

Mécanique des sols I

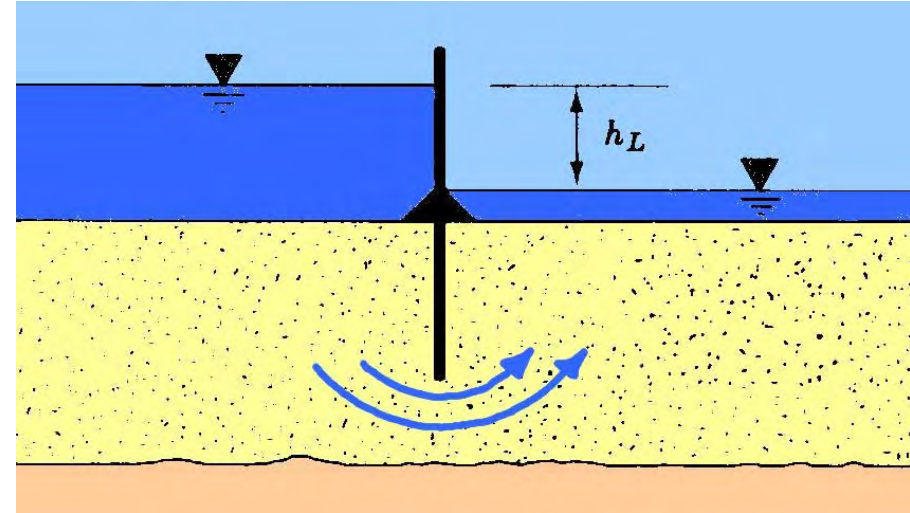
- Chapitre I
Propriétés physiques des sols
- Chapitre II
Hydraulique des sols
- Chapitre III
Déformations des sols
- Chapitre IV
Résistance au cisaillement des sols



Importance de l'eau dans les sols

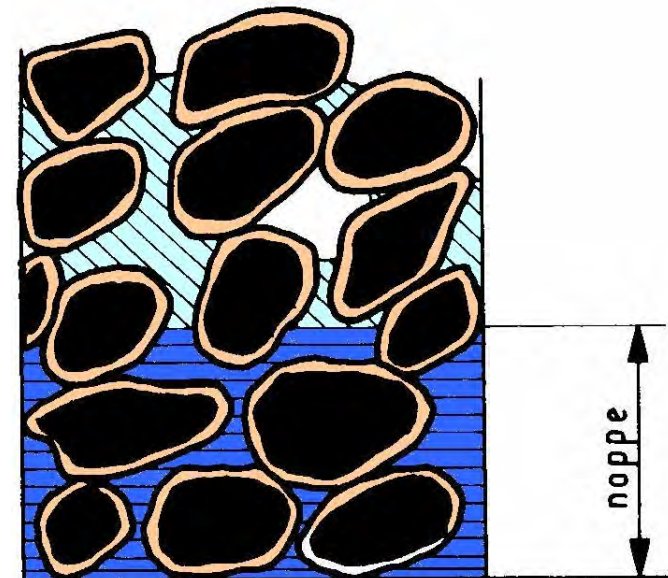
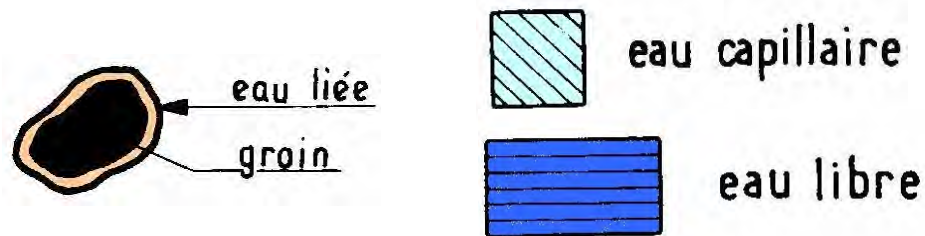
Effet direct sur le comportement de la plupart des sols

- *capillarité*
- *gonflement et action du gel*
- *percolation à travers les barrages*
- *tassement des structures*
- *instabilités des talus dans l'argile*



Différents états de l'eau dans les sols

- *eau de constitution*
- *eau liée ou adsorbée*
- *eau interstitielle : eau capillaire et eau libre*



Chapitre II

Hydraulique des sols

1- Éléments d'hydraulique souterraine

**2- Écoulements tridimensionnels
hydraulique des puits**

**3- Écoulements bidimensionnels
réseaux d'écoulement**

**4- Effets mécaniques de l'eau sur les sols
interaction fluide-squelette**

5- Effets de la capillarité dans les sols

1. Hydraulique souterraine	2. Écoulements tridimensionnels	3. Écoulements bidimensionnels	4. Effets mécaniques	5. Effets de la capillarité
-------------------------------	------------------------------------	-----------------------------------	-------------------------	--------------------------------

1- Éléments d'hydraulique souterraine

1.1 Hypothèses et définitions fondamentales

- 1.1.1 Condition de continuité*
- 1.1.2 Vitesse de l'eau dans le sol*
- 1.1.3 Charge hydraulique*
- 1.1.4 Gradient hydraulique*
- 1.1.5 Exemple de calcul de gradient*

1.2 Loi de Darcy

1.3 Mesure de la perméabilité en laboratoire

- 1.3.1 Perméamètre à charge constante*
- 1.3.2 Perméamètre à charge variable*

1.4 Perméabilité des terrains stratifiés

- 1.4.1 Écoulement parallèle au plan de stratification*
- 1.4.2 Écoulement perpendiculaire au plan de stratification*

1. Hydraulique
souterraine

2. Écoulements
tridimensionnels

3. Écoulements
bidimensionnels

4. Effets
mécaniques

5. Effets de la
capillarité

1.1 Hypothèses et définitions fondamentales

1.1.1 Condition de continuité

Hypothèses lors de l'étude de l'écoulement de l'eau dans les sols

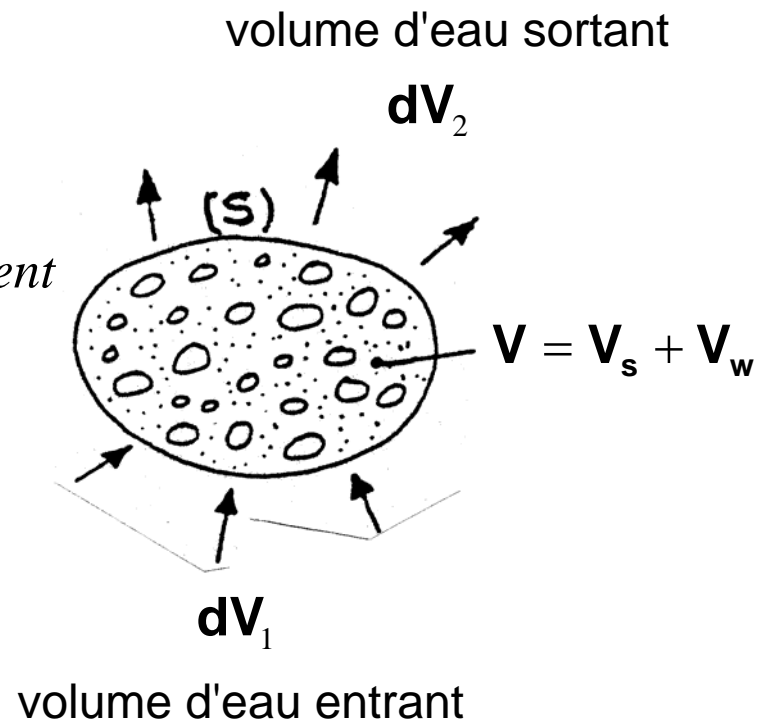
- 1- sol saturé
- 2- eau + grains incompressibles
- 3- phase liquide continue

Condition de continuité

- Volume de sol saturé traversé par un écoulement
- pendant dt , dV_1 entre et dV_2 sort
- si les grains restent fixes et compte tenu de l'hypothèse 2

➔ V_w dans S reste le même

$$dV_1 = dV_2$$



En hydraulique des sols → régime permanent

1.1.2 Vitesse de l'eau dans le sol

Vitesse de décharge (ou d'écoulement ou de percolation)

- débit d'eau s'écoulant au travers une surface d'aire totale S (grains + vides)
- vitesse fictive ou apparente (utilisée pour les calculs)

➔ mouvement global du fluide

$$v = \frac{q}{S}$$

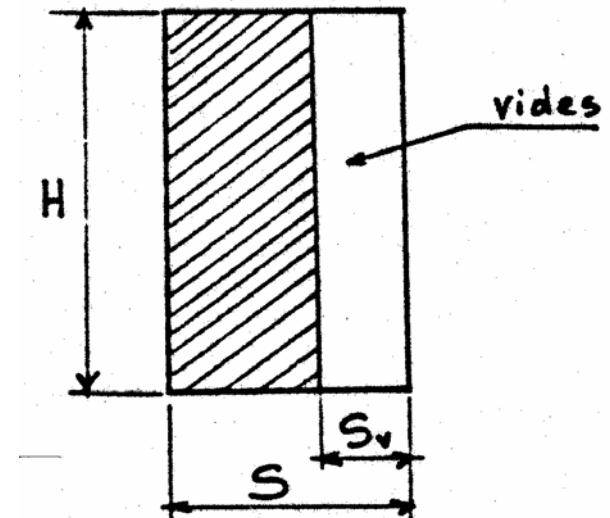
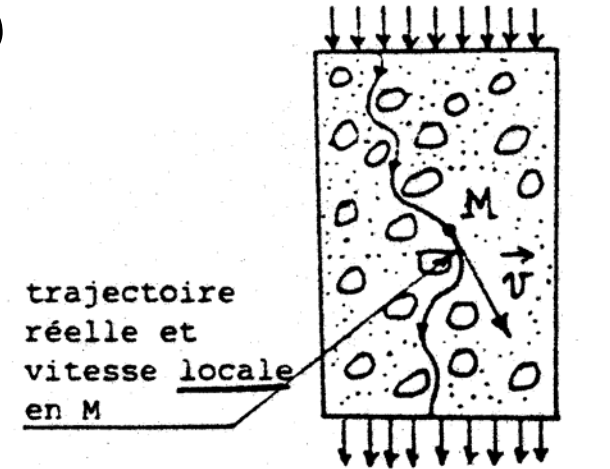
Réalité → l'eau ne circule que dans les vides, entre les grains

- trajectoires tortueuses
- on définit une vitesse moyenne réelle en ne considérant que la section des vides

$$v' = \frac{q}{S_v} = \frac{q}{nS} = \frac{v}{n}$$

$$v' \geq v$$

$$V_v = \overbrace{n \cdot S \cdot H}^{\text{porosité}} = S_v \cdot H$$



1.1.3 Charge hydraulique

Énergie d'une particule fluide de masse unité
(exprimée en mètre d'eau)

z_M : cote du point M par rapport à un plan horizontal de référence

u_M : pression de l'eau interstitielle en M

v_M : vitesse de l'eau

$$h_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w} + \frac{v_M^2}{2g}$$

↓
énergie potentielle

↓
énergie cinétique

Remarque : dans les sols, v est très faible (< 10 cm/s)

→ $\frac{v_M^2}{2g}$ est négligeable (0.5 mm pour $v = 10$ cm/s)

$$h_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w}$$

charge de position
charge de pression d'eau

→ valeur relative dépendant de la position du plan de référence

Notion de perte de charge

- écoulement d'un fluide parfait (incompressible et non visqueux)

➡ *la charge reste constante entre 2 points le long de l'écoulement*

- l'eau a une viscosité non nulle

- *interaction de l'eau avec les grains du sol*

- *dissipation d'énergie ou de charge*

➡ *perte de charge entre 2 points le long de l'écoulement*

- exemple : soit la charge h_1 au point M et la charge h_2 au point N

- *si $h_1 = h_2 \rightarrow$ pas d'écoulement et nappe phréatique en équilibre*

- *si $h_1 > h_2 \rightarrow$ écoulement de M vers N et perte de charge $(h_1 - h_2)$*

↓
énergie perdue par frottement

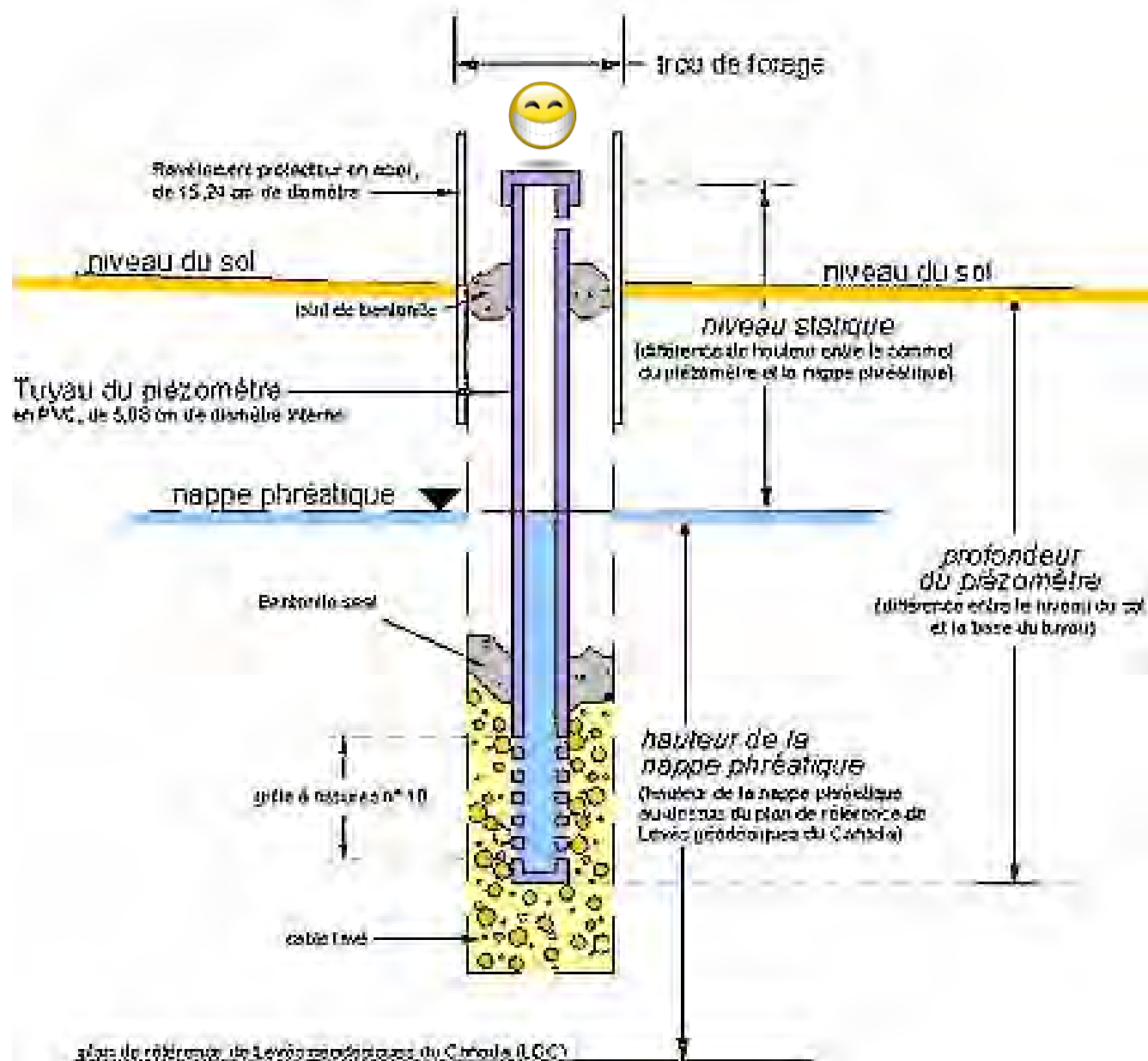
- charge de position : par rapport à une référence
- charge de pression d'eau : hauteur d'eau dans un tube piézométrique

