

Chapitre 2

Eléments d'hydrogéologie pour la géophysique de l'environnement

Dans le chapitre précédent, nous avons fait quelques rappels sur un premier processus physique de transport, qui est la diffusion. La diffusion permet la redistribution de matière, par exemple la chaleur ou des polluants, sans faire intervenir de mouvement moyen. Cependant, dans le milieu naturel, le mode de transport le plus efficace et le plus répandu est le transport advectif à l'aide d'un fluide. La plupart des problèmes d'environnement qui vont nous concerner dans ce cours vont faire intervenir l'eau comme vecteur principal du transport. Il nous est donc nécessaire, comme préliminaire à nos études, d'effectuer quelques rappels d'hydrogéologie élémentaire.

2.1 L'eau souterraine dans l'environnement de subsurface

2.1.1 Différents réservoirs pour l'eau souterraine

L'eau venant des précipitations et des réservoirs de surface (lacs, étangs, mers, cours d'eau, sols marécageux, etc...) finit par trouver son chemin dans les pores du sous-sol rocheux. L'eau s'infiltré en général verticalement dans la zone insaturée (Figure 2.1). Dans cette zone insaturée, la saturation volumique demeure inférieure à 100 %. L'eau peut s'accumuler localement dans des poches formées par des formations imperméables (lits argileux), on parle alors de nappe ou aquifère perchée. Ces aquifères perchés sont souvent saisonnières ou migrent avec le temps. L'eau par contre s'accumule en permanence et sature un volume de roche à partir d'un front plus ou moins imperméable. C'est une aquifère ou nappe phréatique dite libre. Sa surface peut varier avec le temps mais dans des limites en général faibles. Dans la nappe, l'eau s'écoule plus ou moins horizontalement vers un exutoire, source ou lit d'une rivière. Au toit de la nappe libre, on distingue parfois une zone de roche saturée en eau mais où les écoulements sont essentiellement verticaux, c'est la frange capillaire. L'eau peut aussi saturer une autre couche rocheuse sous-jacente, capable aussi d'emmagasiner et de faire circuler l'eau, et située entre deux niveaux imperméables (aquicludes) ou presque imperméables (aquitards). La nappe phréatique située entre de tels niveaux est dite aquifère (ou nappe) captive (ou confinée). Notons que des couches situées plus profondément, comme sur la Figure 2.1, peuvent aussi contenir de l'eau. Un socle cristallin est peu poreux mais peut contenir suffisamment de fractures pour assurer des échanges d'eau à grande distance. De même, un pli consécutif par exemple à un épisode de déformation fragile, peut contenir une poche de sables ou d'évaporites qui peut constituer localement un conduit où l'eau peut s'accumuler et circuler. Enfin, dans des formations calcaires, des poches d'eau peuvent évoluer en réseaux macroscopiques de grande échelle, les karsts. Sur un site donné, il n'est pas rare que toutes ces différents modes de stockage et de circulation de l'eau coexistent. Si on effectue des forages, comme sur la figure, qu'on appelle piézomètres dès qu'on les équipe d'une mesure du niveau d'eau, on pourra échantillonner tel ou tel réservoir suivant la position et la profondeur. Trois forages proches peuvent ainsi échantillonner des réservoirs complètement différents! Notons en outre que les aquifères libres et captives, ainsi que les réseaux karstiques, ne sont pas nécessairement indépendants mais communiquent entre eux, notamment sur des plans de faille cisillant les couches imperméables.

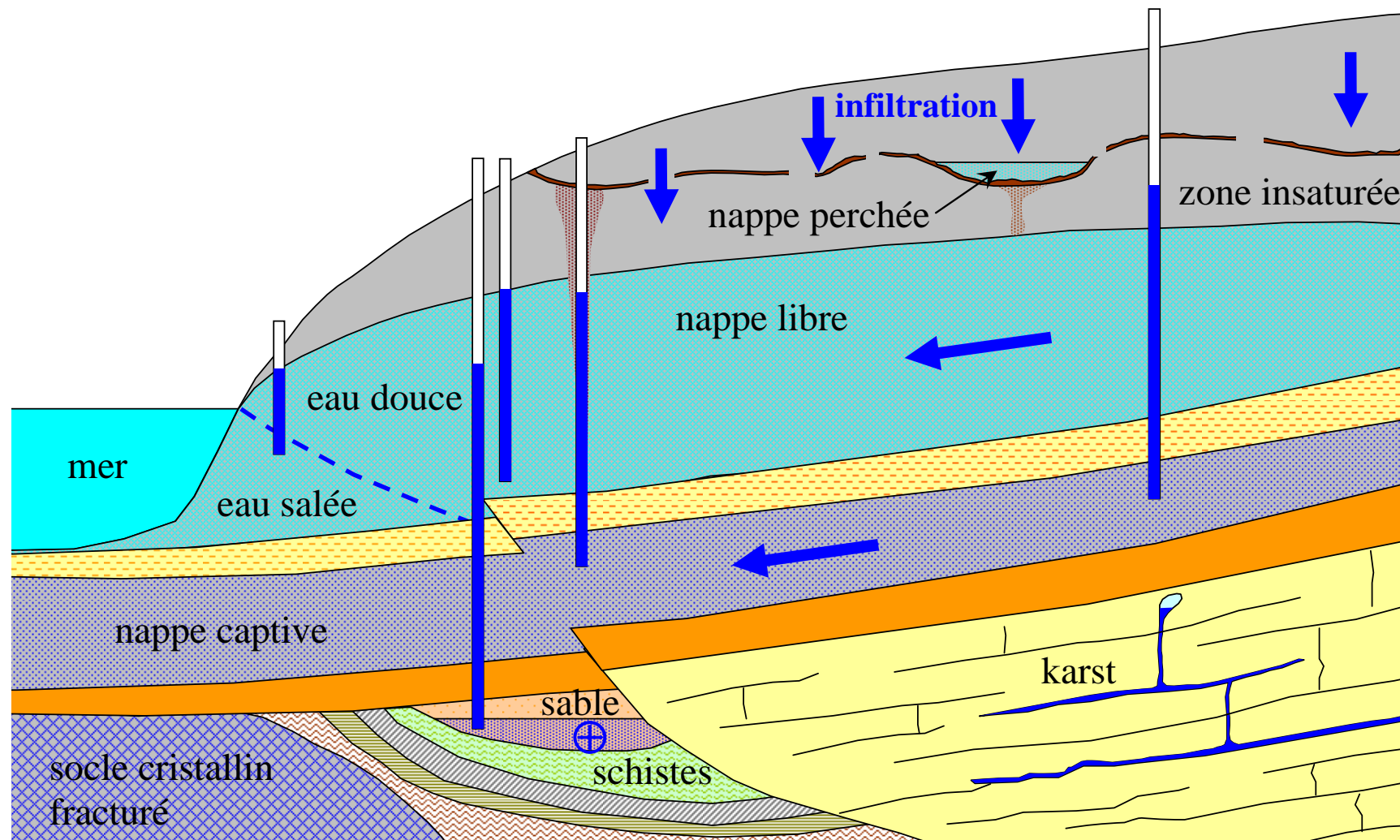


Figure 2.1. Différents réservoirs d'eau dans le sous-sol.

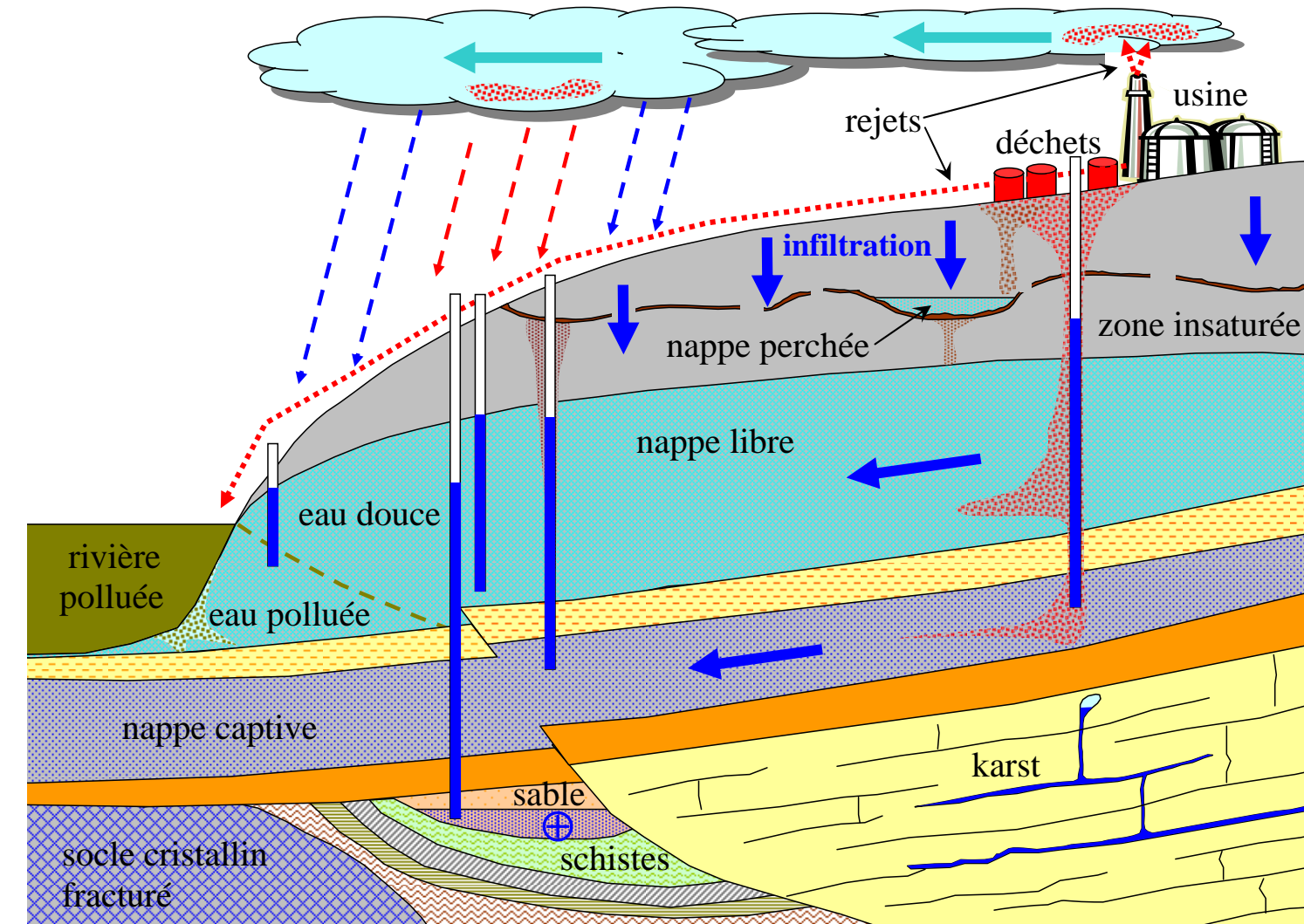


Figure 2.2. Quelques scénarios de contamination des réservoirs du sous-sol.

