lors d'un pompage, la pente de la courbe  $s = f(t)$  double lorsque le rabattement atteint la limite étanche.

- Pour  $Q_1 = -Q_2$  (puits image opposé, limite de réalimentation) (93) :

$$\begin{aligned} s(M, t) &= \frac{Q_1}{4\pi T} \left[ \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_1^2}\right) - \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_2^2}\right) \right] \quad (93) \\ &= \frac{Q_1}{4\pi T} \ln\left(\frac{r_2^2}{r_1^2}\right) \end{aligned}$$

La courbe  $s = f(t)$  devient **indépendante du temps** lorsque le rabattement atteint la limite de réalimentation, un régime pseudo-permanent s'établit.

On retrouve des relations analogues à celles du régime permanent.

## Superposition dans le temps :

*Exemple d'une chronique marche/arrêt d'un pompage – intérêt de la phase de récupération*

L'arrêt de pompage peut être représenté par une injection de fluide (symétrique au pompage) mais décalée dans le temps. Si on peut utiliser l'approximation logarithmique, l'expression du rabattement au point M d'un pompage sur un puits isolé F1 au débit  $Q_1$  arrêté au temps  $t_1$  devient (voir tableau 7) :

pour $t < t_1$	pour $t > t_1$
$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_1^2}\right)$	$\begin{aligned} s(M, t) &= \frac{Q_1}{4\pi T} \left[ \ln\left(\frac{2.25Tt}{Sr_1^2}\right) - \ln\left(\frac{2.25T(t - t_1)}{Sr_1^2}\right) \right] \\ &= \frac{Q_1}{4\pi T} \ln\left(\frac{t}{t - t_1}\right) \end{aligned}$

Tableau 7. Équations du rabattement dans l'approximation de Jacob pour un seul puits avant et après l'arrêt de pompage à  $t = t_1$

L'expression de la remontée ne dépend que du temps, sa pente donne la valeur de la transmissivité en tout point et donc aussi au niveau du puits. Il est donc particulièrement intéressant de bien suivre les phases de récupération, notamment au niveau du puits où le niveau mesuré est alors celui de la nappe (il n'y a plus de pertes de charge autour du puits une fois le pompage arrêté).

## Exemple complet : chronique de pompage/arrêt de deux puits

On considère l'observation au point M du rabattement induit par deux forages F1 et F2 fonctionnant respectivement aux débits  $Q_1$  et  $Q_2$  selon la chronique du tableau 8.

La figure 57 illustre le rabattement calculé ( $Q_1 = 10 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $Q_2 = 15 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $T = 5.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $S = 10^{-2}$ ,  $r_1 = 21 \text{ m}$ ,  $r_2 = 18 \text{ m}$ ,  $t_1 = 12 \text{ h}$ ,  $t_2 = 24 \text{ h}$ ,  $t_3 = 36 \text{ h}$ ) selon le phasage décrit ci-dessus. Le rabattement total est à chaque instant  $t$  la somme des rabattements individuels.

Phasage	Situation	Rabattement
$0 < t < t_1$	Pompage sur F1 au débit $Q_1$	$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_1^2}\right)$
$t_1 < t < t_2$	Pompage sur F1 au débit $Q_1$ Pompage sur F2 au débit $Q_2$	$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_1^2}\right) + \frac{Q_2}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_1)}{Sr_2^2}\right)$
$t_2 < t < t_3$	Arrêt de F1 à $t_2$ Pompage sur F2 au débit $Q_2$	$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_1^2}\right) + \frac{Q_2}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_1)}{Sr_2^2}\right) - \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_2)}{Sr_1^2}\right)$
$t > t_3$	Arrêt de F2 à $t_3$	$s(M, t) = \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4Tt}{Sr_1^2}\right) + \frac{Q_2}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_1)}{Sr_2^2}\right) - \frac{Q_1}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_2)}{Sr_1^2}\right) - \frac{Q_2}{4\pi T} W\left(\frac{4T(t-t_3)}{Sr_2^2}\right)$

Tableau 8. Équations du rabattements pour deux puits F1 et F2 selon leurs chroniques de pompage