Piézomètre et ligne piézométrique

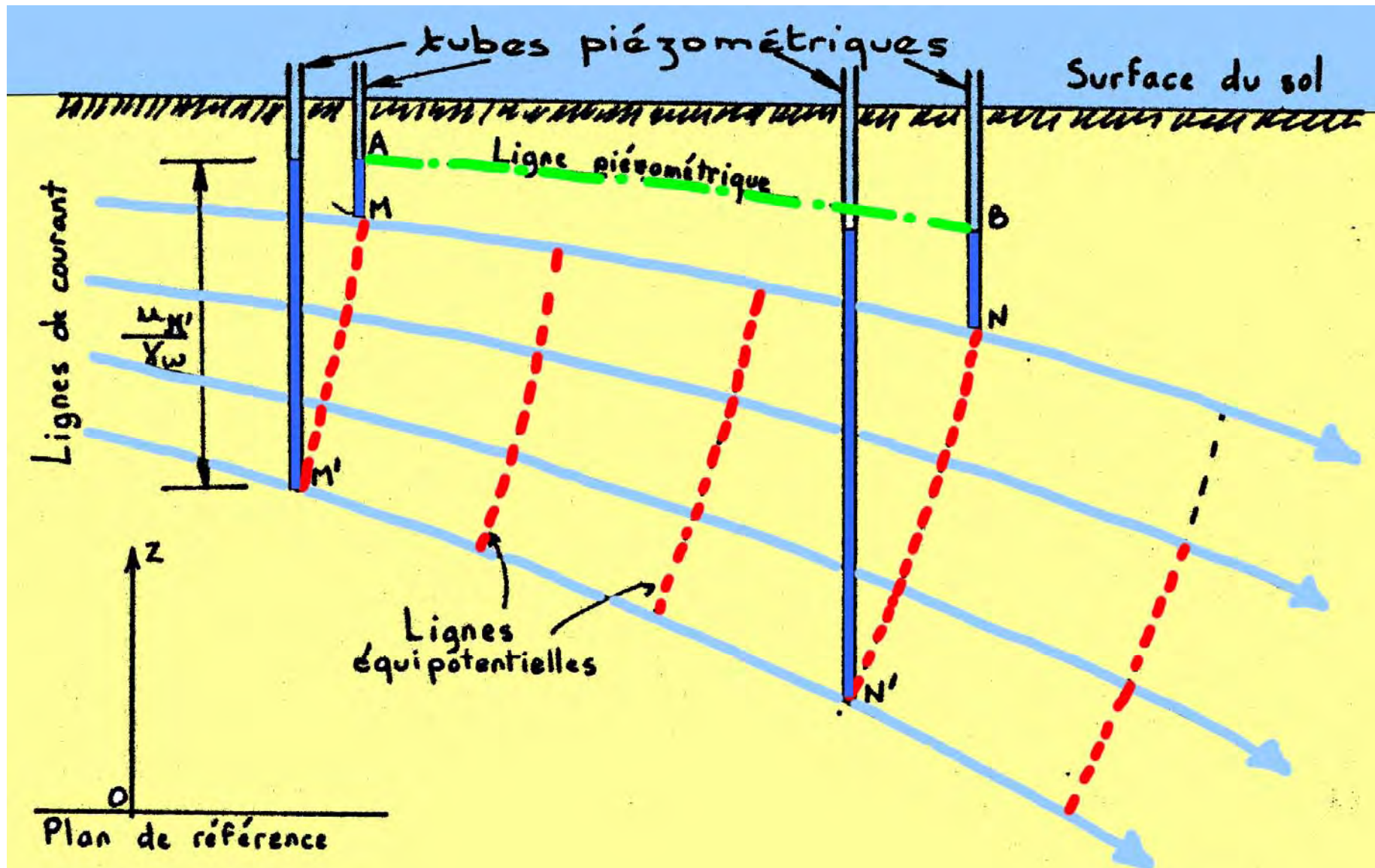
- Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, enfoncés verticalement, dont on relève le niveau d'eau par la longueur d'un poids (ou un contacteur électrique) au bout d'un fil.
- Il existe bien entendu des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube.



Piézomètre et ligne piézométrique



Piézomètre et ligne piézométrique



Piézomètre et ligne piézométrique



1.1.4 Gradient hydraulique

Perte de charge par unité de longueur : $i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$

- sans unité

- dans le sens de l'écoulement

1.1.5 Exemple de calcul de gradient

Gradient hydraulique dans le sol
(entre B et D)

$$i = \frac{\text{perte de charge}}{\text{longueur traversée}}$$

- charge au point B

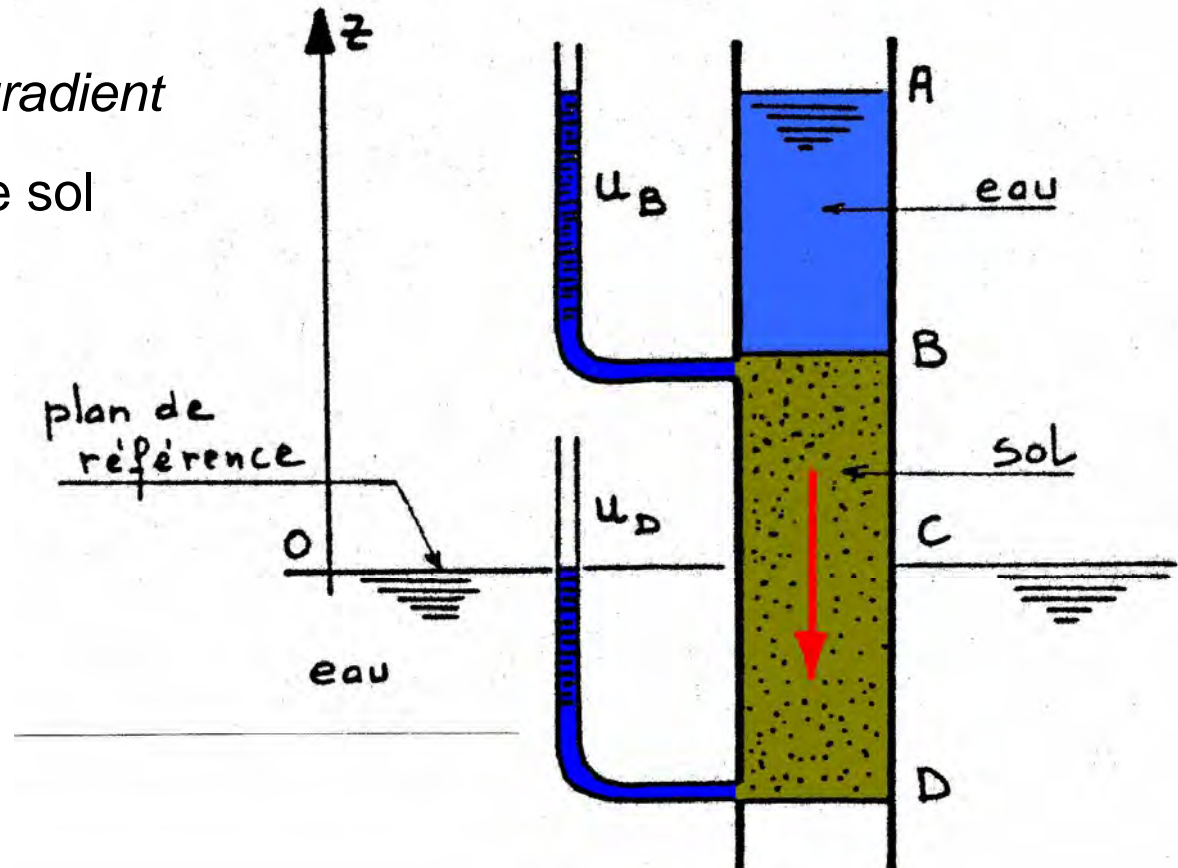
$$h_B = BC + AB = AC$$

- charge au point D

$$h_D = -CD + CD = 0$$

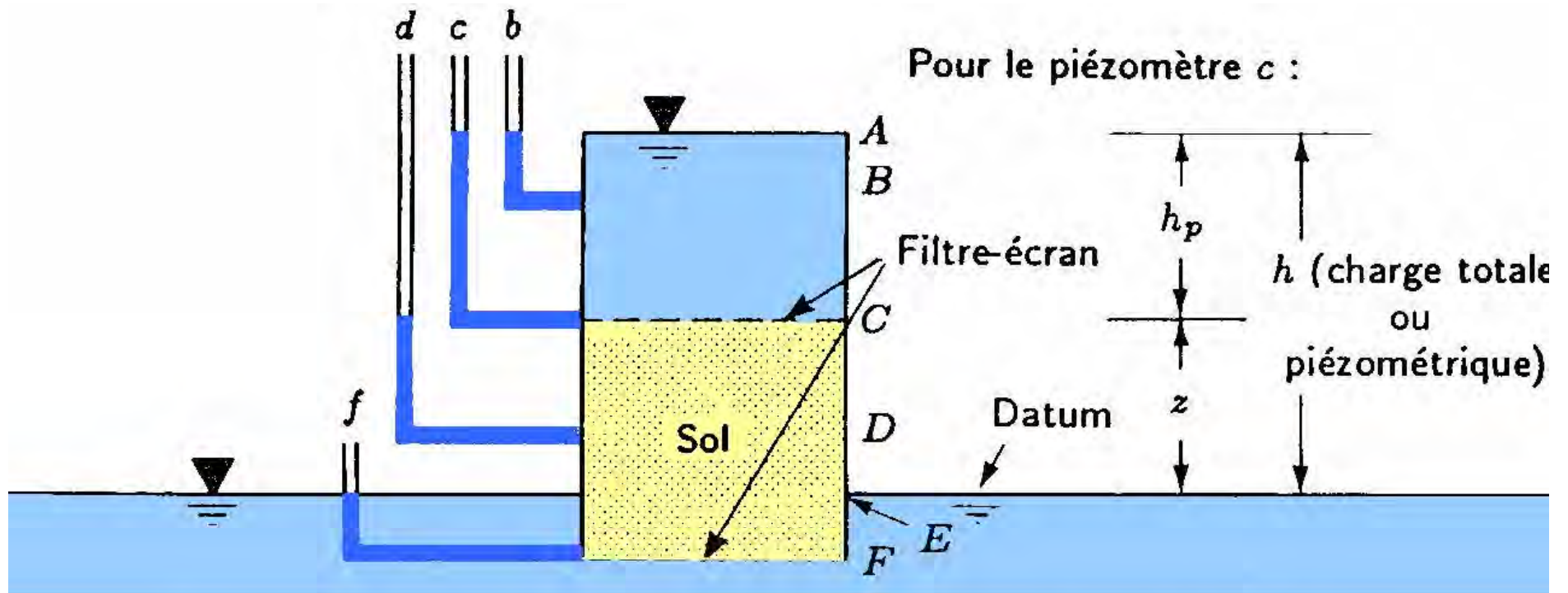
- perte de charge

$$\Delta h = h_B - h_D = AC$$



- gradient hydraulique

$$i = \Delta h / \Delta L = AC / BD$$



Point	Charge de pression	Charge de position	Charge totale	Perte de charge dans le sol
B	AB	BE	AE	0
C	AC	CE	AE	0
D	CD	DE	CE	$\frac{1}{2} AE$
F	EF	-EF	0	AE

1.2 Loi de Darcy (1856)

Tracé de la variation du gradient hydraulique dans un sol en fonction de la vitesse

ou perte de charge

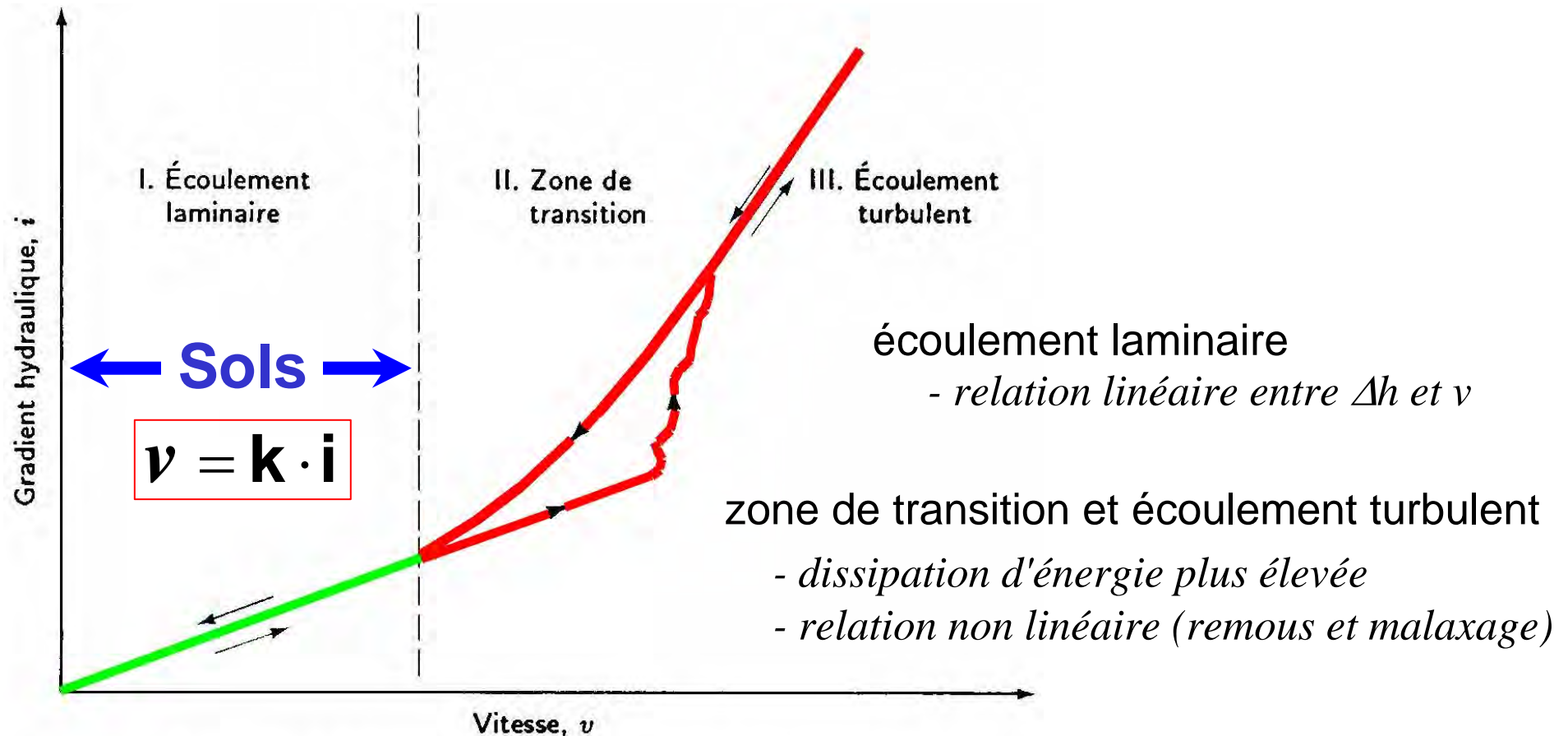


Figure 7.1 Zones d'écoulement laminaire et d'écoulement turbulent. (D'après Taylor, 1948.)