Chaque réservoir d'eau se caractérise aussi par sa sensibilité particulière. Un aquifère libre côtier pourra être envahi par de l'eau salée en provenance de la mer. Une couche géologique peut par exemple contenir des concentrations importantes d'arsénopyrites. Le lessivage par l'eau entraîne alors une contamination naturelle à l'arsenic, qui s'accumule par exemple dans une nappe perchée, mais peut aussi envahir la nappe libre sous-jacente. Notons aussi que les forages peuvent constituer un chemin préférentiel qui peut même amener l'arsenic à de plus grandes profondeurs, voire même jusqu'à la nappe confinée qu'on croyait pure. On voit déjà que les forages, qui peuvent être des outils puissants, sont aussi des instruments pénétrants qui peuvent présenter un risque. Dans les chapitres suivants, on analysera dans quelle mesure on peut remplacer les forages par d'autres techniques géophysiques.

Les circulations d'eau, complexes et multiples, vont définir la susceptibilité d'un site naturel à une perturbation, par exemple les rejets et déchets d'une usine. Des déchets solides, stockés dans des conditions impropres, peuvent contaminer le sol sur le site de l'usine, et ensuite les nappes phréatiques, par les chemins naturels de l'infiltration, ou des conduits artificiels comme des souterrains ou des forages mal étanchéifiés. Les rejets liquides dans la rivière peuvent aussi pénétrer des systèmes phréatiques locaux ou lointains, via les cours d'eau par exemple. Quant aux rejets aériens, s'ils conduisent à une dispersion rapide en principe, la persistance de vents dominants et l'existence de zones de précipitation préférentielles peuvent très bien conduire à des accumulations locales, et une contamination des sols puis des aquifères sous-jacentes. Notons qu'indépendamment de la présence de l'usine, l'eau polluée de la rivière est susceptible de pénétrer dans notre site via l'interface avec la nappe libre. Les circulations d'eau en dehors de la nappe peuvent d'ailleurs s'inverser en cas de crue.

On constate avec cet exemple schématique qu'il sera incontournable, sur un site naturel, de comprendre et d'établir la position et les caractéristiques des principaux réservoirs d'eau. Il est important, dans un premier temps, de savoir estimer ces paramètres et de disposer de quelques modèles conceptuels généraux. C'est ce que nous allons rassembler dans ce chapitre. Dans ce cycle de l'eau, il est d'abord utile d'avoir quelques idées sur le terme source, l'infiltration.

2.1.2 Quelques notions générales sur l'infiltration

L'infiltration est une fonction complexe des précipitations, de leur quantité mais aussi de leur régime ; elle dépend aussi considérablement de la nature et de l'état hydrique du sol, ainsi que de la couverture végétale et des revêtements installés par l'homme en zone urbaine comme en pleine campagne. Signalons par exemple dans la Beauce l'imperméabilisation dû au tassement induit, sous la profondeur de labour, par l'utilisation d'engins agricoles lourds. Sous les latitudes moyennes, on pourra considérer que, pour 76 cm d'eau tombée en une année, 45 cm s'évaporent, 30 cm disparaissent dans le ruissellement, et seulement 1 cm s'infiltré. En général, on pourra aussi considérer qu'approximativement un pourcent de l'eau des précipitations se retrouve dans l'infiltration. C'est cette valeur que nous utiliserons dans la plupart de nos estimations. Il faudra cependant garder en mémoire que des surprises ne sont pas rares. Par exemple, sur le site de Yucca Mountain, dans une zone désertique du Névéda aux Etats-Unis (Figure 2.3), les précipitations sont très faibles (170 mm par an). Pourtant, on a mesuré une infiltration moyenne de 4 mm par an, avec des valeurs pouvant aller dépasser 9 mm, ce qui est la valeur approximative de l'infiltration mesurée dans les Alpes, où la pluviométrie est 900 mm par an au moins.

Gardons d'ailleurs en mémoire l'ordre de grandeur des précipitations en France: 600 mm par an à Paris mais une moyenne de 1200 mm par an sur une grande partie du territoire (Figure 2.4). Notons que les événements de pluie extrêmes (Figure 2.5) contribuent peu à

l'infiltration. Une fois que l'eau s'infiltré, son sort dépend des paramètres des sols et des roches.

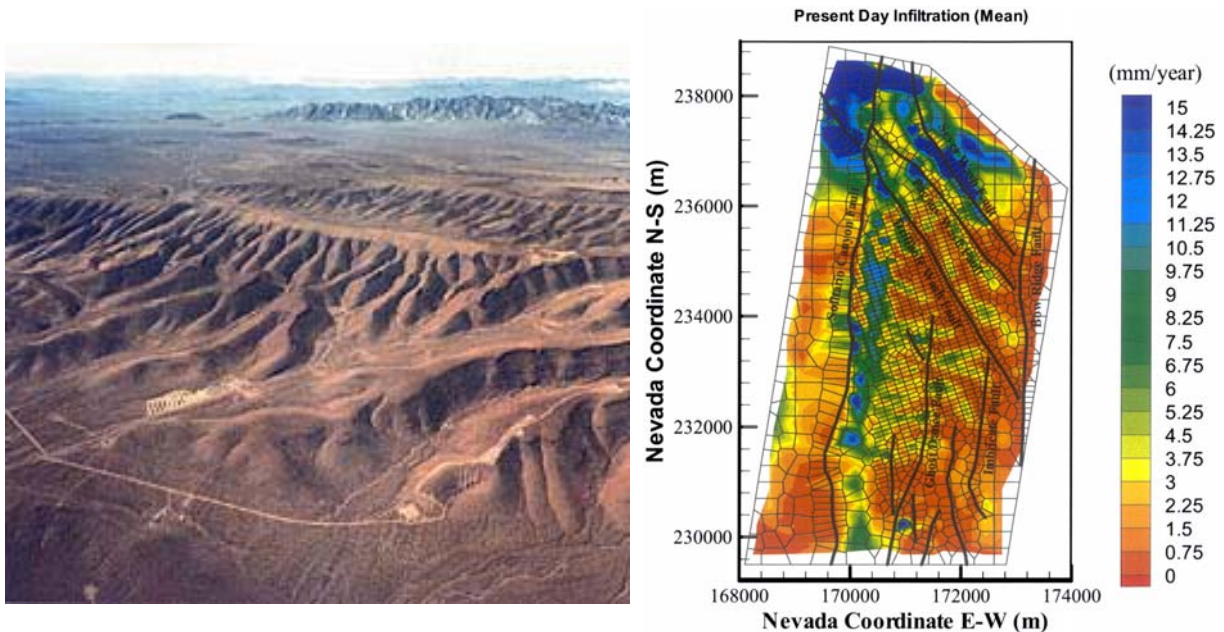


Figure 2.3. Carte de l'infiltration reconstruite sur le site du laboratoire souterrain de Yucca Mountain au Névéda.

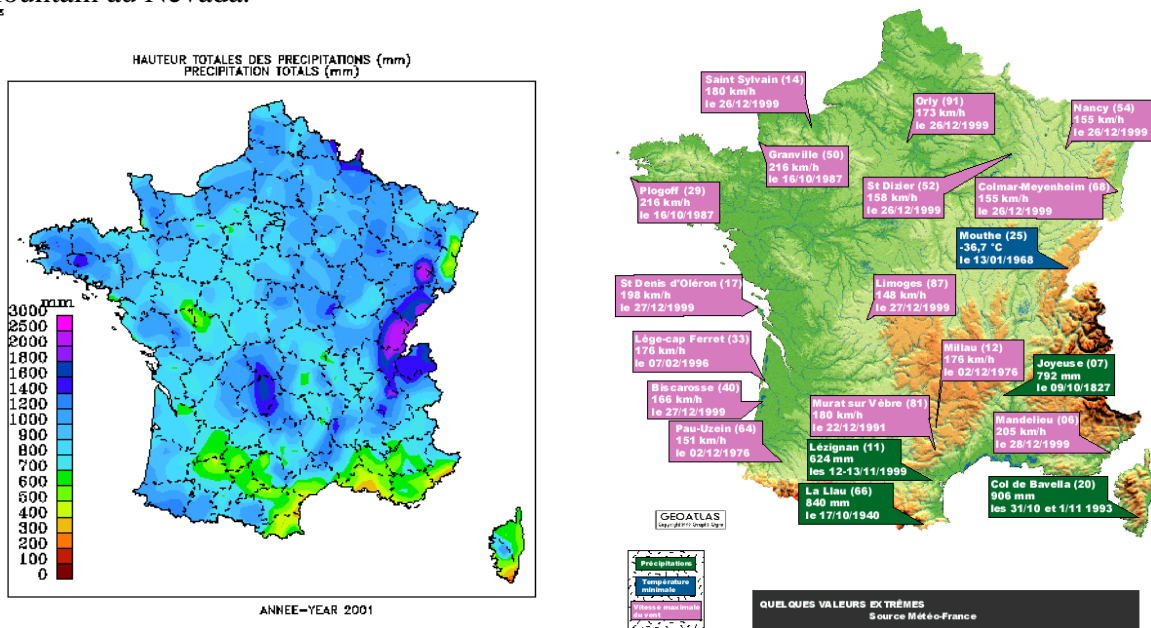


Figure 2.5. Pluviométrie en France en 2001 (Météo-France)

Figure 2.6. Evénements météorologiques extrêmes en France (Météo-France)

2.2 L'eau dans les sols et les roches: Rappels de physique des milieux poreux

2.2.1 Porosité

La porosité est la fraction de volume de roche occupée par l'espace poreux. Nous la noterons ϕ comme au chapitre précédent. Il s'agit ici de la porosité qui est accessible aux fluides, ou porosité connectée. Une partie de la porosité en effet peut ne pas être accessible au mouvement mais nous négligerons en général la contribution de la porosité non-connectée

dans nos applications. Il est utile de conserver quelques ordres de grandeur en tête pour différents types de roche:

- Granite ou gneiss: de 1 à 5 %
- Calcaire: de 5 à 40 %
- Grès: 5 à 20 %
- Sable ou gravier: 20 à 40 %

Pour mémoire, il n'est pas inutile de se souvenir de la porosité d'un empilement compact de sphères identiques: $1 - \frac{\pi}{3\sqrt{2}} \approx 26\%$ ¹. C'est la porosité minimale d'un empilement quelconque de sphères, comme conjecturé correctement par Kepler. Pour des grains polydispersés, on pourra obtenir des porosités plus faibles mais la porosité de Kepler demeure une bonne moyenne pour un sable ou un gravier.