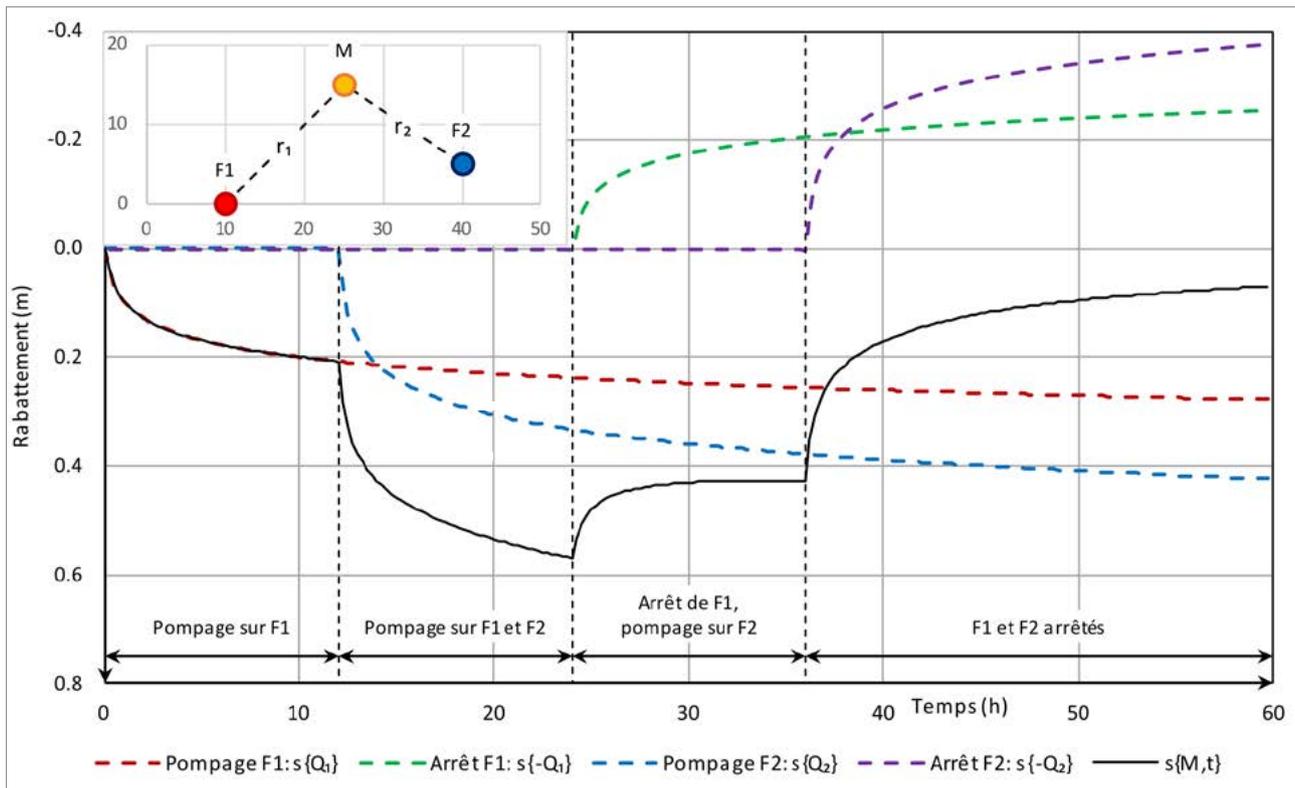


Figure 56. Construction de la courbe de rabattement pour les chroniques de pompage des puits F1 et F2

Ces relations se généralisent à tout nombre de puits de pompage, avec ou sans limites hydrogéologiques, chaque puits pouvant présenter une chronique de pompage/arrêt qui lui est propre ; dans le cas de limites, les chroniques des puits images sont identiques à celles des puits réels.

Elles sont facilement programmables par exemple à l'aide d'un tableur et fournissent un résultat rapide, mais sont relativement contraintes par leurs hypothèses de base.

Les relations déduites du principe de superposition servent de base à l'interprétation de Cooper-Jacob d'un pompage d'essai, à la fois pour la phase de pompage (estimation de T et de S, identification des limites hydrogéologiques) et pour la phase de récupération (estimation de T).

Elles peuvent être étendues à des solutions particulières intégrant par exemple une drainance (réalimentation au travers d'une couche peu perméable), une pénétration partielle des puits dans l'aquifère ou un effet capacitif ; c'est le principe de fonctionnement du logiciel OUAIP développé par le BRGM pour l'aide à l'interprétation des pompages d'essais.

Toutefois de nos jours la facilité d'accès des outils de modélisation numérique permet de prendre en compte aisément des systèmes pluri-aquifères et/ou des conditions aux limites aux géométries complexes pour estimer les rabattements induits.