Autre représentation de la loi de Darcy

$$\mathbf{q} = \mathbf{v} \cdot \mathbf{S} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{i} \cdot \mathbf{S} = \mathbf{k} \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot \mathbf{S}$$

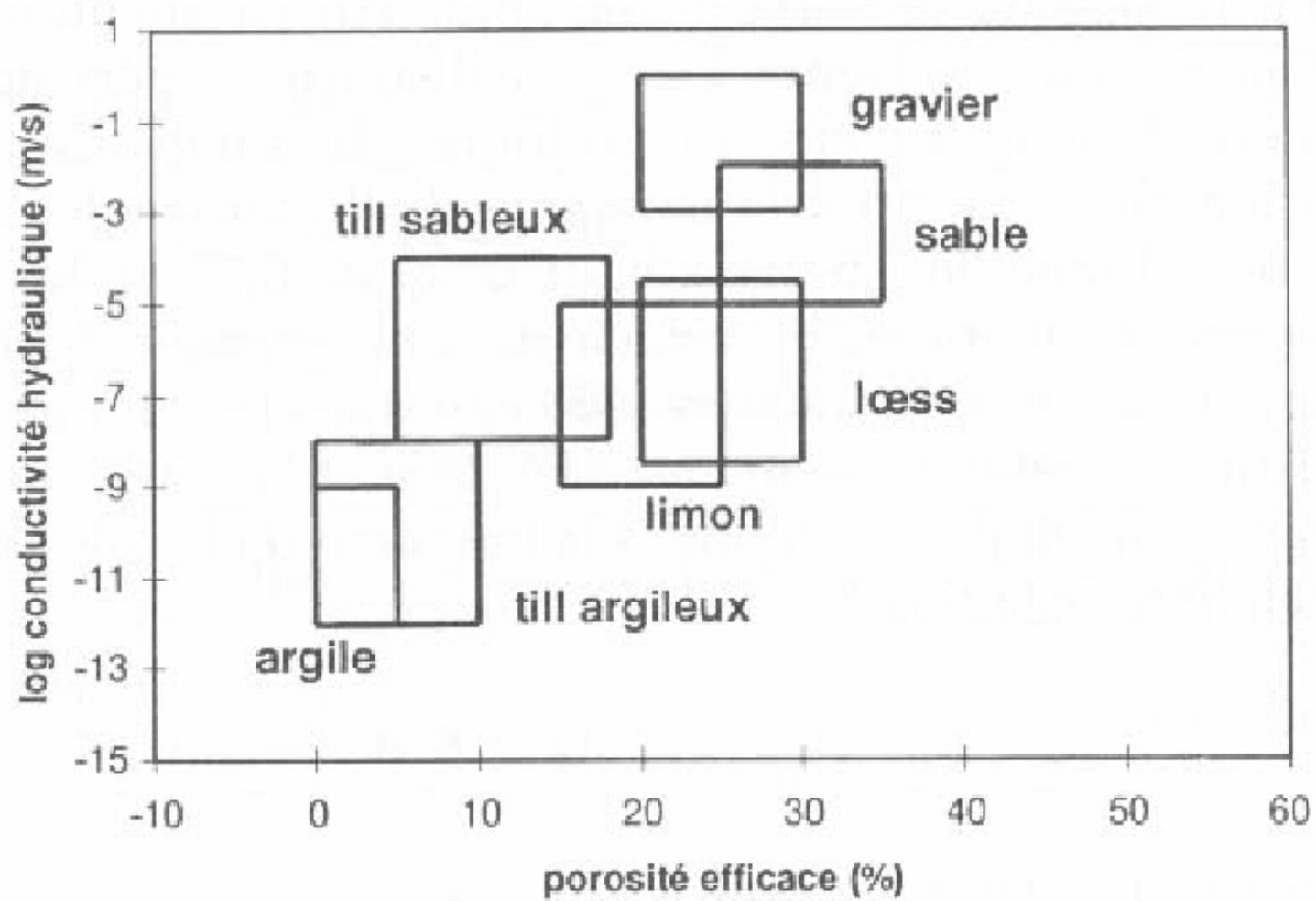
*débit total à travers
la surface transversale S*

k : coefficient de perméabilité

- *comment l'eau circule à travers le sol*
- *unités de vitesse*
- *varie beaucoup avec la nature du terrain*
- *mesurée en laboratoire ou in situ*

10⁻⁸ m/s → 30 cm/an

Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	10 ⁻³ à 10 ⁻¹	très élevé
Petits graviers, sable	10 ⁻³ à 10 ⁻⁵	assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁷	faible
Limon compact, argile silteuse	10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁹	très faible
Argile franche	10 ⁻⁹ à 10 ⁻¹²	pratiquement imperméable



1.3 Mesure de la perméabilité en laboratoire

Principe :

- relier le débit q traversant un échantillon cylindrique de sol saturé
- à la charge h sous laquelle se produit l'écoulement
- utilisation de la loi de Darcy

$$v = \frac{q}{S} = ki = k \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

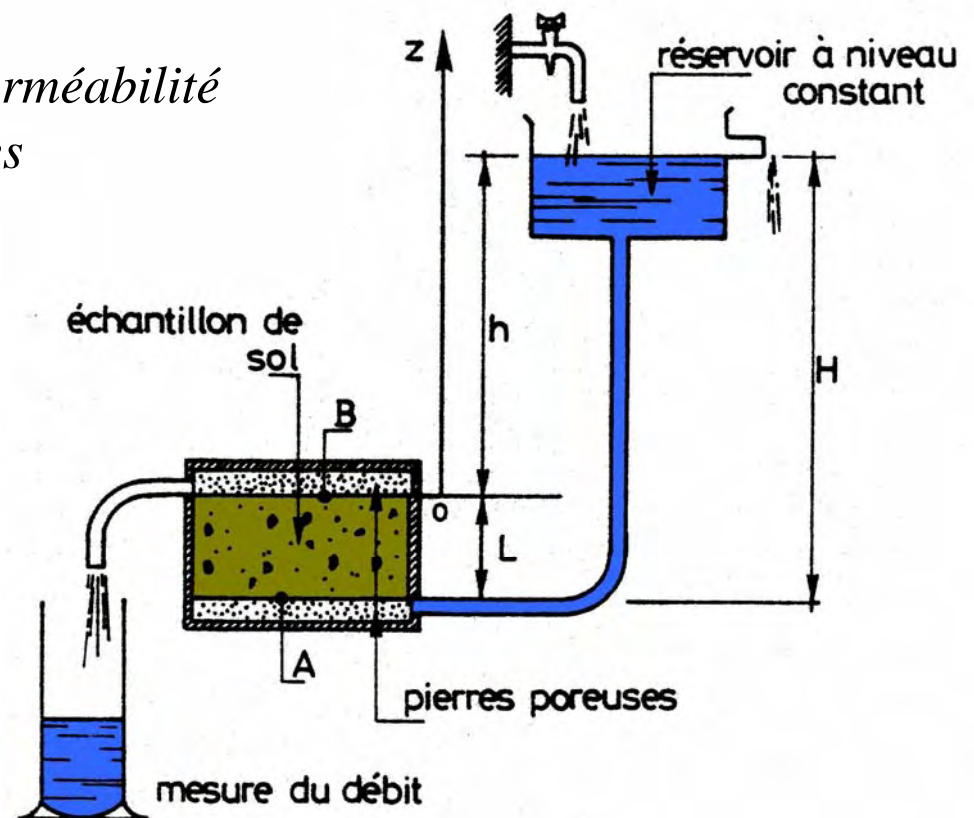
1.3.1 Perméamètre à charge constante

↪ pour les sols de grande perméabilité
 $k > 10^{-5} \text{ m/s}$ → sables

$$v = \frac{q}{S} = ki = k \frac{\Delta h}{\Delta L} = k \frac{h}{L}$$

$$k = \frac{q}{S \cdot i} = \frac{q \cdot L}{S \cdot h}$$

→ nécessite la mesure d'un débit



1.3.2 Perméamètre à charge variable

$$\frac{q}{S} = k \frac{h}{L} \quad \left| \begin{array}{l} - h \text{ variable} \\ - \text{impossibilité de mesurer } q \end{array} \right.$$

pour les sols de faible perméabilité
 $k < 10^{-5} \text{ m/s}$ → argiles

- volume d'eau qui traverse l'échantillon = diminution du volume d'eau dans le tube

$$dV = q \cdot dt = -s \cdot dh$$

- en remplaçant q

$$S \cdot k \cdot \frac{h}{L} \cdot dt = -s \cdot dh$$

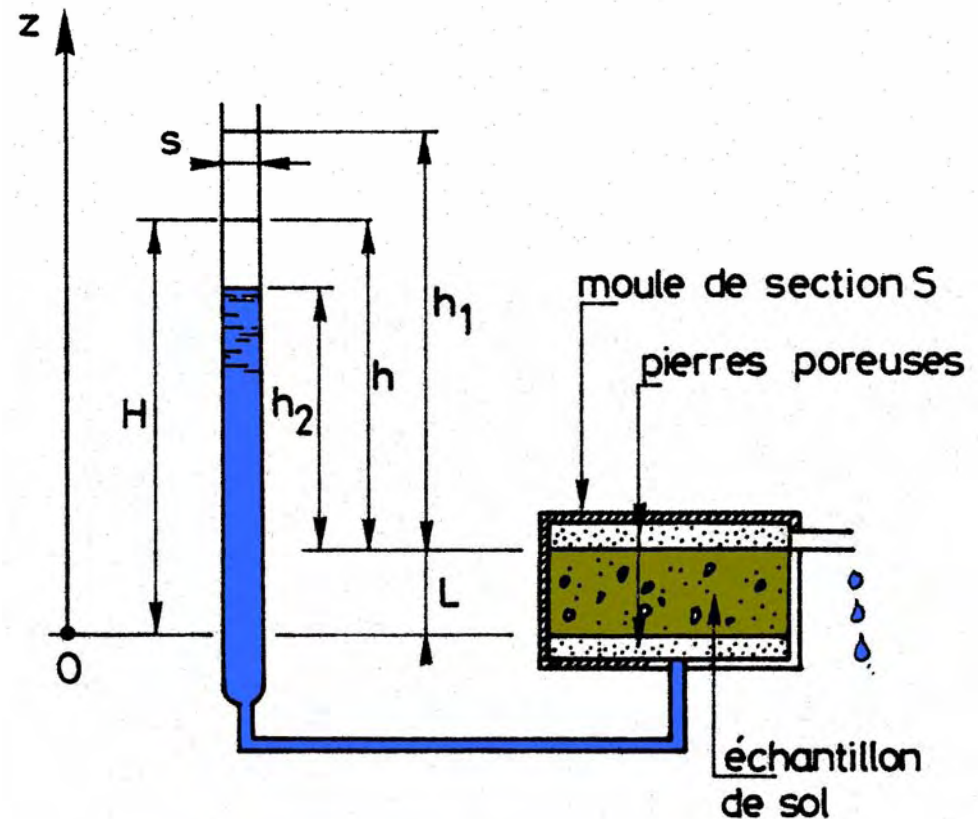
$$k \cdot dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \frac{dh}{h}$$

- après intégration

$$k = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

- pas de mesure de débit

- mesure du temps pour que le niveau d'eau passe de h_1 à h_2



1.4 Perméabilité des terrains stratifiés

Terrains homogènes vs terrains hétérogènes

- cas des sols composés de couches superposées (ex: sols sédimentaires)
- au lieu de traiter chacune des couches séparément,
→ on définit un terrain fictif homogène

1.4.1 Écoulement parallèle au plan de stratification

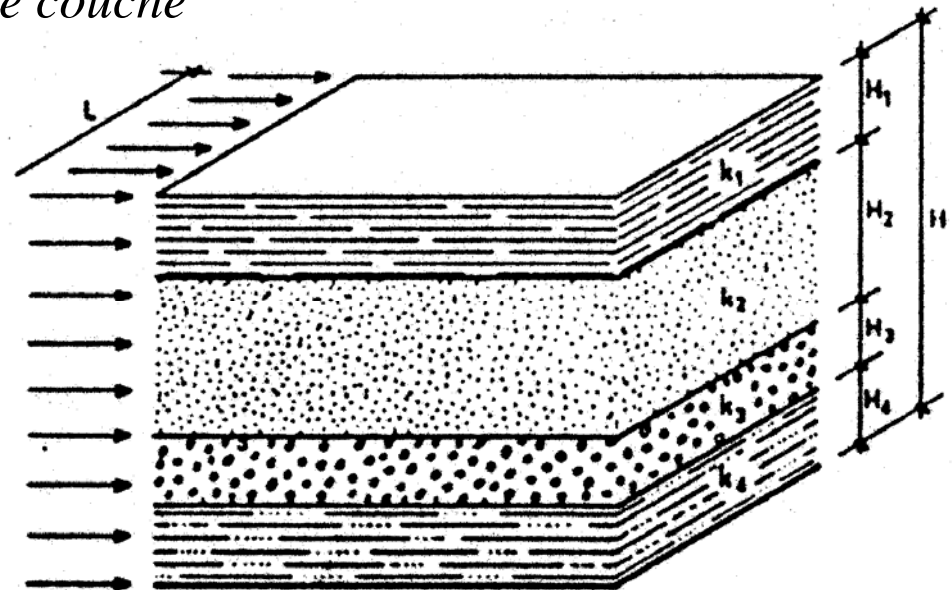
- perte de charge identique pour toutes les couches
- débit total = somme des débits de chaque couche