2.2.2 Loi de Darcy et perméabilité

L'eau se déplace dans le milieu poreux en présence d'une différence de pression supérieure à la pression hydrostatique. Le débit volumique Q à travers une section δS de roche et la quantité $u = Q/\delta S$ est proportionnel au gradient de pression:

$$u = -\frac{k}{\eta} \frac{\partial p}{\partial x}, \quad (2.1)$$

où k est la perméabilité et η la viscosité dynamique. C'est la loi de Darcy, mise en évidence expérimentalement en 1856 par Henry Darcy (1803-1858). La quantité u est souvent nommée vitesse de Darcy, terme plutôt malheureux car u ne doit pas être confondue avec la vitesse réelle de l'eau. En effet, la vitesse moyenne V dépend de la porosité et on a:

$$V = \frac{u}{\phi}, \quad (2.2)$$

relation dite de Dupuit, d'après l'ingénieur Arsène Dupuit (1804-1866), contemporain de Darcy que nous retrouverons plus loin.

La perméabilité s'exprime en m^2 mais on utilise encore une unité adaptée au milieu naturel, le Darcy (D). C'est par définition la perméabilité qui fournit une vitesse de Darcy de 1 cm/s pour un gradient de pression d'une atmosphère par cm. La viscosité dynamique de l'eau valant 10^{-3} Pa·s dans les conditions ambiantes, on a:

$$1D = \frac{10^{-2} \times 10^{-3} \times 10^{-2}}{101325} \approx 10^{-12} \text{ m}^2. \quad (2.3)$$

La perméabilité peut varier sur plusieurs ordres de grandeur d'une roche à l'autre et aussi, pour une même roche, elle dépend de l'échelle spatiale considérée, c'est une notion fractale. Dans notre cours, nous nous intéresserons à des ordres de grandeur pertinents pour une échelle de quelques dix mètres à un kilomètre et nous retiendrons les valeurs grossières suivantes:

- Granite ou gneiss: de quelques μD à quelques 0.1 mD suivant le degré de fracturation
- Calcaire ou grès: quelques mD avec de fortes anisotropies pour des lits calcaires
- Sable: 1 à quelques D
- Gravier: jusqu'à 100 D

¹ Remarquez bien que cette valeur ne dépend pas du rayon ! Un empilement compact de petits grains sphériques a la même porosité qu'un empilement compact de grosses sphères !

On utilise aussi la notion de débit spécifique, qui est l'intégrale de la vitesse de Darcy sur une ligne verticale:

$$q = \int u dz . \quad (2.4)$$

Autrement dit, le débit spécifique est le débit pour une tranche d'aquifère de 1 mètre. Le débit total à travers une tranche de largeur W s'écrit alors:

$$Q = \iint u \delta S = Wq . \quad (2.5)$$

2.2.3 Gradient piézométrique et conductivité hydraulique

En hydrogéologie, on préfère exprimer les pressions en hauteur d'eau h , qu'on appelle hauteur piézométrique. La loi de Darcy s'écrit alors:

$$u = -\frac{k\rho_w g}{\eta} \frac{\partial h}{\partial x} = -K \frac{\partial h}{\partial x} , \quad (2.6)$$

où g est l'accélération de la pesanteur, ρ_w est la masse volumique de l'eau et K un coefficient appelé conductivité hydraulique. Le gradient piézométrique $\partial h / \partial x$ s'appelle aussi gradient hydraulique. La conductivité hydraulique s'exprime en m/s. Une perméabilité de 1 D correspond à une conductivité hydraulique de:

$$K(1D) = \frac{10^3 \times 9.8 \times 10^{-4}}{101325} \approx 10^{-5} \text{ m/s} , \quad (2.7)$$

soit environ un mètre par jour.

2.2.4 Notions de transmissivité et storativité d'une aquifère

Ces deux notions sont souvent utilisées par les hydrogéologues. Il est donc nécessaire de connaître leur définition. La transmissivité T est le débit par unité de gradient hydraulique par unité de longueur d'aquifère horizontale perpendiculaire au flux, soit:

$$T = KH , \quad (2.8)$$

pour une épaisseur verticale H de l'aquifère.

La storativité S d'une aquifère, ou coefficient d'emmagasinement, est le volume d'eau libérée ou stockée par l'aquifère par unité d'aire horizontale de l'aquifère par unité de variation du gradient hydraulique. La storativité dépend en général des propriétés élastiques de l'eau et du milieu. Pour nos applications, nous nous placerons dans des cas simples, en général des nappes libres, où nous pourrions identifier la storativité avec la porosité.

Dans la suite, nous allons d'abord rappeler quelques relations utiles dans le cas des aquifères captives, puis nous poursuivrons pas une étude plus détaillée du cas, important en géophysique de l'environnement, de l'aquifère libre.

2.3 Transport de l'eau dans l'aquifère captive

2.3.1 Débit de l'aquifère captive

Considérons (Figure 2.6) une nappe captive d'épaisseur E en présence d'un gradient piézométrique matérialisé par exemple par une différence Δh des niveaux d'eau de deux forages séparés d'une distance de Δx . Le débit spécifique q dans cette nappe est alors:

$$q = KE \frac{\Delta h}{\Delta x} . \quad (2.9)$$

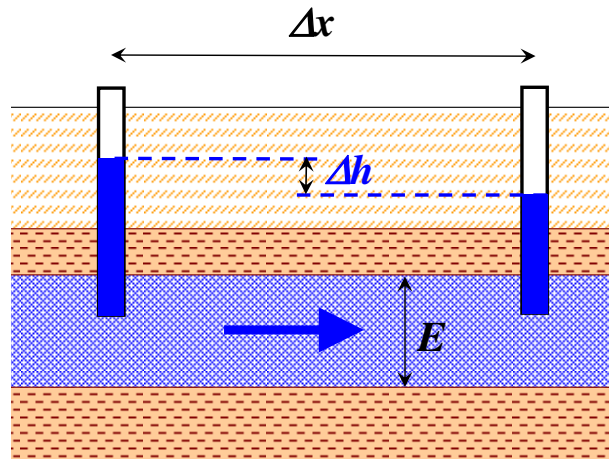


Figure 2.6. Gradient piézométrique et débit dans une nappe captive.

2.3.3 Rabattement de pompage dans une nappe captive

Considérons une nappe captive à l'équilibre, en l'absence de gradient hydraulique régional. On peut aussi imaginer qu'on corrige le gradient réel du gradient régional et on obtient alors un gradient local nul. Perçons un forage de diamètre $2r_0$ jusqu'à cette nappe confinée (Figure 2.7) et pompons dans ce forage avec un débit Q . Supposons que le tube du forage est étanche au dessus de la nappe captive et échantillonne uniformément toute l'épaisseur E de la nappe. On réalise par exemple une partie avec des trous réguliers et suffisamment gros (crépine).

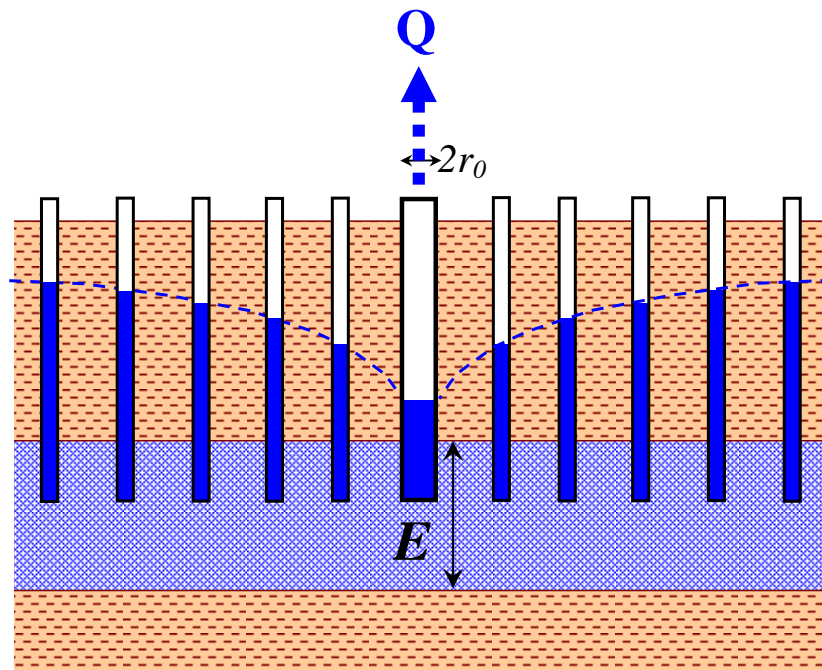


Figure 2.7. Pompage dans une nappe captive.