**Publié par :**

**CFMS** (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique)

**Tél.** : +33 (0)1 41 96 90 80

**Fax** : +33(0) 1 41 96 91 05

**Courriel** : [cfms.secretariat@geotechnique.org](mailto:cfms.secretariat@geotechnique.org)

**Site internet** : [www.cfms-sols.org](http://www.cfms-sols.org)

**Correspondance :**

INSAVALOR/CFMS

66 boulevard Niels Bohr - CS52132

69603 VILLEURBANNE Cedex

**Siège social :**

Ecole des Ponts ParisTech

6 - 8 avenue Blaise Pascal

Cité Descartes

Champs sur Marne

77455 Marne-La-Vallée Cedex 2

**Copyright :**

© CFMS, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Editeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie, 20 rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

**Responsable de publication :**

Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

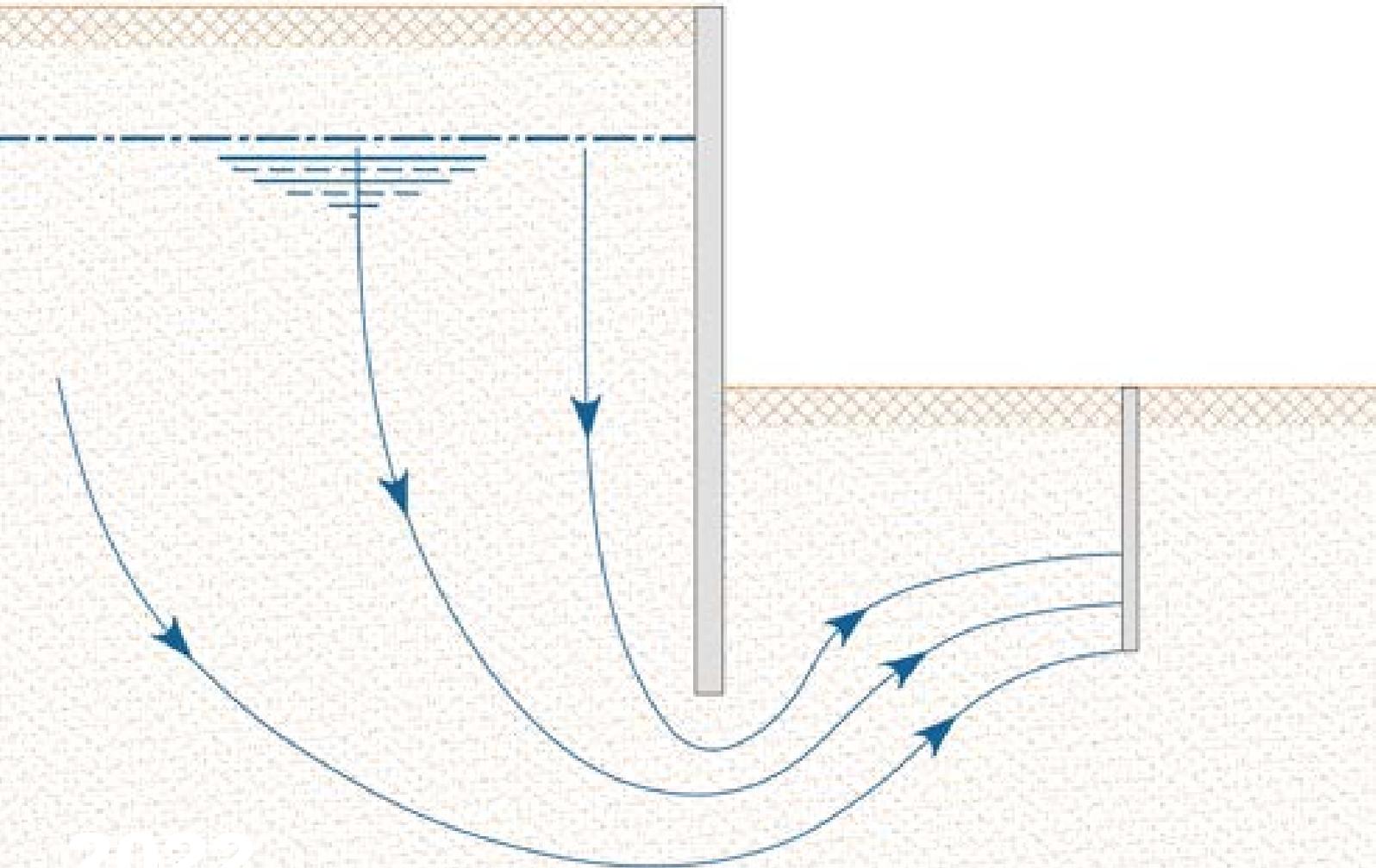
**Conception graphique / mise en page :**

Valérie SCOTTO DI CÉSARÉ.

[www.vsdcom.fr](http://www.vsdcom.fr)

**Date de publication :**

Mai 2022



2022