- pour une couche j

$$v_j = k_j \cdot i \rightarrow q_j = k_j \cdot i \cdot H_j \cdot L$$

↓

$$\frac{q_j}{S_j} = \frac{q_j}{H_j \cdot L}$$



- débit total

$$Q = \sum q_j = i \cdot L \cdot \sum k_j H_j$$

- soit un sol fictif homogène :

- dimensions identiques
- même débit
- perméabilité k_h

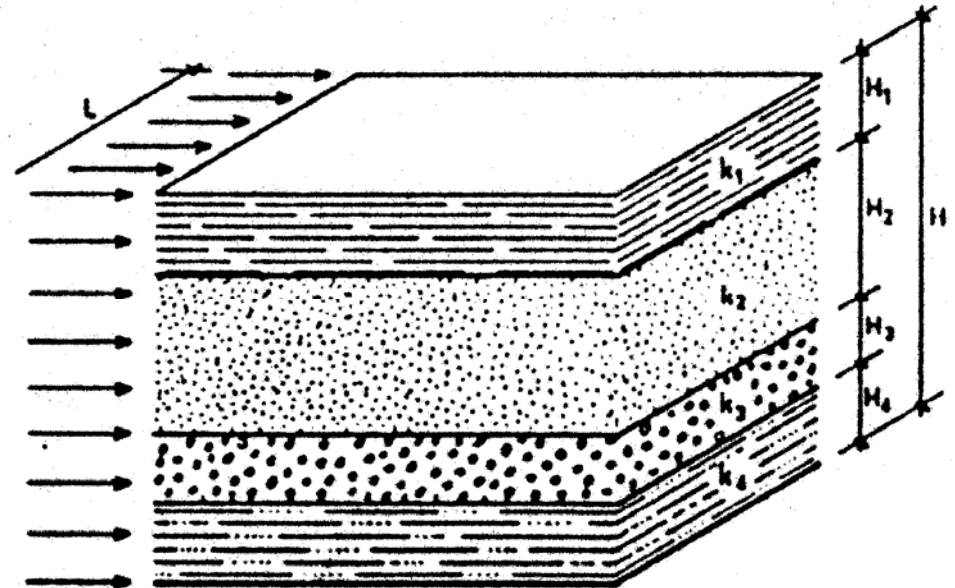
$$v = k_h \cdot i \rightarrow q_h = k_h \cdot i \cdot H \cdot L$$

- Puisque les débits sont les mêmes

$$\cancel{i \cdot L} \cdot \sum k_j H_j = k_h \cdot \cancel{i \cdot H \cdot L}$$



$$k_h = \frac{1}{H} \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot H_i$$



1.4.2 Écoulement perpendiculaire au plan de stratification

- perte de charge totale somme des p.c de chaque couche
- débit identique pour toutes les couches

- pour une couche j

$$v_j = k_j \cdot i_j \rightarrow v = k_j \cdot \frac{\Delta h_j}{H_j}$$

\downarrow
 $\frac{q}{S} \Rightarrow v = \text{cte}$

- perte de charge totale

$$\Delta h = \sum \Delta h_j = v \cdot \sum \frac{H_j}{k_j}$$

- soit un sol fictif homogène :

- dimensions identiques
- même débit
- perméabilité k_v

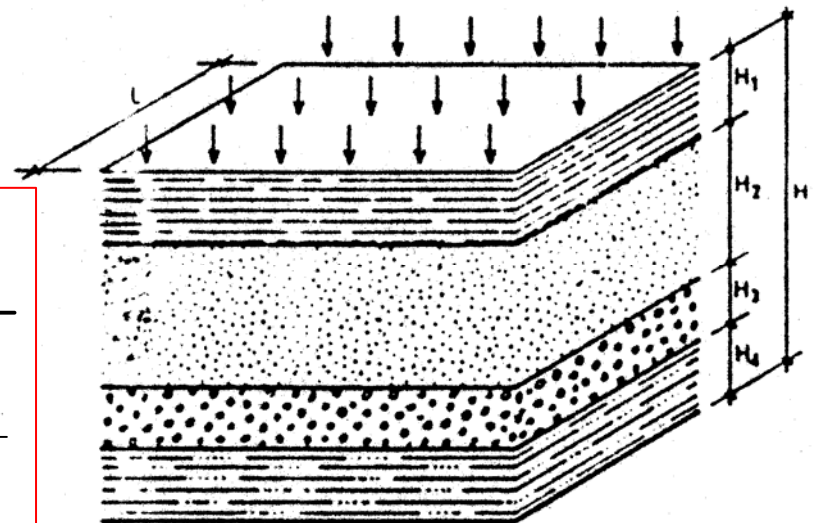
$$v = k_v \cdot i = k_v \cdot \frac{\Delta h}{H} \rightarrow \Delta h = v \cdot \frac{H}{k_v}$$

- Puisque les pertes de charge sont les mêmes

$$\cancel{v} \cdot \frac{H}{k_v} = \cancel{v} \cdot \sum \frac{H_j}{k_j}$$



$$k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}}$$



2- Écoulements tridimensionnels hydraulique des puits

2.1 Hypothèses de calcul

2.2 Pompage en régime permanent – formule de Dupuit

2.3 Remarques

2.3.1 Rayon d'action

2.3.2 Équation de la surface libre

2.4 Mesure de la perméabilité in-situ

2.4.1 Essai de pompage

2.4.2 Essai ponctuel

1. Hydraulique
souterraine

2. Écoulements
tridimensionnels

3. Écoulements
bidimensionnels

4. Effets
mécaniques

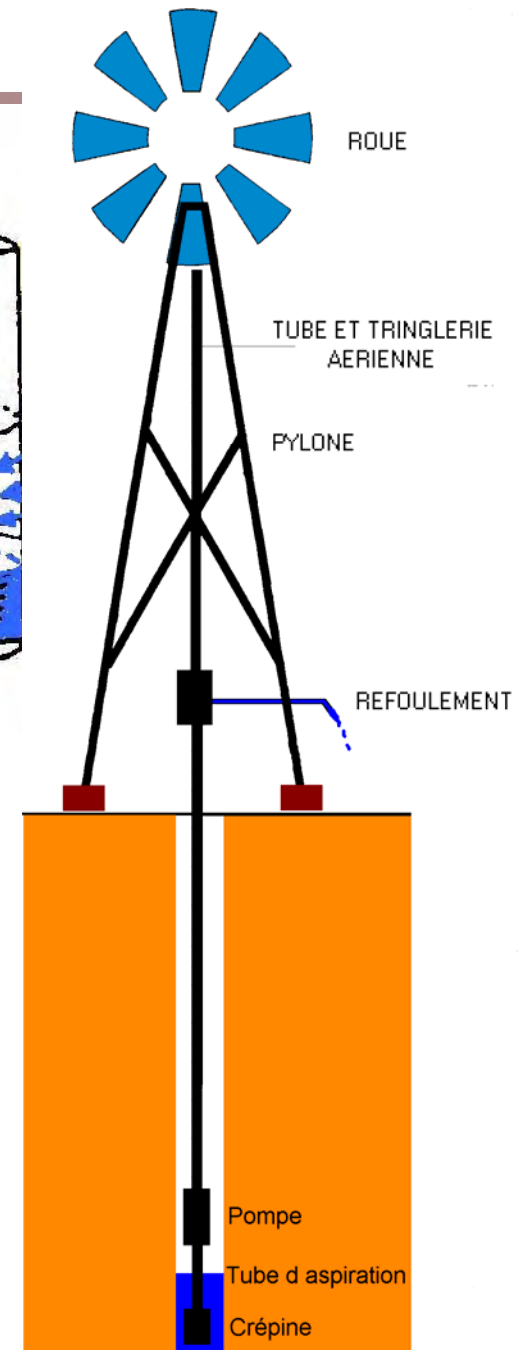
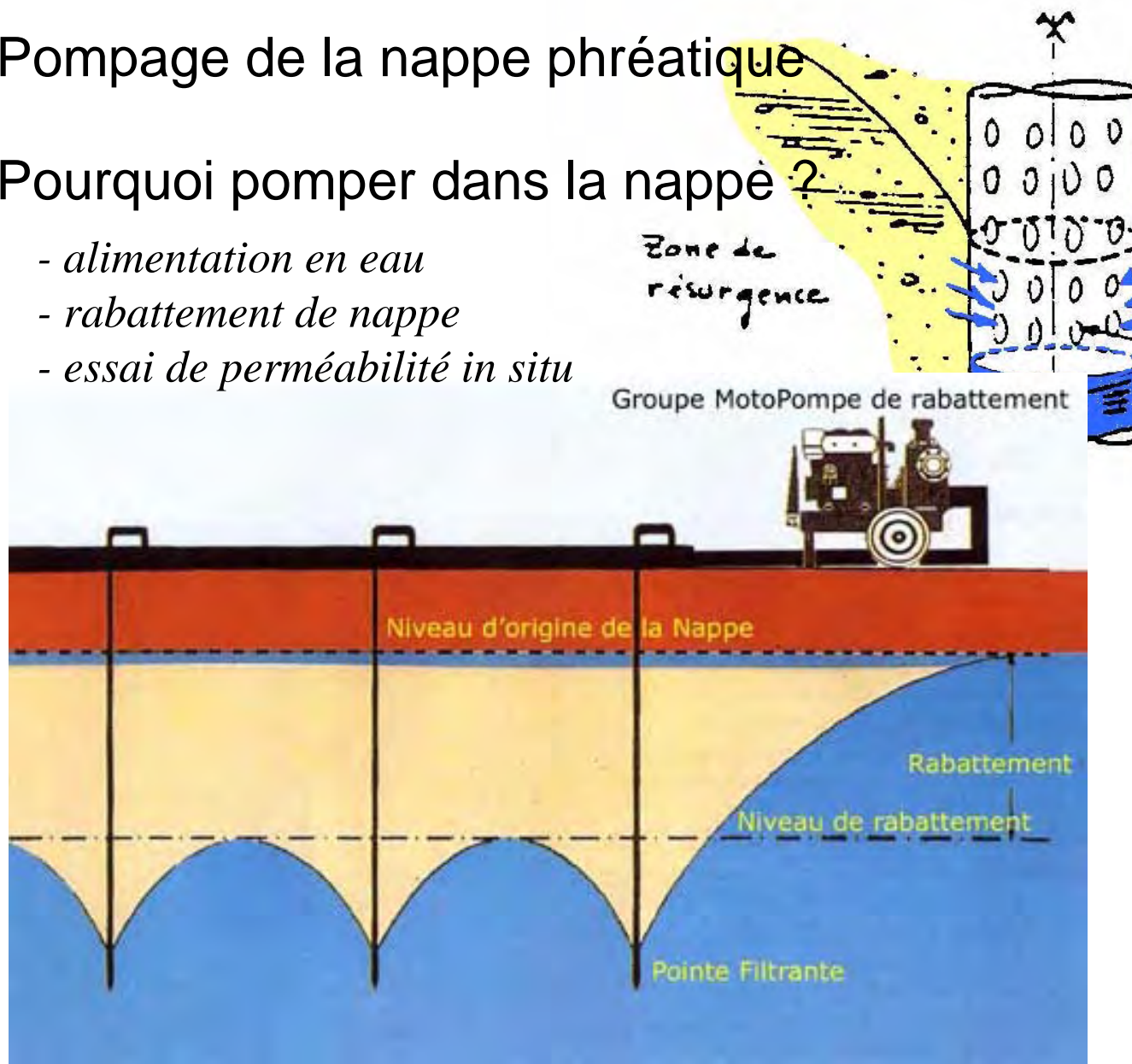
5. Effets de la
capillarité

Exemples

Pompage de la nappe phréatique

Pourquoi pomper dans la nappe ?

- *alimentation en eau*
- *rabattement de nappe*
- *essai de perméabilité in situ*