Après une période transitoire, le niveau demeurera stable à une hauteur h_0 dans le forage. Cette hauteur est inférieure au niveau initial H_0 dans le forage, qui correspondait à la pression uniforme dans la nappe. La pression hydraulique adopte un profil à symétrie cylindrique autour du forage si le milieu est homogène et isotrope (Figure 2.7), profil qu'on appelle usuellement le cône de rabattement. Soit $h(r)$ la forme de ce profil hydraulique où r est la distance du point considéré au centre du forage. A l'équilibre, le débit d'eau est conservé et on a pour tout r :

$$Q = 2\pi rKE \frac{dh}{dr} . \quad (2.10)$$

On obtient donc l'équation différentielle:

$$\frac{Q}{2\pi rKE} \frac{dr}{r} = dh , \quad (2.11)$$

qui s'intègre:

$$\frac{Q}{2\pi rKE} \text{Log} \frac{r}{r_0} = h - h_0 . \quad (2.12)$$

Le débit de pompage de la nappe captive est donc:

$$Q = 2\pi K \frac{E(h - h_0)}{\text{Log} \frac{r}{r_0}} . \quad (2.13)$$

En pratique, on mesure Q et si connaît la pression $h(r_1)$ à une distance r_1 , par exemple grâce à un forage annexe, on peut estimer la valeur de K . C'est une des mesures directes de conductivité hydraulique les plus pratiquées sur le terrain. Si on ne possède pas de forage annexe, on peut estimer empiriquement la distance R , qu'on appelle rayon d'action ou rayon d'influence, à partir de laquelle le pompage n'a pas d'influence et on écrit:

$$Q = 2\pi K \frac{E(H_0 - h_0)}{\text{Log} \frac{R}{r_0}} . \quad (2.14)$$

On dispose de plusieurs méthodes empiriques pour déterminer le rayon d'action. Par exemple, dans des sables fins et des grès, on peut prendre $R=60$ m et $R=200$ m pour des graviers. On peut aussi utiliser la formule empirique de Sichardt qui fait apparaître le rabattement et la conductivité hydraulique:

$$R(m) = 3000(H_0 - h_0)\sqrt{K} , \quad (2.15)$$

où le rabattement est exprimé en m et la conductivité hydraulique en m/s. Comme le rayon d'action R intervient à travers un logarithme dans l'équation (2.14), une valeur approximative suffit pour obtenir une estimation raisonnable de la conductivité hydraulique à partir du débit de pompage et du rabattement observé dans le puits de pompage.

2.4 L'aquifère libre dans l'approximation de Dupuit

2.4.1 L'approximation de Dupuit

Dans le cas de l'aquifère libre, la hauteur d'eau dépend de la position le long de la ligne de flux (figure ci-dessus). Il est en général très difficile de calculer la distribution des vitesses de Darcy en fonction de la position. On peut cependant utiliser, pour faire des modèles quantitatifs simples, une approximation simple mais puissante, l'approximation de Dupuit.

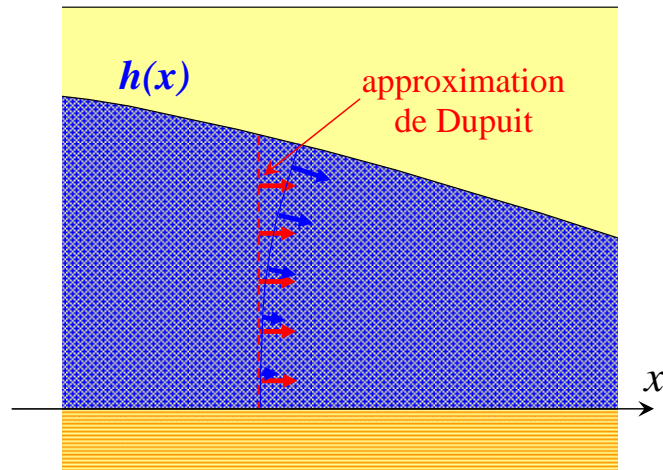


Figure 2.8. L'approximation de Dupuit pour l'aquifère libre.

Dans cette approximation, on fait l'hypothèse (Figure 2.8) que les vitesses sont horizontales (on néglige donc la courbure des lignes de flux) et que la vitesse est constante le long d'une ligne verticale et donnée par le gradient hydraulique correspondant à la hauteur réelle de la nappe. La vitesse de Darcy, uniforme sur toute la hauteur, est alors:

$$u = -K \frac{dh}{dx} . \quad (2.16)$$

et le débit spécifique est:

$$q = uh = -Kh \frac{dh}{dx} . \quad (2.17)$$

Par exemple, pour un gradient piézométrique de 1 % (typique d'un bassin sédimentaire) et une conductivité hydraulique de 10^{-5} m/s, la vitesse de Darcy est $10^{-5} \times 10^{-2} = 10^{-7}$ m/s, soit, pour une porosité de 10 %, une vitesse réelle de l'eau de $10^{-7}/0.1 = 10^{-6}$ m/s. L'eau va parcourir une distance de 10 km en $10^4/10^{-6} = 10^{10}$ s ≈ 300 ans, ce qui n'est pas complètement sans conséquence si par exemple cette eau transporte un composé toxique.

2.4.2 Décharge de Dupuit-Forchheimer

Considérons (Figure 2.9), la percolation perpendiculairement à travers un massif poreux d'épaisseur L et de conductivité hydraulique K . Ce massif pourrait être un barrage, un massif rocheux ou un talus séparant une rivière d'un contre-canal. Le niveau d'eau est h_0 sur la face d'entrée de l'eau et $h_L < h_0$ sur la face de sortie. Le débit spécifique q est conservé à travers le massif. On a donc, dans l'approximation de Dupuit,

$$q = -Kh \frac{dh}{dx} = \text{Constante} . \quad (2.18)$$

soit:

$$-\frac{q}{K} dx = h dh \quad (2.19)$$

$$-\frac{q}{K} x = \frac{1}{2} [h^2 - h_0^2] \quad (2.20)$$

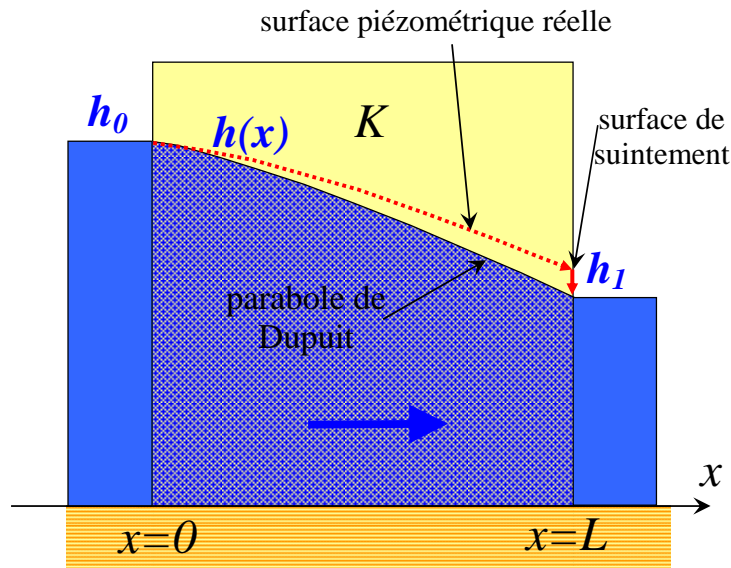


Figure 2.9. Percolation à travers un milieu poreux dans l'approximation de Dupuit.

On obtient donc la forme de la surface piézométrique:

$$h(x) = \sqrt{h_0^2 - \frac{2q}{K}x} . \quad (2.21)$$

C'est un arc de parabole (parabole de Dupuit). D'autre part, on peut exprimer le débit spécifique en fonction des conditions aux limites:

$$q = \frac{K}{2L} (h_0^2 - h_L^2) . \quad (2.22)$$

On peut montrer que cette dernière équation, dite formule de la décharge de Dupuit-Forchheimer, ne dépend pas de l'approximation de Dupuit mais demeure vraie avec des hypothèses plus générales. En réalité, la surface piézométrique se trouve légèrement au dessus de la parabole de Dupuit (Figure 2.9) et l'eau débouche au dessus de la surface libre; elle suinte donc verticalement, ce qui s'observe parfois.

La décharge de Dupuit-Forchheimer a de nombreuses applications pratiques. Etudions par exemple le cas d'un contre-canal installé parallèlement à une rivière (Figure 2.10).

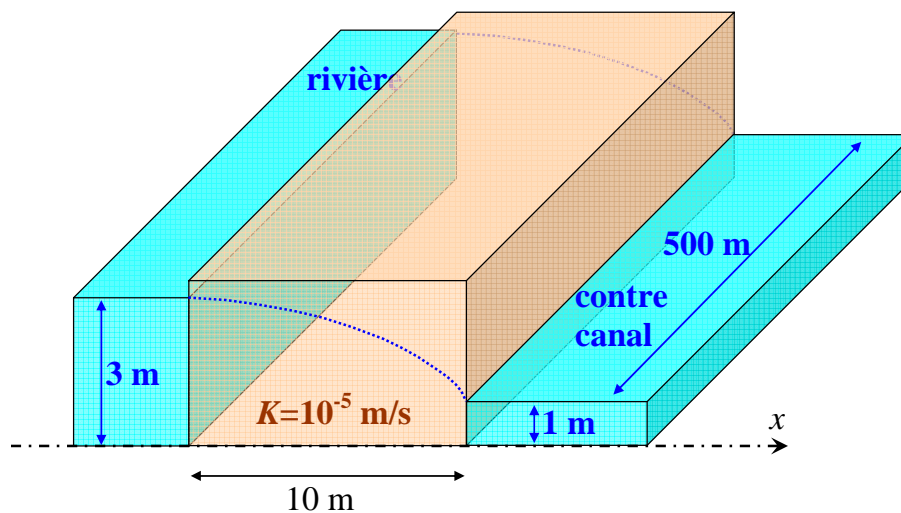


Figure 2.10. Exemple de la percolation d'une rivière à travers un talus vers un contre-canal.

Dans l'exemple considéré, on passe d'une hauteur d'eau de 3 m dans la rivière à 1 m dans le contre-canal. Le talus est large de 10 m, long de 500 m et sa conductivité hydraulique est 1 D. Le débit Q est alors :

$$Q = \frac{500 \times 10^{-5}}{2 \times 10} (3^2 - 1^2) = 2 \text{ L/s.} \quad (2.23)$$

2.4.3 Rabattement de pompage dans une nappe libre

Considérons maintenant une nappe libre à l'équilibre en l'absence de gradient hydraulique régional. On peut aussi imaginer, comme précédemment, qu'on corrige le gradient réel du gradient régional et on obtient alors un gradient hydraulique local nul. Perçons un forage de diamètre $2r_0$ jusqu'au fond de cette nappe libre (Figure 2.11) et pompons dans ce forage avec un débit Q . Supposons que le tube du forage est crépiné pour échantillonner uniformément toute l'épaisseur de la nappe.

Après une période transitoire, la surface phréatique libre va prendre un profil de rabattement stable, inférieur au niveau initial H_0 , à symétrie cylindrique autour du forage si le milieu est homogène et isotrope (Figure 2.11). Soit $h(r)$ la forme de ce profil hydraulique où r est la distance du point considéré au centre du forage. A l'équilibre, le débit d'eau est conservé et on a pour tout r :

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr}. \quad (2.24)$$

On obtient donc l'équation différentielle:

$$\frac{Q}{2\pi K} \frac{dr}{r} = h dh, \quad (2.25)$$

qui s'intègre:

$$\frac{Q}{2\pi K} \text{Log} \frac{r}{r_0} = \frac{1}{2} (h^2 - h_0^2). \quad (2.26)$$

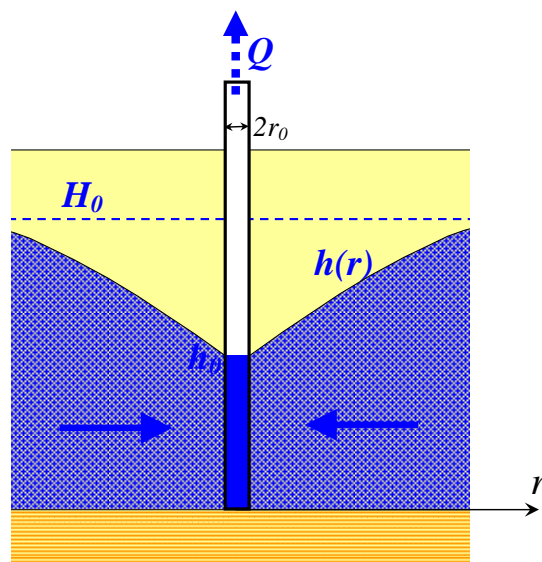


Figure 2.11. Rabattement de pompage dans une nappe libre.

Le débit de pompage de la nappe libre est donc:

$$Q = \pi K \frac{(h^2 - h_0^2)}{\text{Log} \frac{r}{r_0}}. \quad (2.27)$$

Prenons note de la différence entre cette relation (2.27) et l'expression (2.13) du débit de pompage en nappe captive. Comme précédemment, on peut échantillonner le cône de rabattement à différentes distances (au moins une) dans des forages annexes, ou utiliser une valeur approchée du rayon d'action R . On a alors :

$$Q = \pi K \frac{(H_0^2 - h_0^2)}{\text{Log} \frac{R}{r_0}}. \quad (2.28)$$

Par exemple, imaginons que, pour un débit de 1 L/s dans un forage de 8 cm de diamètre, on observe une hauteur d'eau de 10 m, soit un rabattement de 2 m par rapport au niveau initial. En l'absence d'information supplémentaire, il faut faire une estimation du rayon d'influence. Prenons une conductivité hydraulique de 10^{-5} m/s, le rayon d'influence donné par la formule de Sichardt (2.15) est $3000 \times 2 \times \sqrt{10^{-5}}$ soit 19 m. L'hypothèse sur la conductivité hydraulique a peu d'influence sur la suite. On a alors :

$$K = \frac{Q}{\pi} \frac{\text{Log} \frac{R}{r_0}}{(H_0^2 - h_0^2)} = \frac{10^{-3}}{\pi} \frac{\text{Log} \frac{19}{0.04}}{12^2 - 10^2} \approx 4.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}. \quad (2.29)$$

Supposons que nous disposions d'un forage annexe situé à $r_1=4$ m où était observé un rabattement de 50 cm. Alors, il n'était pas nécessaire de faire une estimation du rayon d'action et nous avons directement :

$$K = \frac{Q}{\pi} \frac{\text{Log} \frac{r_1}{r_0}}{(h_1^2 - h_0^2)} = \frac{10^{-3}}{\pi} \frac{\text{Log} \frac{4}{0.04}}{11.5^2 - 10^2} \approx 4.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}. \quad (2.29)$$

Outre la méthode du cône de rabattement stationnaire, décrite dans ce chapitre pour les nappes libres et captives, il existe aussi des techniques transitoires qui permettent de déterminer la transmissivité et la storativité. Le lecteur se référera pour leur description à des ouvrages spécialisés. Les divers tests hydrogéologiques en forage sont souvent mis en œuvre en situation réelle car ils constituent une des rares mesures directes de la conductivité hydraulique sur le terrain.

La raison principale d'effectuer des pompages dans un puits cependant n'est pas la réalisation de tests de perméabilité, mais bien l'approvisionnement en eau. Nos besoins sont en effet considérables et on a de plus en plus recours à des pompages dans les aquifères. Pour fixer les idées, en France, la consommation moyenne d'eau par habitant et par an est d'environ 137 L, soit 50 m^3 par an par habitant. C'était $30 \text{ L} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{an}^{-1}$ au début du siècle, c'est aujourd'hui la consommation moyenne dans les pays en voie de développement. Chaque communauté a donc tendance à exploiter au maximum les forages disponibles.

Cependant, on ne peut pomper autant qu'on le souhaiterait dans un puits. A partir d'une vitesse de Darcy limite de l'eau V_c , les petits grains sont entraînés et bouchent les goulots d'étranglement entre pores plus gros. Il se produit alors un colmatage irréversible des pores et le puits devient inutilisable. Sichardt a aussi donné une relation empirique donnant une estimation de la vitesse de Darcy critique:

$$V_c = \frac{1}{15} \sqrt{K} \quad [\text{m/s}], \quad (2.30)$$

où la conductivité est exprimée en m/s. Il existe donc un débit critique Q_c donné par:

$$Q_c = 2\pi r_0 h_0 \frac{\sqrt{K}}{15} \quad [\text{m}^3/\text{s}]. \quad (2.31)$$

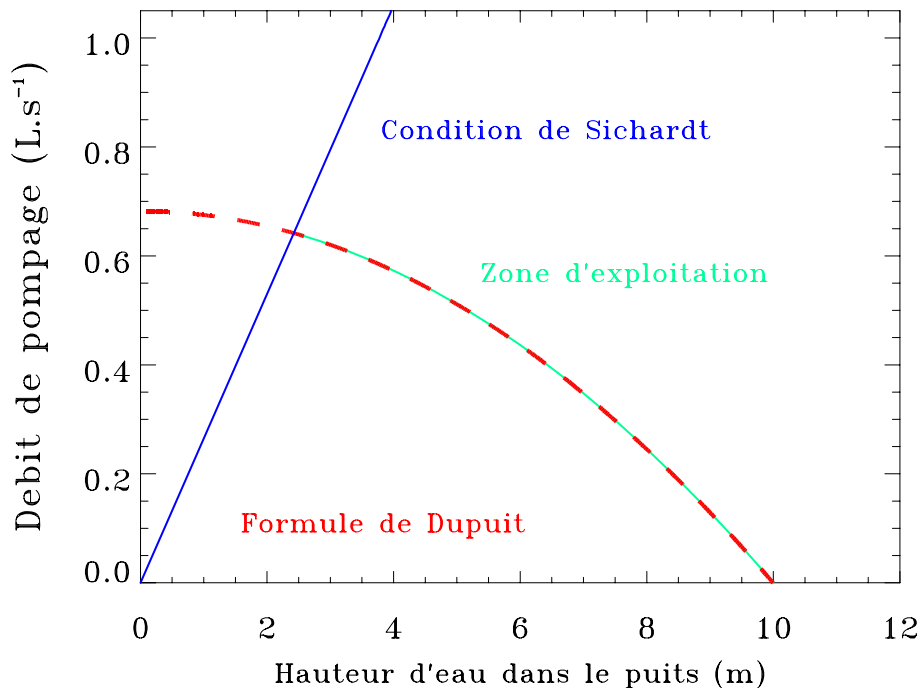


Figure 2.12. Débit de pompage dans un forage de diamètre 40 cm et un milieu de conductivité hydraulique 10^{-5} m/s.

Pour un puits donné, la zone d'exploitation est contrainte par cette condition (Figure 2.12). Une façon simple d'augmenter le débit critique est d'augmenter le rayon, mais les coûts augmentent alors, plus rapidement que le carré du rayon.

Remarquons aussi que les hommes ne sont pas les seuls à prélever l'eau du sol, mais aussi la végétation. Un arbre comme un peuplier consomme environ 100 litres d'eau par jour en été, et certains arbres peuvent tirer jusqu'à 1000 L par jour en été, soit environ $0.035 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$ pendant les heures les plus chaudes de la journée, ce qui n'est pas insignifiant. Un groupe d'arbres peut donc produire localement un rabattement de la nappe phréatique que l'on peut estimer avec les formules précédentes. Gardons aussi en mémoire que la plupart des arbres n'ont pas de racines profondes mais prélèvent l'eau du sol plutôt que l'eau de la nappe phréatique. La majorité des racines de l'épicéa par exemple sont à moins de 10 cm et à une profondeur moyenne de 20 cm pour un hêtre. Dans les régions désertiques, par contre, on peut trouver des plantes avec des racines capables d'aller chercher la nappe phréatique, comme le jujubier de Libye dont les racines peuvent descendre à 60 m.

2.4.4 Forme d'équilibre de la nappe libre: L'ellipsoïde de Dupuit

La forme d'équilibre de la nappe libre résulte de l'alimentation verticale (infiltration) des conditions aux limites qui définissent alimentation latérale et écoulements. Elle peut se déterminer simplement dans le cadre de l'approximation de Dupuit. Considérons par exemple le cas (Figure 2.13) d'un massif de largeur L , de conductivité hydraulique K , de géométrie cylindrique perpendiculairement aux écoulements principaux, et d'infiltration $a(x)$ dépendant éventuellement de la position.