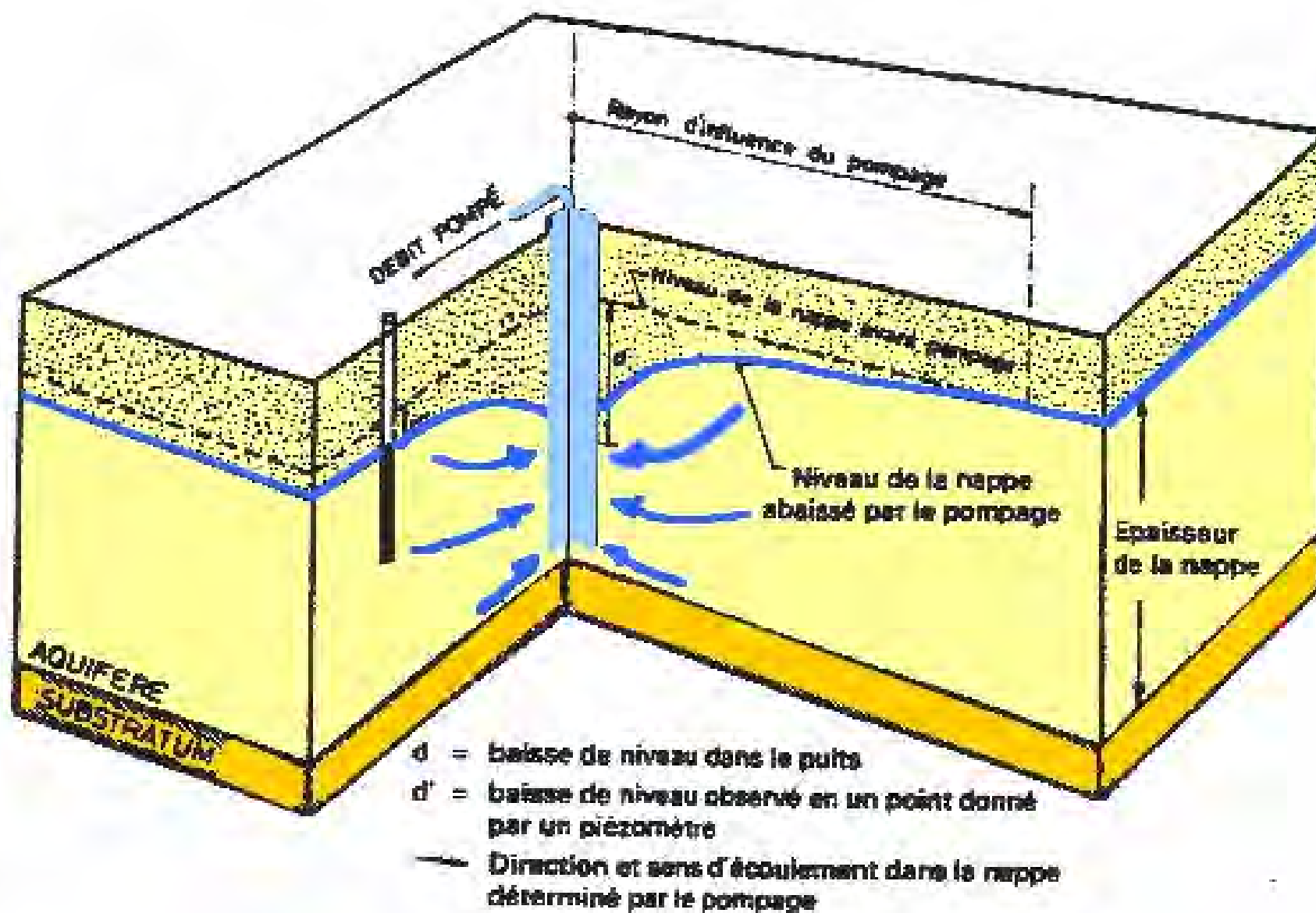
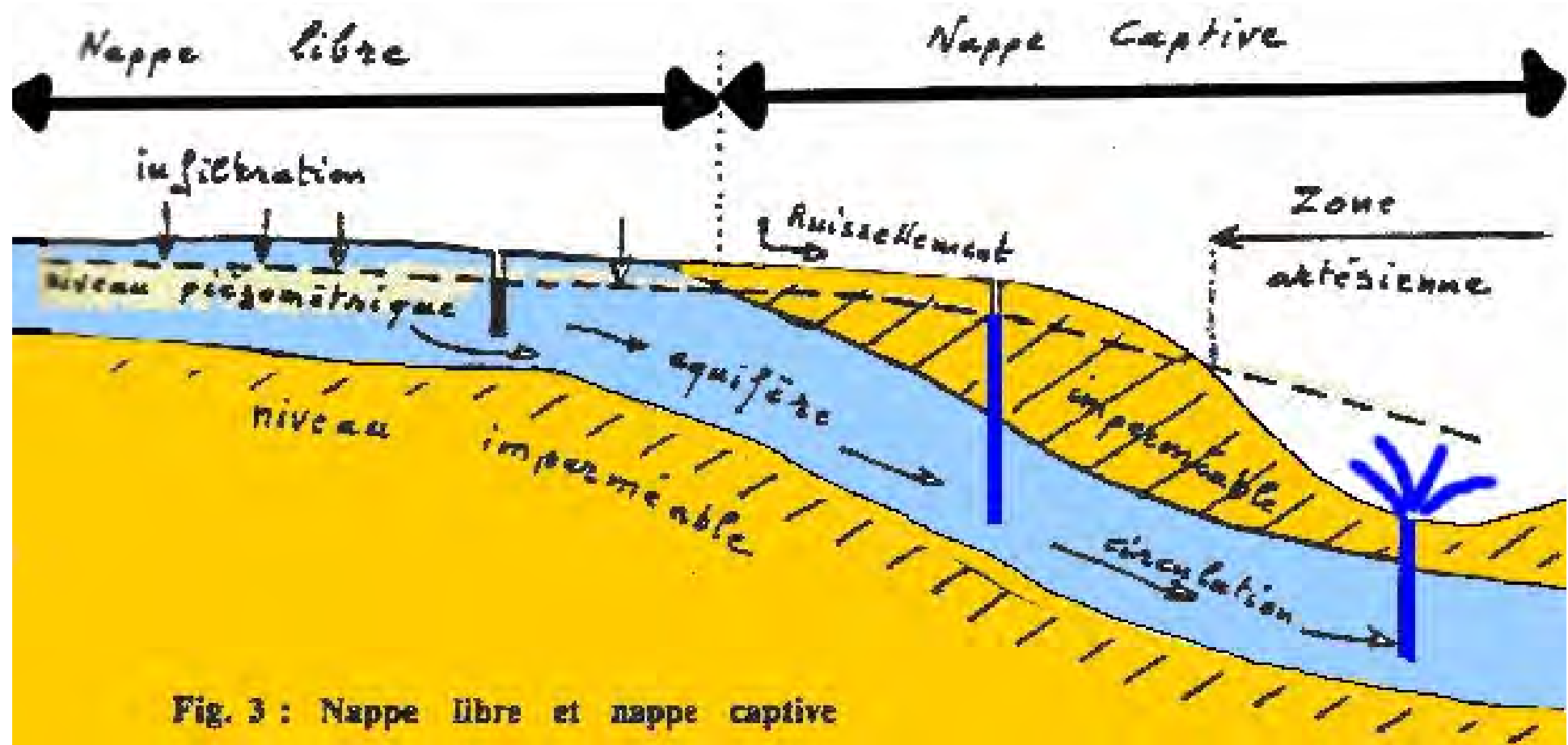


Fig. 2 : Essai de pompage sur un puits

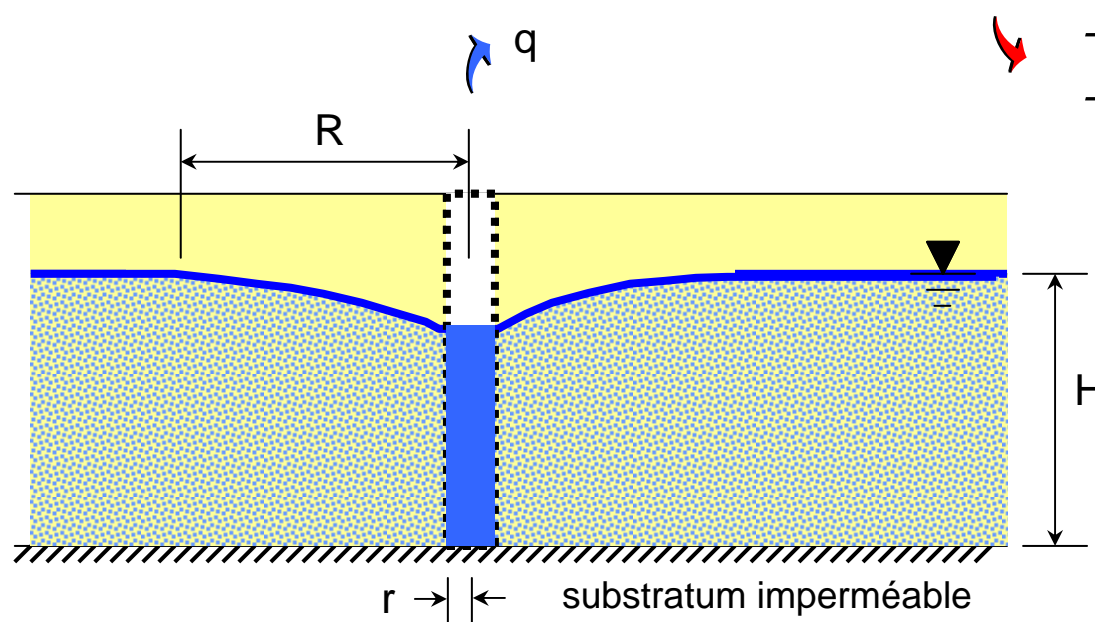
Types de nappes phréatiques



2.1 Hypothèses de calcul

Description du problème

- massif perméable et isotrope \rightarrow perméabilité k
- nappe d'épaisseur H sur substratum imperméable
- on fore un puits circulaire vertical (rayon r)
 - └─ *crépiné pour que les parois restent en place*
- on pompe dans le puits à un débit constant q
- en régime permanent ($\sim 24h$), la surface libre de la nappe

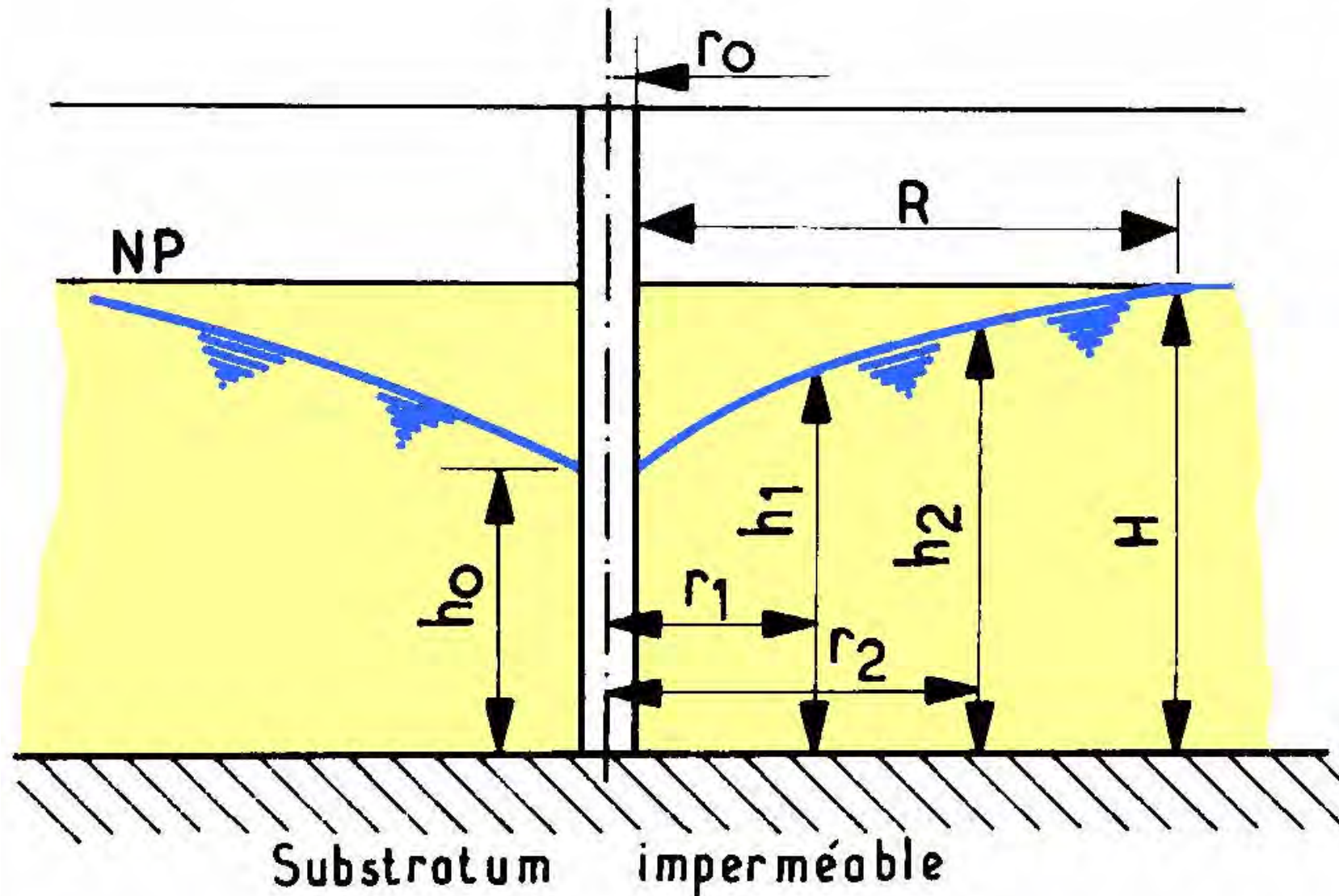


- *dépression en forme d'entonnoir*
- *effet jusqu'à R (rayon d'action)*

Problème de
révolution autour
de l'axe du puits

2.2 Pompage en régime permanent – formule de Dupuit

Cas d'une nappe libre

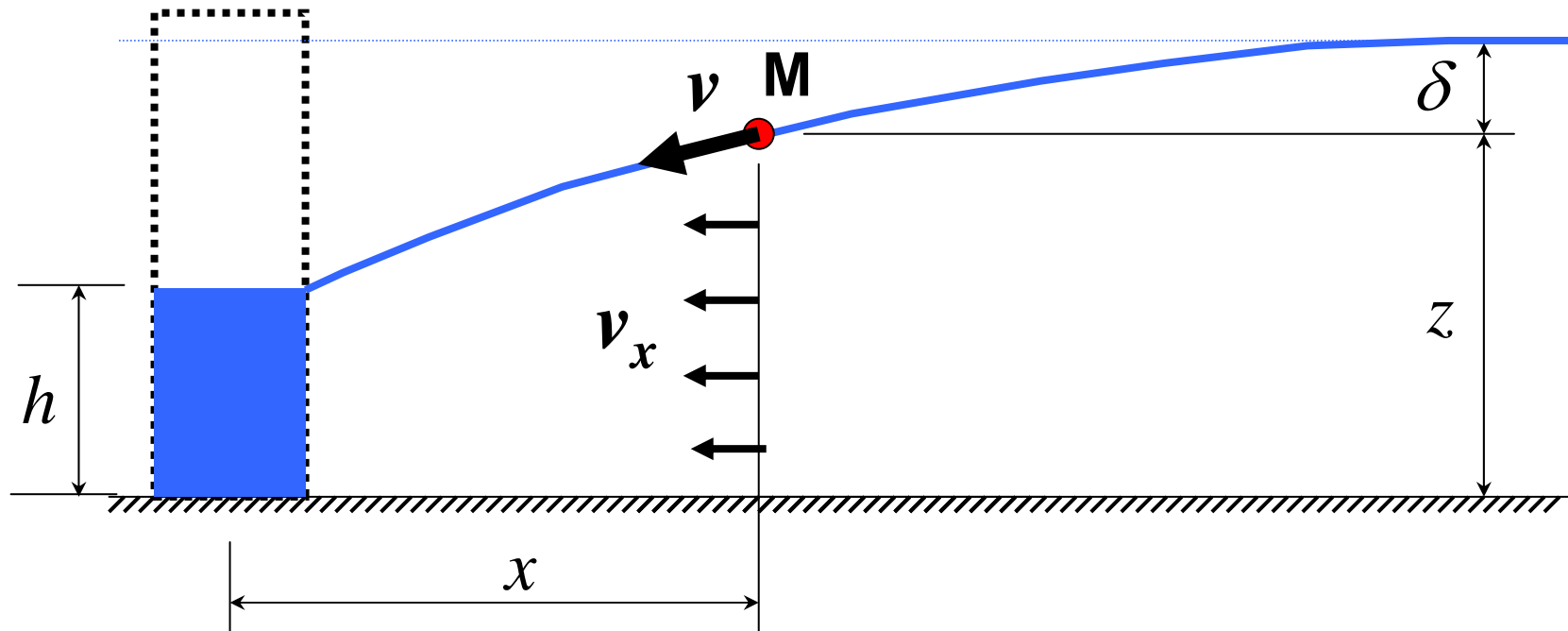


Cas d'une nappe libre


- point M (x,z) sur la surface libre de la nappe

- gradient hydraulique en M : $\mathbf{i}_M = \frac{dz}{ds}$
 $\xrightarrow{\text{perte de charge}}$
 $\xrightarrow{\text{variation de distance sur la surface libre}}$