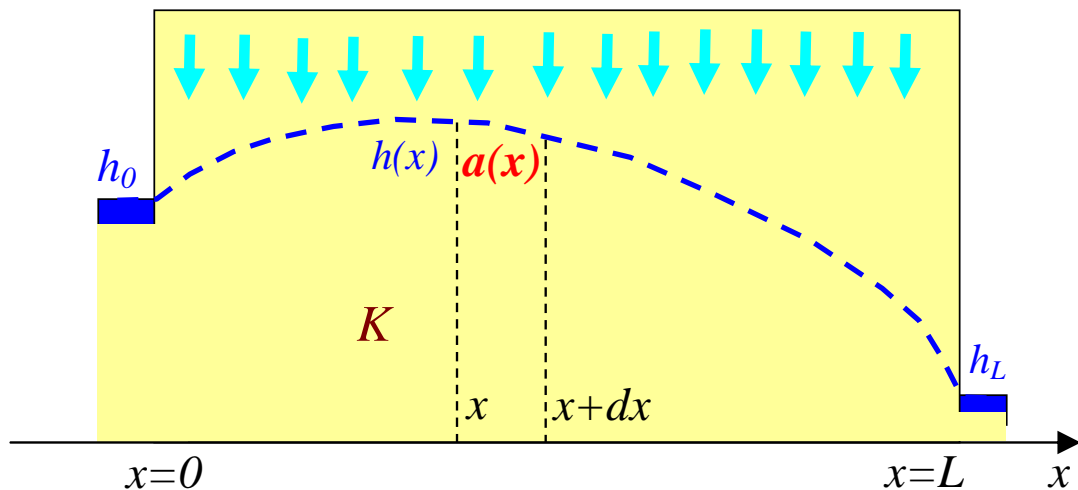


Figure 2.13. Forme d'équilibre de la nappe libre.

Faisons l'hypothèse que le niveau piézométrique est imposé aux bornes, par exemple par des niveaux d'eau h_0 et h_L dans les lacs ou des rivières. Faisons le bilan de l'eau entrant dans la tranche d'aquifère comprise entre x et $x+dx$. Le débit spécifique entrant par la face en x est $q(x)$ et le débit spécifique sortant $q(x+dx)$. La différence entre ces deux débits est, en régime stationnaire, égale à l'infiltration reçue entre x et $x+dx$, soit $a(x)dx$:

$$q(x+dx) - q(x) = a(x)dx . \quad (2.32)$$

soit :

$$\frac{d}{dx} q(x) = a(x) . \quad (2.33)$$

En reportant l'expression du débit spécifique dans l'approximation de Dupuit, on a :

$$\frac{d}{dx} \left[K(x)h \frac{dh}{dx} \right] = -a(x) . \quad (2.34)$$

Si nous nous plaçons dans le cas d'un massif homogène, alors nous avons l'équation différentielle :

$$\frac{d^2 h^2}{dx^2} = -2 \frac{a(x)}{K} . \quad (2.35)$$

Cette équation s'intègre aisément dans le cas où l'infiltration est constante et la solution générale s'écrit :

$$h^2 = -\frac{a}{K} x^2 + Ax + B , \quad (2.36)$$

où A et B sont des constantes. Les conditions aux bornes ($x=0$ et $x=L$) nous permettent de trouver l'expression de ces deux constantes :

$$\begin{cases} h(0)^2 = h_0^2 = B \\ h(L)^2 = h_L^2 = -\frac{a}{K} L^2 + AL + B \end{cases} \quad (2.37)$$

d'où on tire :

$$\begin{cases} B = h_0^2 \\ A = \frac{1}{L} (h_L^2 - h_0^2) + \frac{a}{K} L \end{cases} \quad (2.38)$$

et :

$$h^2 = h_0^2 + \frac{h_1^2 - h_0^2}{L}x + \frac{a}{K}x(L-x). \quad (2.39)$$

On constate donc que la courbe représentant la trace de la surface piézométrique dans le plan vertical est un ellipsoïde, qu'on appelle ordinairement l'ellipsoïde de Dupuit. Comme dans le cas de la parabole de Dupuit, on vérifie en pratique que l'ellipsoïde est une représentation acceptable de la surface libre, mais que la surface réelle arrive aux bornes au dessus des surfaces libres et on observe des suintements verticaux. L'ellipsoïde de Dupuit est en général une mauvaise approximation quand les gradients hydrauliques sont forts.

Le niveau piézométrique maximum h_{max} est observé au point x_{WD} caractérisé d'une part par un gradient piézométrique nul ($dh/dx=0$), et le fait que ce point est une ligne de partage des eaux (« water divide »). Le débit est négatif pour $x < x_{WD}$ et positif quand $x > x_{WD}$. En différenciant l'équation (2.39) par rapport à x , on a :

$$0 = \frac{h_1^2 - h_0^2}{L} + \frac{a}{K}(L - 2x_{WD}). \quad (2.40)$$

d'où :

$$x_{WD} = \frac{L}{2} + \frac{K}{2a} \frac{h_1^2 - h_0^2}{L}. \quad (2.41)$$

On remarque que $x_{WD} = L/2$ quand $h_0 = h_L$ (conditions aux bornes symétriques par rapport au centre du massif) et on a alors :

$$h_{max}^2 = h_0^2 + \frac{a}{K} \frac{L^2}{4}. \quad (2.42)$$

Si on peut négliger h_0 devant la hauteur piézométrique moyenne, alors :

$$h_{max} = \sqrt{\frac{a}{K} \frac{L}{2}}. \quad (2.43)$$

Prenons par exemple un massif d'un kilomètre ayant une perméabilité de 100 mD (soit une conductivité hydraulique de 10^{-6} m/s) en présence d'une infiltration de 10 mm par an, on aura :

$$h_{max} = \sqrt{\frac{10 \times 10^{-3}}{3 \times 10^7 \times 10^{-6}}} 500 \cong 9 \text{ m}. \quad (2.44)$$

Inversement, si on connaît la hauteur piézométrique au maximum de la nappe libre, alors il en résulte une estimation de la conductivité hydraulique en utilisant (2.43). C'est justement cette information que pourront nous fournir, en l'absence de forages, certaines méthodes géophysiques comme les méthodes électriques. Il faudra alors penser à examiner les conséquences de cette détermination en termes de modèle hydrogéologique du massif. C'est alors qu'il sera très utile de disposer de modèles conceptuels simples et quantitatifs comme ceux que permet de construire l'approximation de Dupuit.

2.4.5 Forme d'équilibre de la nappe libre en présence d'une infiltration hétérogène

L'approximation de Dupuit et le formalisme simple que nous avons exposé au paragraphe précédent nous permettent d'aborder de nombreuses situations. Par exemple, nous pouvons nous demander dans quelle mesure une répartition hétérogène de l'infiltration affecte la forme de la nappe libre. Considérons la situation extrême représentée sur la figure ci-dessous. L'infiltration est concentrée sur une moitié du massif rocheux. Cette situation n'est d'ailleurs pas absurde, il est facile d'imaginer une chaîne de montagne qui sépare une zone arrosée exposée aux vents dominants et aux précipitations et une zone sèche (Figure 2.14).

C'est par exemple le cas de l'Himalaya. Pour simplifier, nous ferons l'hypothèse que le niveau piézométrique est nul aux bornes et que le massif est homogène.

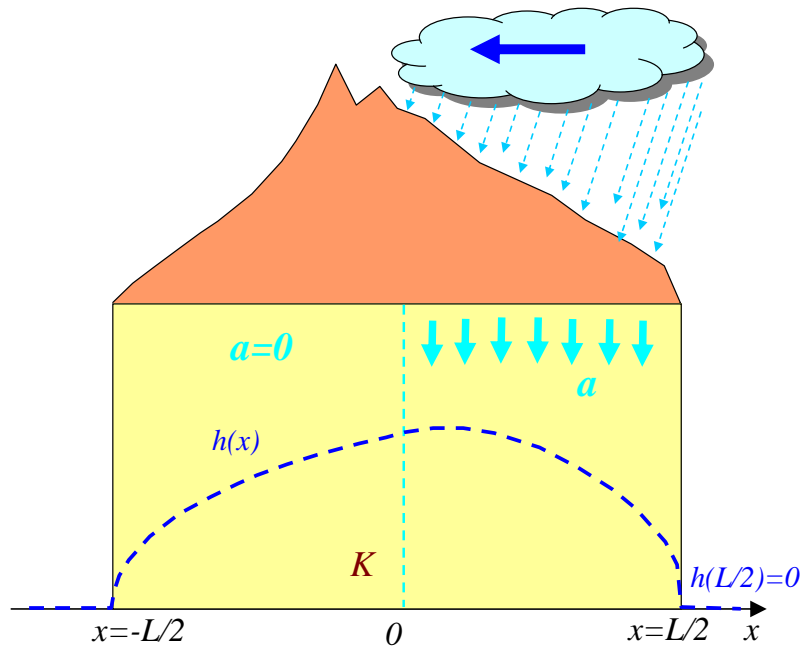


Figure 2.14. Forme d'équilibre de la nappe libre en présence d'une infiltration concentrée sur une moitié du massif rocheux.

Soit K la conductivité hydraulique du massif et $x=0$ le centre du massif. On a donc $h(-L/2)=h(L/2)=0$. Pour $x<0$, la solution de l'équation de conservation du flux d'eau s'écrit :

$$h_1^2 = A_1 x + B_1 ; \quad (2.45)$$

et pour $x>0$:

$$h_2^2 = -\frac{a}{K} x^2 + A_2 x + B_2 , \quad (2.46)$$

où A_1, B_1, A_2 et B_2 sont des constantes. Les conditions aux bornes impliquent :

$$\begin{cases} 0 = -A_1 \frac{L}{2} + B_1 \\ 0 = -\frac{a}{K} \frac{L^2}{4} + A_2 \frac{L}{2} + B_2 \end{cases} . \quad (2.47)$$

D'autre part, la continuité de la hauteur piézométrique à l'interface $x=0$ implique $B_1=B_2$. Quant à la conservation du débit spécifique en $x=0$, il s'écrit :

$$-K \frac{1}{2} (A_1) = -K \frac{1}{2} \left(-2 \frac{a}{K} x + A_2 \right) \Big|_{x=0} , \quad (2.48)$$

d'où : $B_1=B_2$. On a donc :

$$0 = -\frac{a}{K} \frac{L^2}{4} + A_1 \frac{L}{2} + A_1 \frac{L}{2} , \quad (2.49)$$

soit :

$$A_1 = \frac{a}{K} \frac{L}{4} \quad \text{et} \quad B_1 = \frac{a}{K} \frac{L^2}{8} . \quad (2.50)$$

On a donc les formes analytiques suivantes pour la surface piézométrique :

$$x < 0 : h_1(x) = h_0 \sqrt{1 + 2 \frac{x}{L}} \quad (2.51)$$

$$x > 0 : h_2(x) = h_0 \sqrt{1 + 2 \frac{x}{L} - 8 \frac{x^2}{L^2}} \quad (2.52)$$

avec :

$$h_0 = \sqrt{\frac{a}{2K} \frac{L}{2}} \quad (2.53)$$

Remarquons que h_0 serait la hauteur maximale de la nappe qui serait observée pour la même pluviométrie totale répartie uniformément, donc une densité $a/2$ (Figure 2.15).

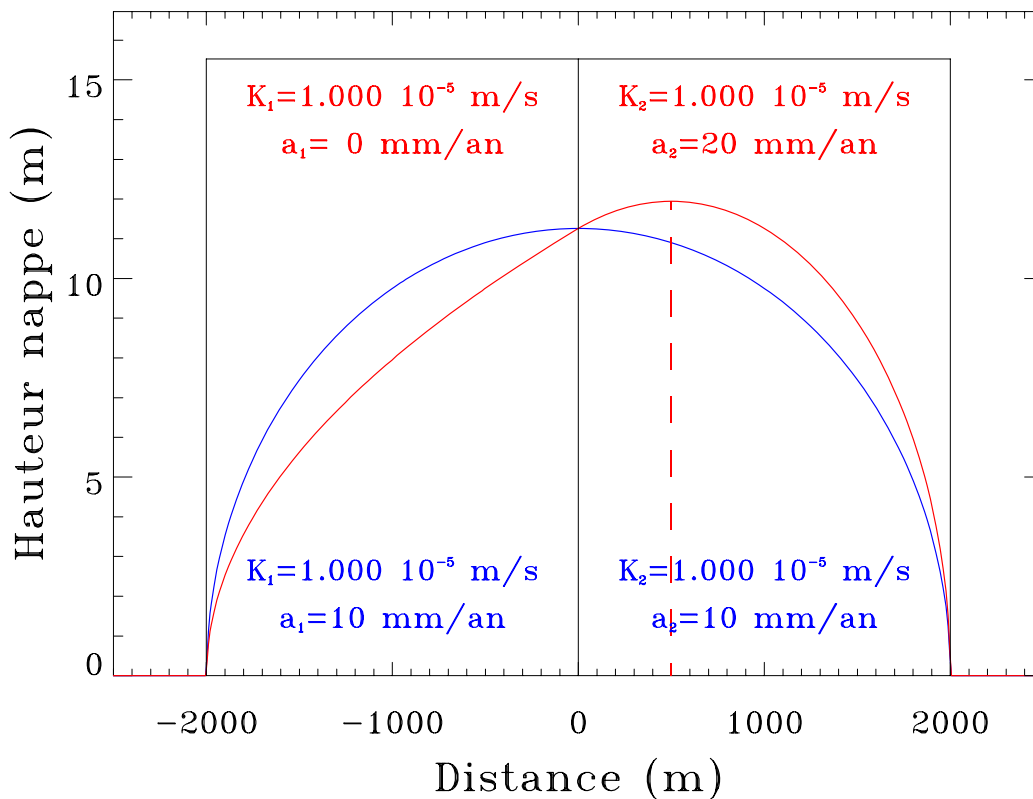


Figure 2.15. Forme d'équilibre de la nappe libre en présence d'une infiltration concentrée sur une moitié du massif rocheux (en bleu). On a comparé avec une distribution uniforme de l'infiltration en rouge.

Dans notre cas asymétrique, la séparation des eaux s'effectue pour $x=x_{WD}$ qu'on trouve en écrivant la condition $dh/dx=0$, soit :

$$0 = -K \frac{1}{2} \left(-2 \frac{a}{K} x + A_2 \right) \Big|_{x=x_{WD}} \quad (2.54)$$

d'où :

$$x_{WD} = \frac{L}{8} \quad (2.55)$$

La hauteur maximale de la nappe est obtenue pour $x=x_{WD}$ dans l'équation (2.50) ; il vient :

$$h_{\max} = \frac{3}{2\sqrt{2}} h_0 . \quad (2.56)$$

On constate que la ligne de partage des eaux n'est pas très éloignée du centre du massif rocheux (seulement décalé de un huitième de sa longueur), et la hauteur maximale de la nappe est augmentée de quelque 6 % seulement par rapport à une distribution uniforme de l'infiltration. Ce petit calcul nous indique donc que la forme d'équilibre de la surface d'une nappe libre est relativement insensible à la répartition spatiale de l'infiltration. On pourra donc largement se contenter de quantités moyennées sur de grandes surfaces dans nos estimations.

Ce formalisme permet d'étudier d'autres configurations et des exemples seront présentés en exercice.

2.4.6 Régimes transitoires de la nappe libre

Il est parfois utile de considérer des régimes transitoires. L'équation de conservation dans le cadre de l'approximation de Dupuit s'écrit :

$$\phi \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[K(x) h \frac{\partial h}{\partial x} \right] + a(x) , \quad (2.57)$$

qui signifie que l'excédent entre le flux entrant plus l'infiltration moins le flux sortant de la tranche d'épaisseur dx sert à faire monter l'eau dans la colonne en remplissant la porosité. Il s'agit d'une équation de Boussinesq dont l'étude générale sort du cadre de ce cours. Si on se place dans le cas de faibles variations autour d'une valeur moyenne H , alors cette équation peut se linéariser en une équation de diffusion avec une diffusivité κ_h dite diffusivité hydraulique définie par :

$$\kappa_h = \frac{KH}{\phi} = \frac{T}{S} . \quad (2.58)$$

Nous nous contenterons d'examiner les conséquences de cette diffusivité en termes simples, en utilisant les résultats exposés au chapitre précédent sur la diffusion. Par exemple, considérons un changement brutal en bordure d'une aquifère libre, par exemple la crue d'une rivière bordière. On aimerait estimer jusqu'à quelle profondeur dans la roche ce changement va affecter la nappe phréatique au bout de deux semaines. Si l'épaisseur moyenne de cette aquifère est par exemple 50 m pour une conductivité hydraulique de 10^{-5} m/s et une porosité de 10 %, alors sa diffusivité hydraulique est :

$$\kappa_h = \frac{10^{-5} \times 50}{0.1} = 5 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1} . \quad (2.59)$$

En l'absence de données supplémentaires, on peut utiliser des arguments dimensionnels. La distance caractéristique affectée en deux semaines sera :

$$L \approx \sqrt{\kappa_h \tau} = \sqrt{5 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^5} = 86 \text{ m} . \quad (2.60)$$

On peut donc conclure que la crue ne changera pas notablement l'aquifère, ses dimensions étant plutôt vraisemblablement kilométriques.

Il existe aussi des changements cycliques de niveau aux bornes comme les sèches des lacs, les marées océaniques, etc... On pourra utiliser, pour étudier la diffusion de telles perturbations dans la nappe phréatique, la théorie exposée au chapitre 1, en remplaçant la diffusivité thermique par la diffusivité hydraulique.

Maintenant que nous avons rassemblé quelques notions sur les nappes captives et libres, il nous faut aborder quelques éléments de la zone insaturée dont nous aurons besoin dans la suite.

2.5 Notions sur la zone insaturée

2.5.1 Capillarité et profil hydrique

Dans la zone insaturée, contrairement aux aquifères, les forces de pression capillaire deviennent importantes et même dominantes. A l'équilibre, il s'établit dans la zone insaturée un profil décroissant de la saturation de 100 % dans la frange capillaire juste au dessus de la nappe phréatique jusqu'à une valeur minimale S_0 dite saturation critique ou résiduelle. Nous prendrons $S_0=0.1$ quand nous aurons besoin d'une valeur typique. Les régimes transitoires du profil hydrique, dans les sols comme dans la zone insaturée des roches, sont en général complexes, avec des dynamiques fortement non-linéaires. Dans la suite, nous nous contenterons d'évoquer les propriétés de transport.

2.5.2 Perméabilité relative

Dans la zone insaturée, les deux phases liquides et gazeuses coexistent. On considère qu'il existe une perméabilité k_l pour la phase liquide et une perméabilité k_g pour la phase gazeuse. La relation entre ces deux perméabilités est complexe mais on considère habituellement que ces deux perméabilités sont proportionnelles à la perméabilité à saturation k et on appelle perméabilités relatives pour le liquide ou le gaz, k_{rl} et k_{rg} respectivement, les rapports :

$$\begin{cases} k_{rl} = \frac{k_l}{k} \\ k_{rg} = \frac{k_g}{k} \end{cases} \quad (2.61)$$

Les perméabilités relatives dépendent fortement de la saturation S_w . Dans la suite, nous utiliserons les représentations simplifiées suivantes :

$$\begin{cases} k_{rl}(S_w) = S_{eff}^2 \\ k_{rg}(S_w) = \frac{(1-S_{eff})^2}{1-S_{eff}^2} \end{cases}, \quad (2.62)$$

où S_{eff} est la saturation effective définie par :

$$S_{eff} = \frac{S_w - S_0}{1 - S_0}. \quad (2.63)$$

La variation de ces perméabilités relatives avec la saturation est représentée dans la Figure 2.16 ci-dessous. Pour la saturation moyenne accessible ($S_w=0.55$), on a $k_{rl}=0.25$ et $k_{rg}=1/3$.

Il existe des représentations plus compliquées des perméabilités relatives comme les formules de Brooks et Corey ou les formules de van Genuchten. On se reportera à ces formules en cas de besoin lors d'études détaillées. Les représentations données ci-dessus suffiront néanmoins dans le cadre de nos problèmes d'environnement.

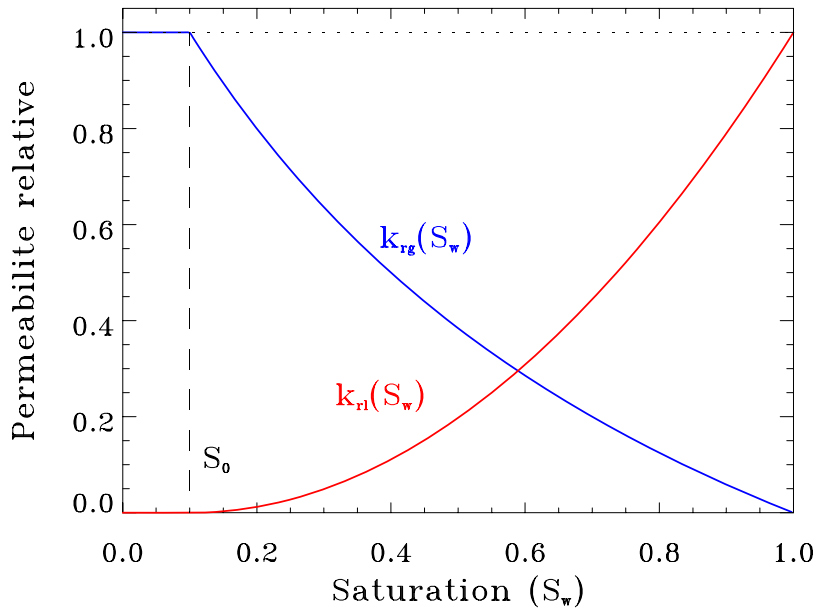


Figure 2.16. Perméabilité relative en fonction de la saturation volumique pour la phase liquide (rouge) et la phase gazeuse (bleu).