- loi de Darcy : $\mathbf{v} = k\mathbf{i}_M = k \frac{dz}{ds}$

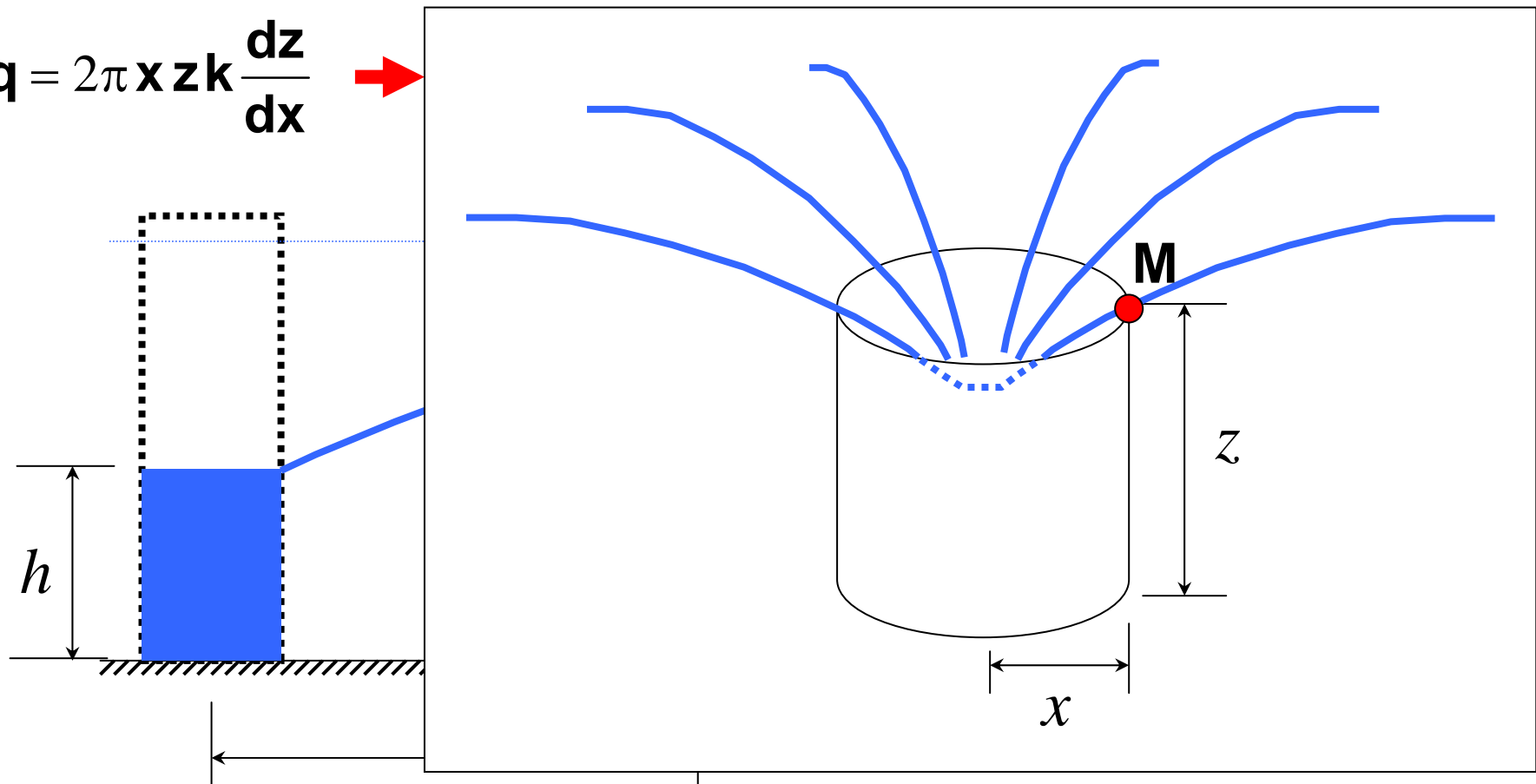


- hypothèse de Dupuit : $\mathbf{ds} \approx \mathbf{dx}$ *raisonnable pcq surface libre a une pente faible*

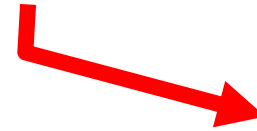
→ donc la ligne de courant  devient  et $\mathbf{v_s} \approx \mathbf{v_x}$

- le débit : $\mathbf{q} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{v} \approx \mathbf{S} \cdot \mathbf{v_x}$ *débit dans le cylindre de rayon x ,
d'où $\mathbf{S} = 2\pi \cdot \mathbf{x} \cdot \mathbf{z}$*

$$\mathbf{q} = 2\pi \mathbf{x} \mathbf{z} \mathbf{k} \frac{dz}{dx}$$



$$\int_r^R \mathbf{q} \frac{d\mathbf{x}}{\mathbf{x}} = \int_h^H 2\pi \mathbf{k} \mathbf{z} d\mathbf{z} \quad \rightarrow \quad \mathbf{q} \ln \frac{R}{r} = \pi \mathbf{k} (H^2 - h^2)$$

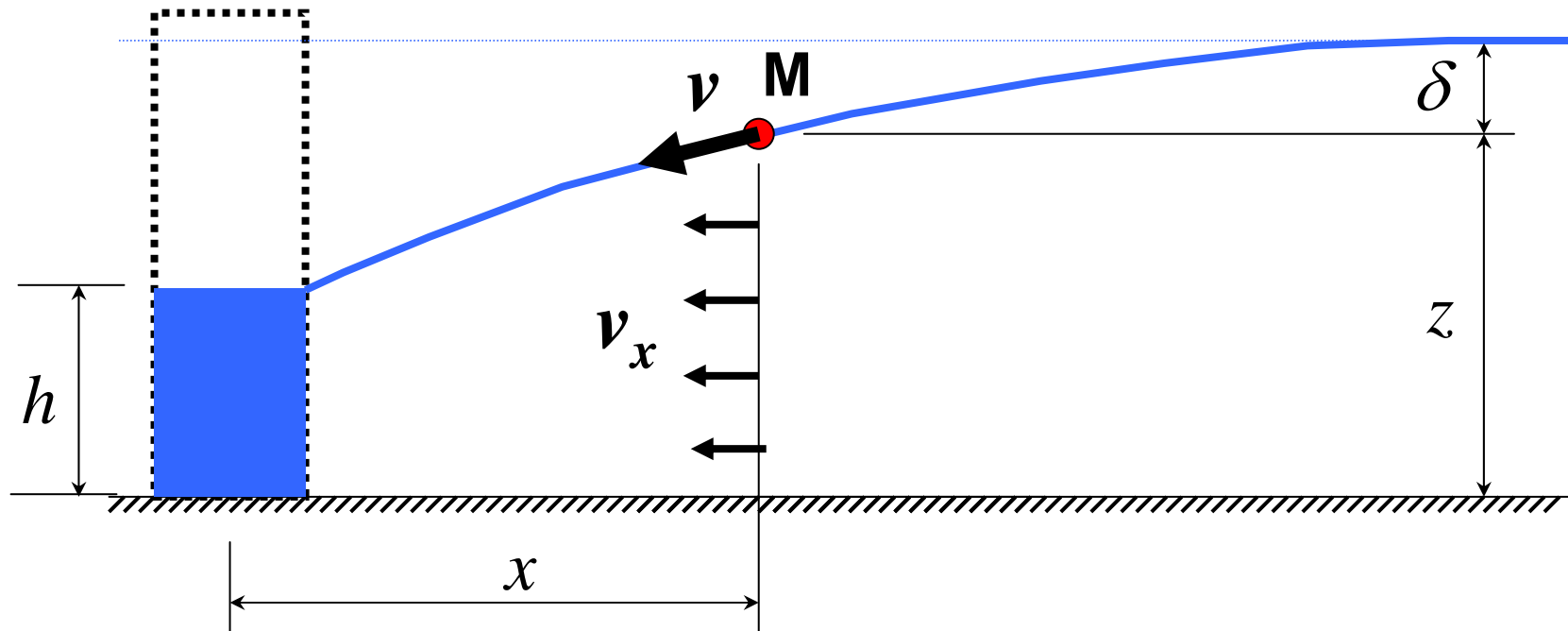


$$\mathbf{q} = \pi \mathbf{k} \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}}$$

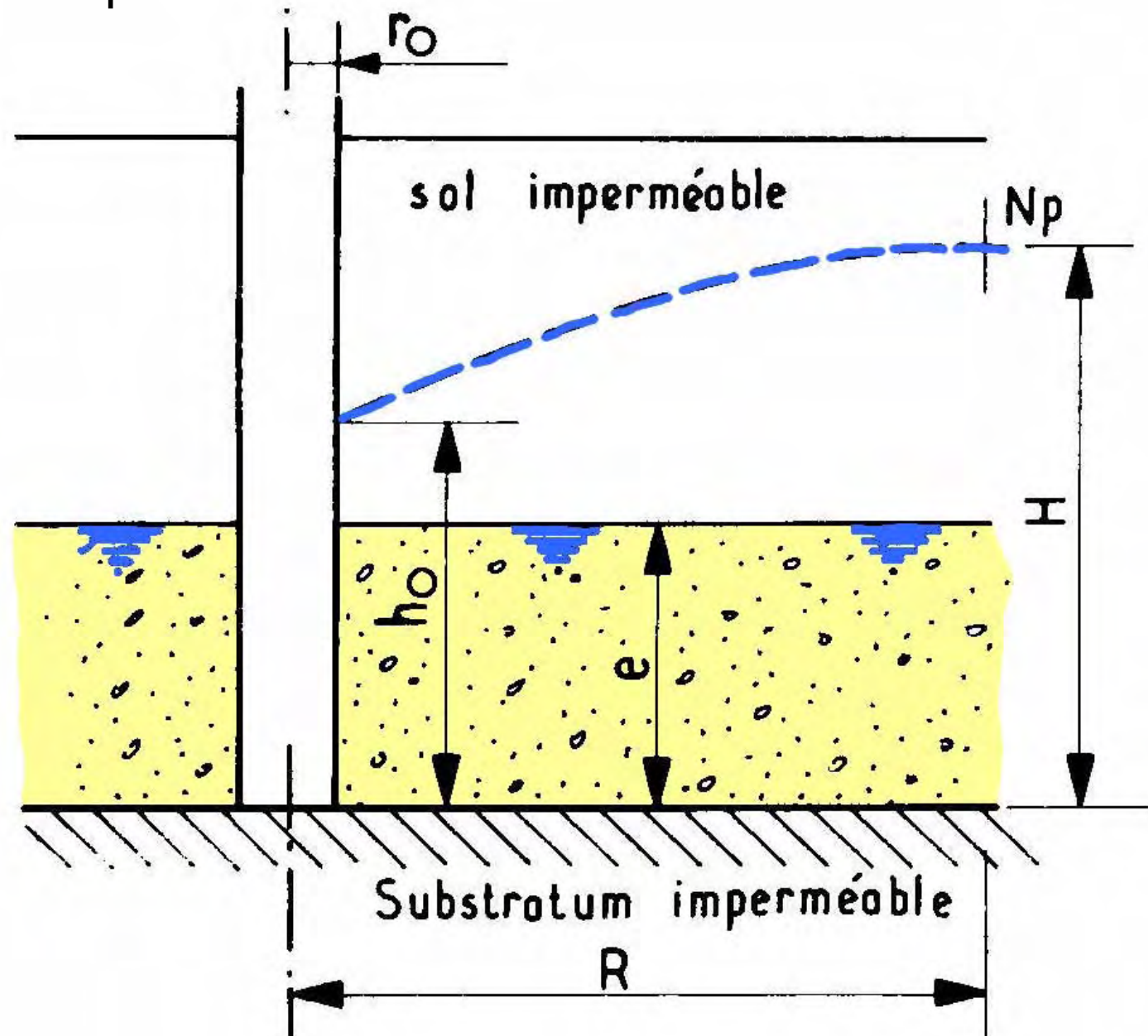
• bornes d'intégration :

- 2 rayons quelconques
- hauteurs piézométriques correspondantes à ces 2 rayons

dans notre exemple : $\begin{matrix} r \rightarrow h \\ R \rightarrow H \end{matrix}$



Cas d'une nappe captive



Cas d'une nappe captive

$$q \approx \mathbf{S} \cdot \mathbf{v}_x \text{ mais } \mathbf{S} = 2\pi \cdot \mathbf{x} \cdot \mathbf{e}$$

surface à travers laquelle l'eau s'écoule sans difficulté

$$v_x = k \frac{dz}{dx}$$

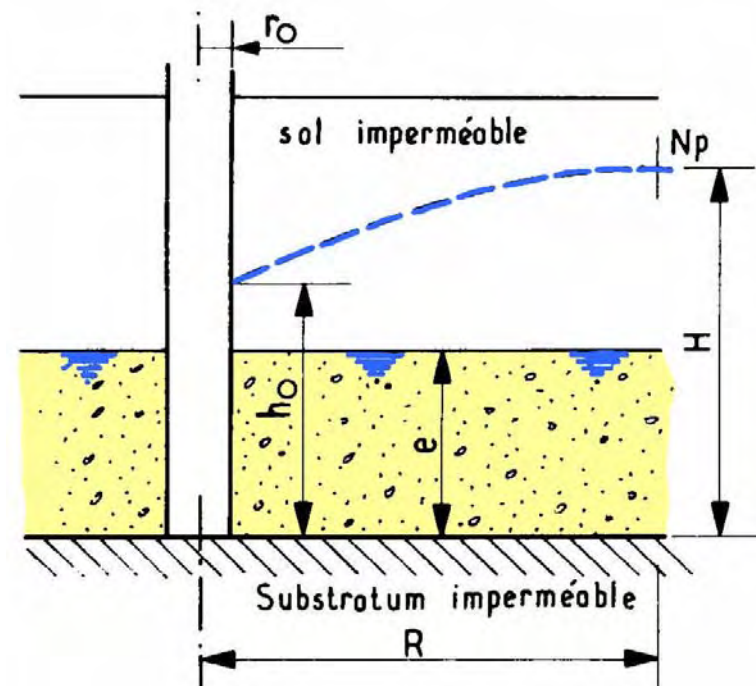
la ligne piézométrique passe dans la couche imperméable

$$q = 2\pi \mathbf{x} \mathbf{e} k \frac{dz}{dx} \rightarrow \int_r^R q \frac{dx}{x} = 2\pi \mathbf{k} \mathbf{e} \int_h^H dz$$

surface de la nappe
 \neq
 surface piézométrique

$$q \ln \frac{R}{r} = 2\pi \mathbf{e} \mathbf{k} (H - h)$$

$$q = 2\pi \mathbf{e} \mathbf{k} \frac{H - h}{\ln \frac{R}{r}}$$



2.3 Remarques

2.3.1 Rayon d'action

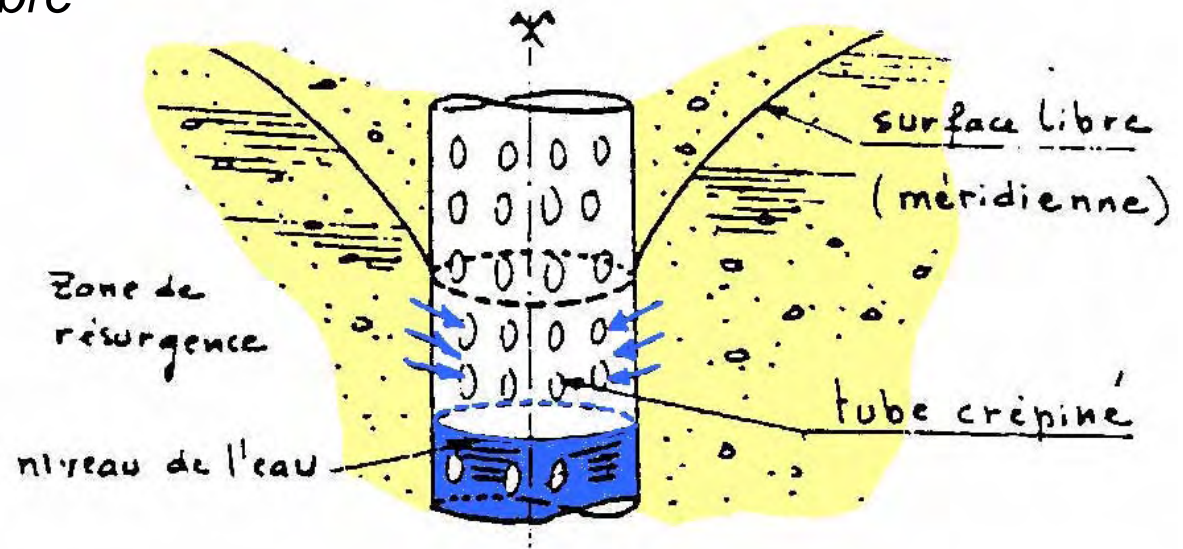
- en première approximation — $100 r < R < 300 r$

- formule empirique de Sichardt — $R = 3000(H-h)\sqrt{k}$

- en régime permanent — $R = 1,5 \sqrt{\frac{kHt}{n}}$ | $t = \text{durée du régime transitoire (s)}$
 $n = \text{porosité}$

2.3.2 Équation de la surface libre

$$z^2 = h^2 + \frac{q}{\pi k} \ln \frac{x}{r}$$



2.4 Mesure de la perméabilité in-situ

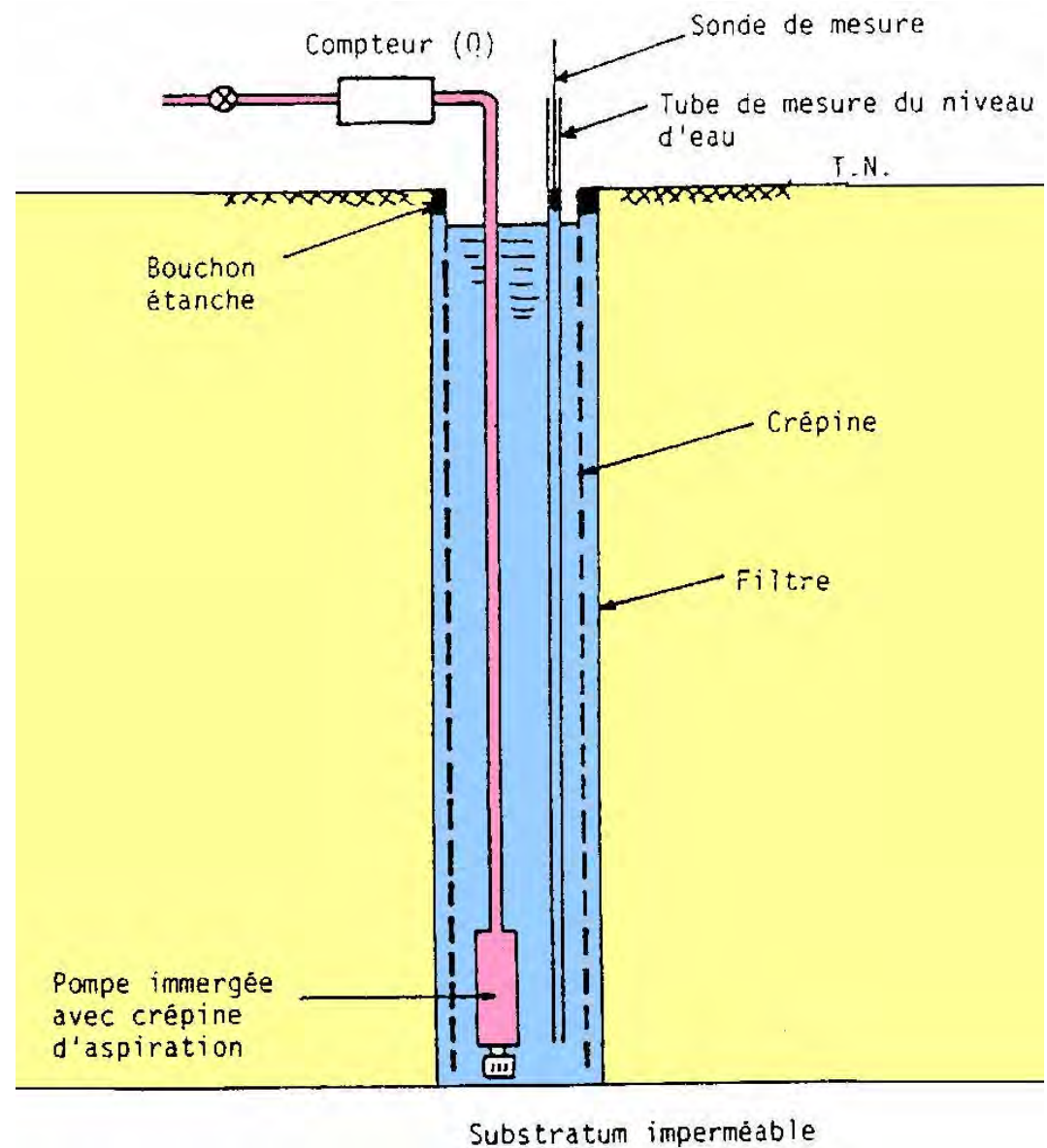
Laboratoire vs in situ

- *hétérogénéité, représentativité*
- $k_{labo} < k_{in\ situ}$ (*effet d'échelle*)

2.4.1 Essai de pompage

pompage jusqu'à régime permanent

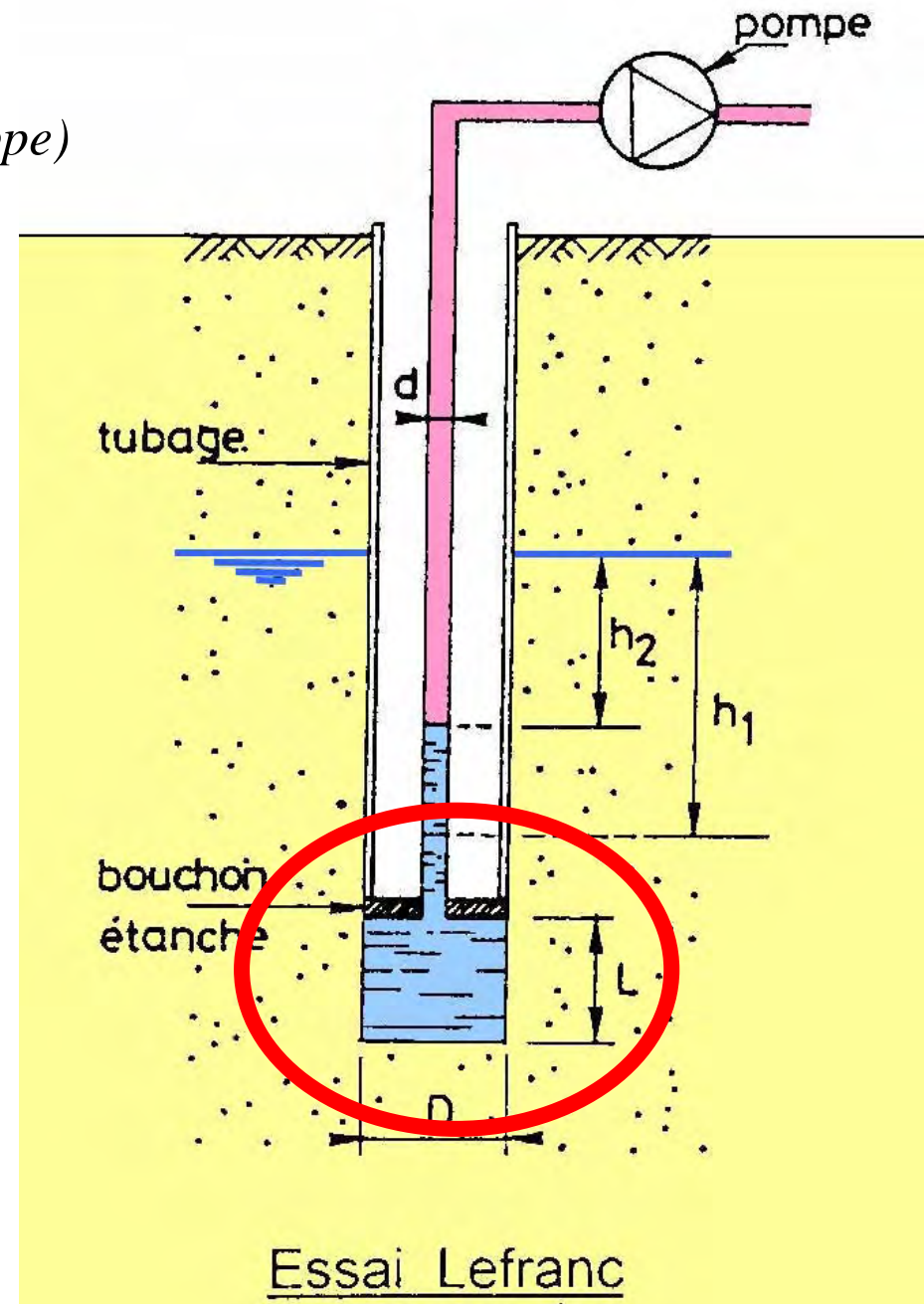
$$k = q \cdot \frac{\ln \frac{R}{r}}{\pi (H^2 - h^2)}$$



Essai de pompage

2.4.2 Essai ponctuel

*pompage pendant une courte durée
(pas de changement du niveau de la nappe)*



3- Écoulements bidimensionnels réseaux d'écoulement

3.1 Généralités

3.2 Milieu isotrope

3.2.1 Définitions

3.2.2 Conditions aux limites

3.2.3 Méthode d'analogie électrique

3.2.4 Exploitation des réseaux d'écoulement

3.3 Milieu anisotrope

1. Hydraulique
souterraine

2. Écoulements
tridimensionnels

3. Écoulements
bidimensionnels

4. Effets
mécaniques

5. Effets de la
capillarité

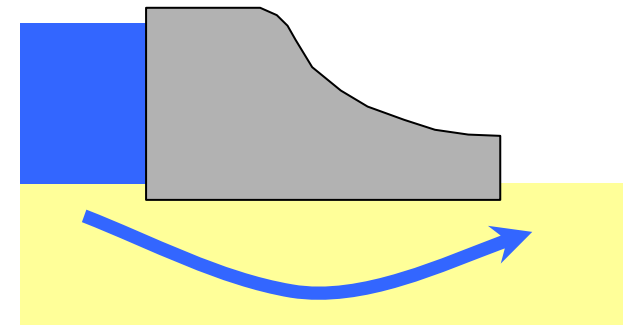
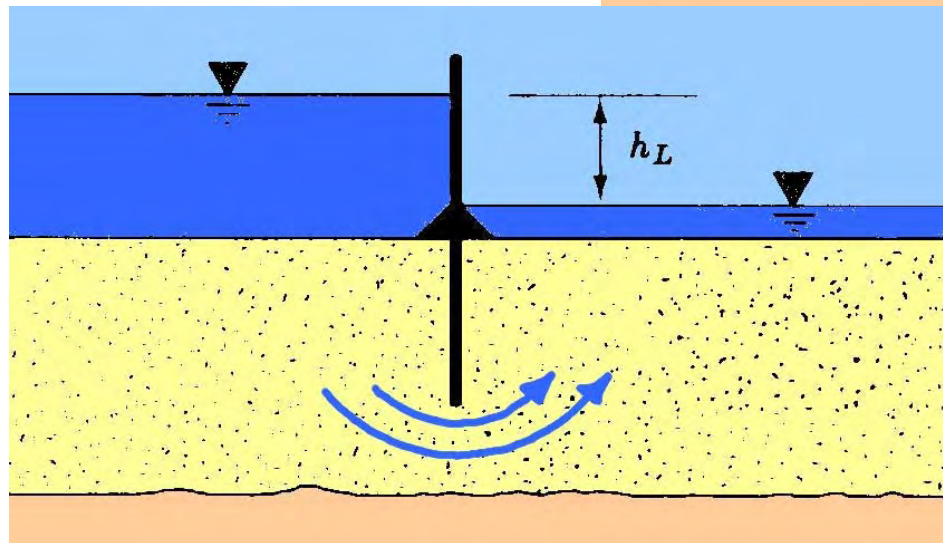
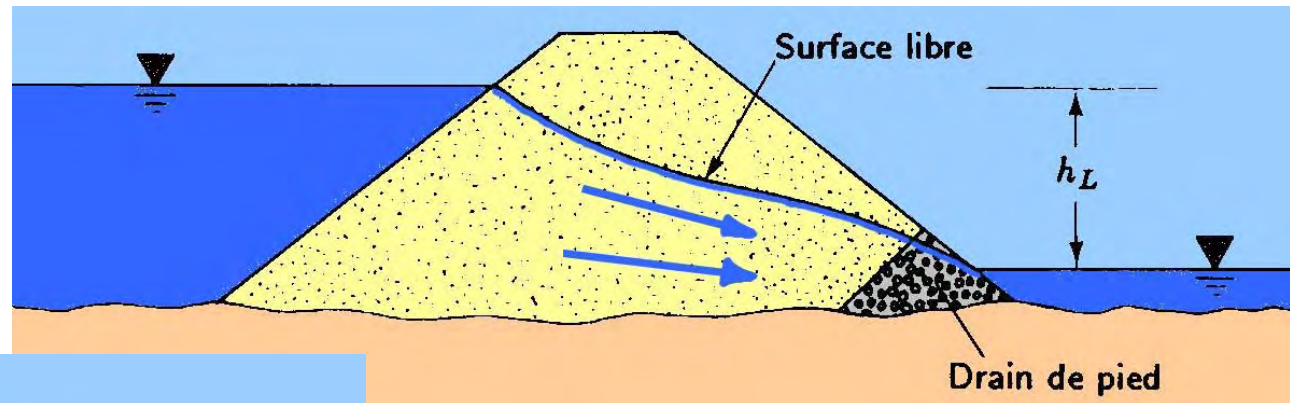
3.1 Généralités

Réseaux d'écoulement → application importante de l'hydraulique des sols

- *barrage en terre*
- *mur de palplanches (retenue, batardeau)*
- *barrage en béton*

→ étude des problèmes d'infiltration d'eau

écoulement en 2D



Mise en équation d'écoulement bidimensionnels

- Hypothèses

1- milieu homogène et isotrope (coefficient de perméabilité constant)

2- écoulement laminaire et vitesse de l'eau faible

3- écoulements régis par la loi de Darcy $\longrightarrow \mathbf{v} = \frac{\mathbf{q}}{\mathbf{S}} = \mathbf{k}\mathbf{i} = \mathbf{k} \frac{\Delta h}{\Delta L}$

4- écoulement permanent

- Équation fondamentale de l'écoulement

$$\frac{\partial^2 \mathbf{h}}{\partial \mathbf{x}^2} + \frac{\partial^2 \mathbf{h}}{\partial \mathbf{y}^2} = 0 \quad \begin{array}{l} \text{équation de Laplace} \\ \text{pertes d'énergie à l'intérieur d'un milieu résistant} \end{array}$$

- Solution de l'équation de Laplace

→ lorsque les conditions aux limites sont définies

- cas simples : solution analytique
- cas complexes : méthodes numériques

└─ *pour un sol homogène, différentes méthodes*
méthode graphique, analogie électrique, fragments...