2.5.3 Diffusion des variations de la pression atmosphérique

Dans la zone insaturée, tant que la phase gazeuse est percolante, les variations de pression atmosphérique peuvent se propager. Dans les conditions usuelles, un gradient de pression atmosphérique dans un milieu poreux conduit à une vitesse de Darcy donnée par la loi de Darcy:

$$u = -\frac{k_g}{\eta_a} \frac{\partial p}{\partial x}, \quad (2.64)$$

où η_a est la viscosité dynamique de l'air (1.8×10^{-6} Pa·s de 10 à 20 °C).

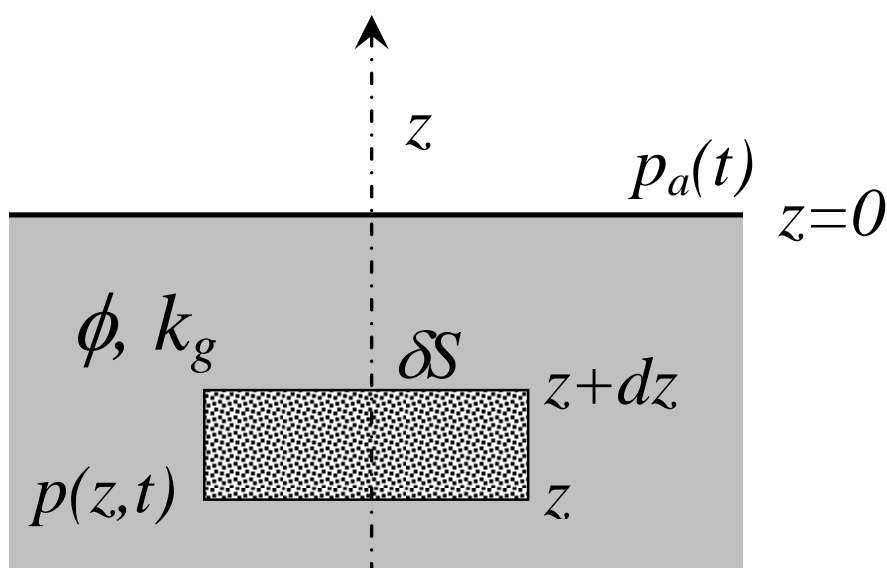


Figure 2.17. Diffusion d'une onde de pression dans l'air des pores.

Considérons la propagation d'une perturbation de la pression atmosphérique dans un demi espace infini. Si on considère le volume de milieu poreux de section δS compris entre z et $z+dz$, il contient un volume $dV=\delta S dx$ d'air. Entre t et $t+dt$, ce volume reçoit une quantité $u\delta S dt$ d'air en z et perd une quantité $(u+du)\delta S dt$ en $z+dz$. L'excédent de volume va servir à augmenter la pression dans le volume:

$$dp = \left(\frac{\partial p}{\partial V} \right)_T (u\delta S dt - (u+du)\delta S dt) = -p_0 \frac{du\delta S dt}{dV} , \quad (2.65)$$

où p_0 est la pression moyenne. On a fait ici l'hypothèse que la variation de pression de l'air des pores s'effectue à température constante ($(\partial p / \partial V)_T = -p_0 / dV$). On a alors:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\frac{p_0}{\phi} \frac{\partial u}{\partial z} . \quad (2.66)$$

En remplaçant u par l'expression donnée par la loi de Darcy, on obtient une équation générique de diffusion:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \kappa_p \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (2.67)$$

avec une diffusivité κ_p , dénommée diffusivité pneumatique, donnée par:

$$\kappa_p = \frac{k_g p_0}{\phi \eta_a} . \quad (2.68)$$

Prenons par exemple un milieu de perméabilité 1D (soit une conductivité hydraulique de 10^{-5} m/s) et une porosité de 40 % à une saturation moyenne de 50 %. La diffusivité pneumatique sera:

$$\kappa_p = \frac{10^{-12} \times 0.4 \times 101325}{0.2 \times 1.8 \times 10^{-5}} \cong 1.1 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1} . \quad (2.69)$$

La propagation de la pression atmosphérique dans un milieu peut être étudiée en utilisant par exemple les rappels du chapitre précédent. On peut alors imaginer d'utiliser des variations de pression pour en déduire la valeur de la perméabilité à l'air. Pour cela, on peut par exemple utiliser un forage pour imposer des variations de pression et utiliser les flux mesurés pour déduire la valeur de la diffusivité pneumatique. Souvent, on se contente d'utiliser les variations naturelles de la pression atmosphérique.

La pression atmosphérique possède en effet une bonne dynamique de variations sur une large gamme de fréquences. Le spectre des variations de la pression atmosphérique (Figure 2.18) possède aussi la propriété remarquable de posséder une raie remarquable à 12 heures (marée barométrique) qui domine la variation diurne. Cette raie a une amplitude d'environ 0.5 à 0.8 hPa sous nos latitudes mais est plus importante aux basses latitudes. Il est donc intéressant de s'intéresser plus particulièrement à l'onde de pression à 12 heures. Dans le milieu considéré plus haut, la longueur de diffusion à 12 heures est:

$$\lambda_{12h} = \sqrt{\frac{\kappa_p \tau}{\pi}} = \sqrt{\frac{1.1 \times 10^{-2} \times 12 \times 3600}{\pi}} \cong 12 \text{ m} . \quad (2.69)$$

Il sera donc possible de mesurer des atténuations et des déphasages significatifs dans des forages, et par conséquent d'en déduire une valeur de la diffusivité pneumatique. Ces mesures sont en général précieuses et viennent en complément des mesures de perméabilité effectuées dans la phase eau.

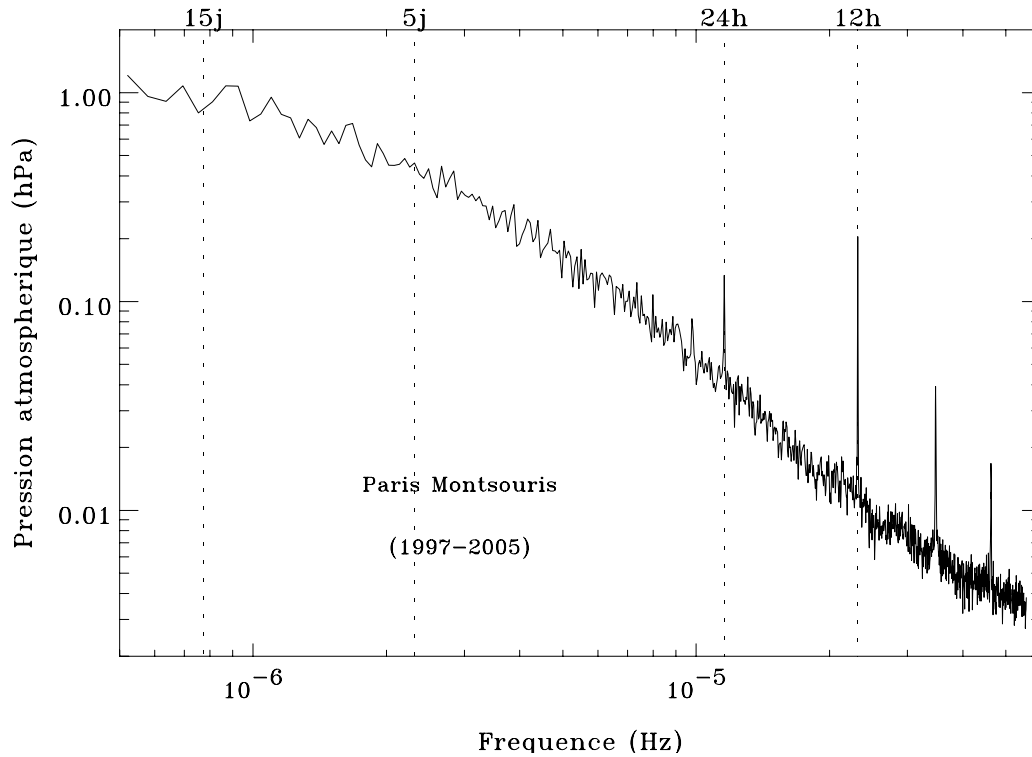


Figure 2.18. Spectre d'amplitude des variations de la pression atmosphérique à Paris Montsouris (données MétéoFrance).

Nous disposons maintenant d'une description élémentaire des différents types de nappe et de la zone insaturée. Munis de ces outils conceptuels, nous pouvons maintenant commencer à raisonner sur des situations concrètes en site naturel et y apprendre à mettre en œuvre différentes méthodes. C'est ce que nous allons faire dès le prochain chapitre.

Table 2.1 Récapitulatif des nombres typiques du chapitre 2 à retenir	
Fraction de la pluviométrie infiltrée	1 %
Pluviométrie annuelle à Paris	600 mm par an
Porosité typique d'un granite ou gneiss	1 à 5 %
Porosité typique d'un calcaire	5 à 40 %
Porosité typique d'un grès	5 à 20 %
Porosité typique d'un sable ou gravier	20 à 40 %
Porosité empilement compact de sphères	26 %
Perméabilité granite ou gneiss	qq μ D à qq 0.1 mD
Perméabilité granite ou gneiss	qq mD
Perméabilité granite ou gneiss	1 à qq D
Perméabilité gravier	jusqu'à 100 D
Conductivité hydraulique correspondant à une perméabilité de 1 D	10^{-5} m/s 1 m/jour
Consommation d'eau moyenne annuelle par habitant en France	137 L
Consommation d'eau moyenne annuelle par habitant dans un pays en voie de développement	30 L
Consommation d'eau d'un peuplier par jour en été	100 L