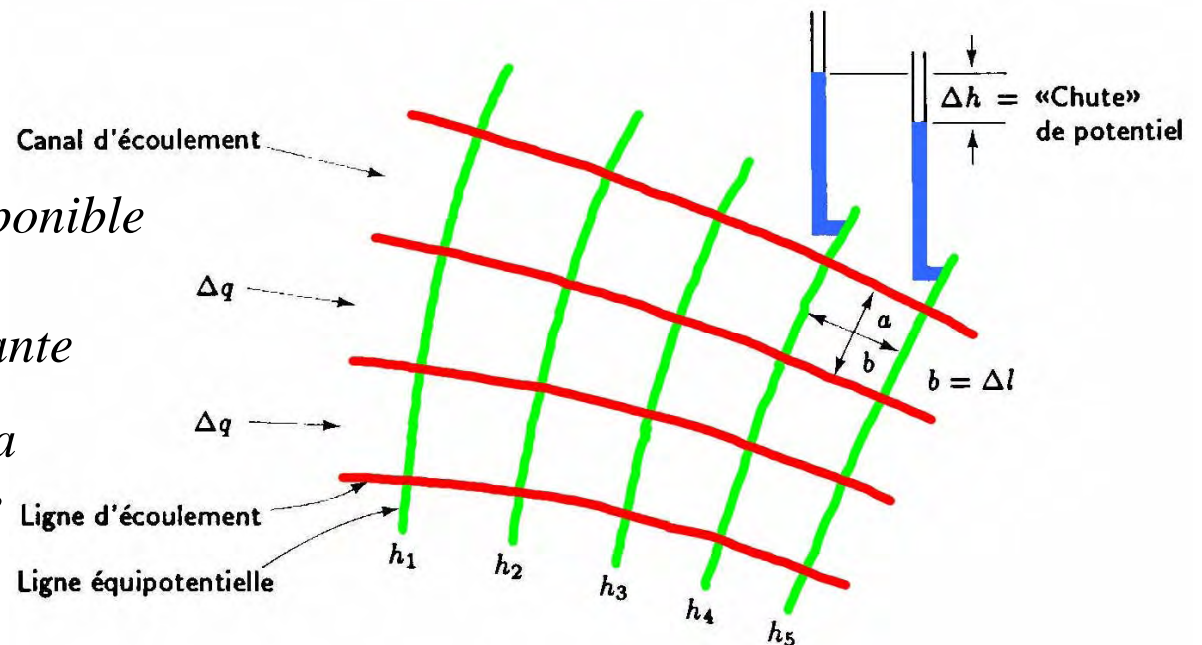
3.2 Milieu isotrope

3.2.1 Définitions → Méthode graphique

Tracer dans le sol (ou l'ouvrage) un réseau ou un maillage orthogonal délimité par deux types de lignes

- lignes de courant (ou d'écoulement)
 - *cheminement moyen d'une particule d'eau s'écoulant entre 2 points*
 - *vecteur vitesse tangent en chaque point de la ligne de courant*

- lignes équipotentielles
 - *ligne sur laquelle l'énergie disponible pour l'écoulement est la même*
→ *ligne où la charge est constante*
 - *l'énergie perdue par l'eau est la même tout le long de cette ligne*
 - *différence entre deux lignes*
→ *perte de charge Δh*

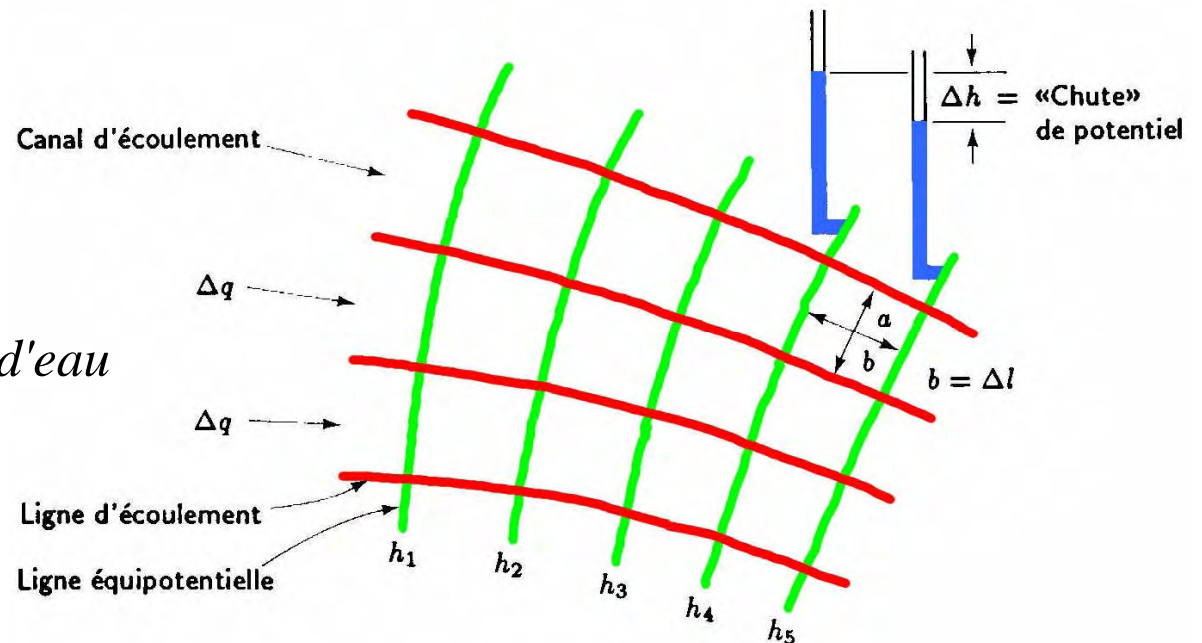


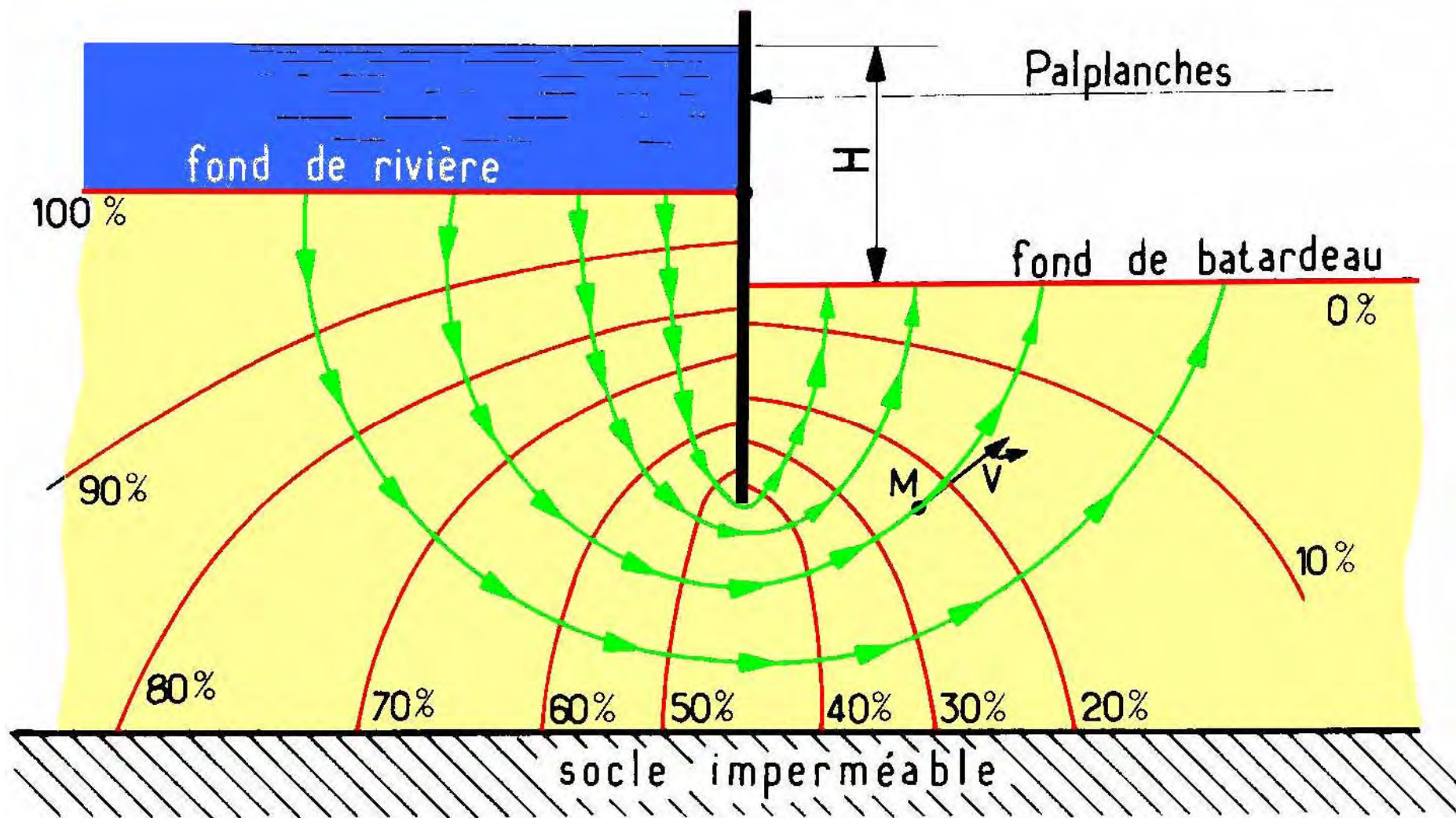
Réseau d'écoulement

- réseau formé par ces deux types de lignes
 - *orthogonal*
 - *quadrilatères curvilignes (formes aussi carrées que possible)*
- deux lignes de courant : tube de courant
 - *l'eau circule sans sortir*
 - *débit constant et identique entre deux tubes*
- deux lignes équipotentielles
 - *perte de charge constante*

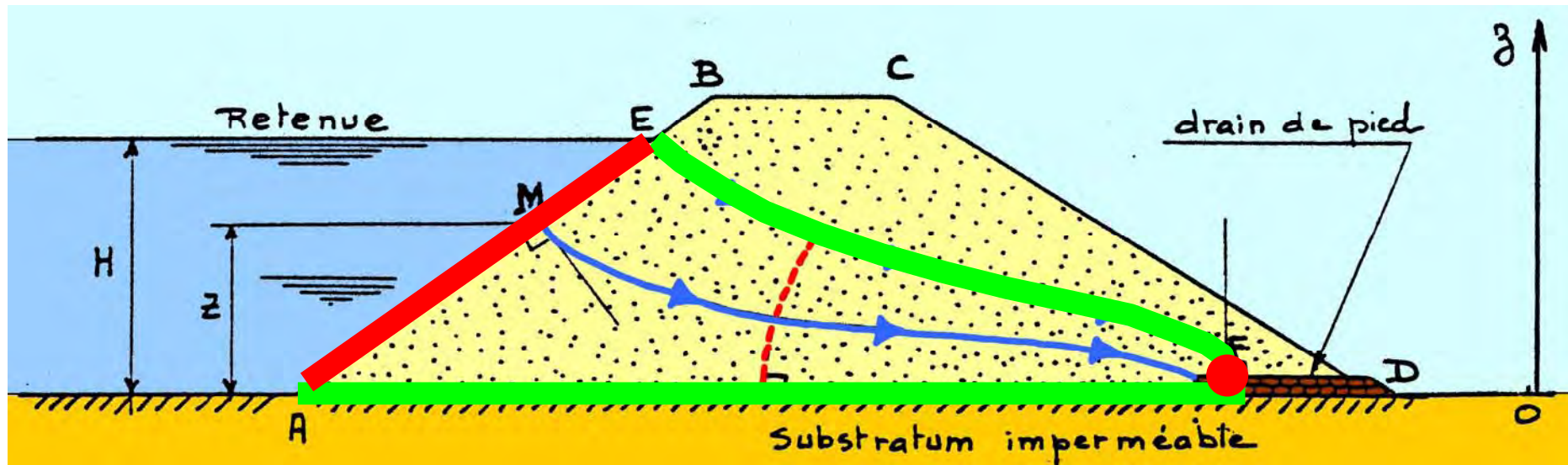
Chaque quadrilatère

- *subit la même perte de charge*
- *est traversé par le même débit d'eau*





3.2.2 Conditions aux limites → Exemple d'un barrage en terre



- AF est une surface imperméable
 - aucun débit ne la traverse
 - ligne de courant
- EF est la surface libre
 - aucun débit ne la traverse
 - ligne de courant

→ $h = z$
- AE est une surface filtrante
 - contact avec l'eau libre (pas de perte de charge)
 - ligne équipotentielle
 - perpendiculaire aux lignes de courant

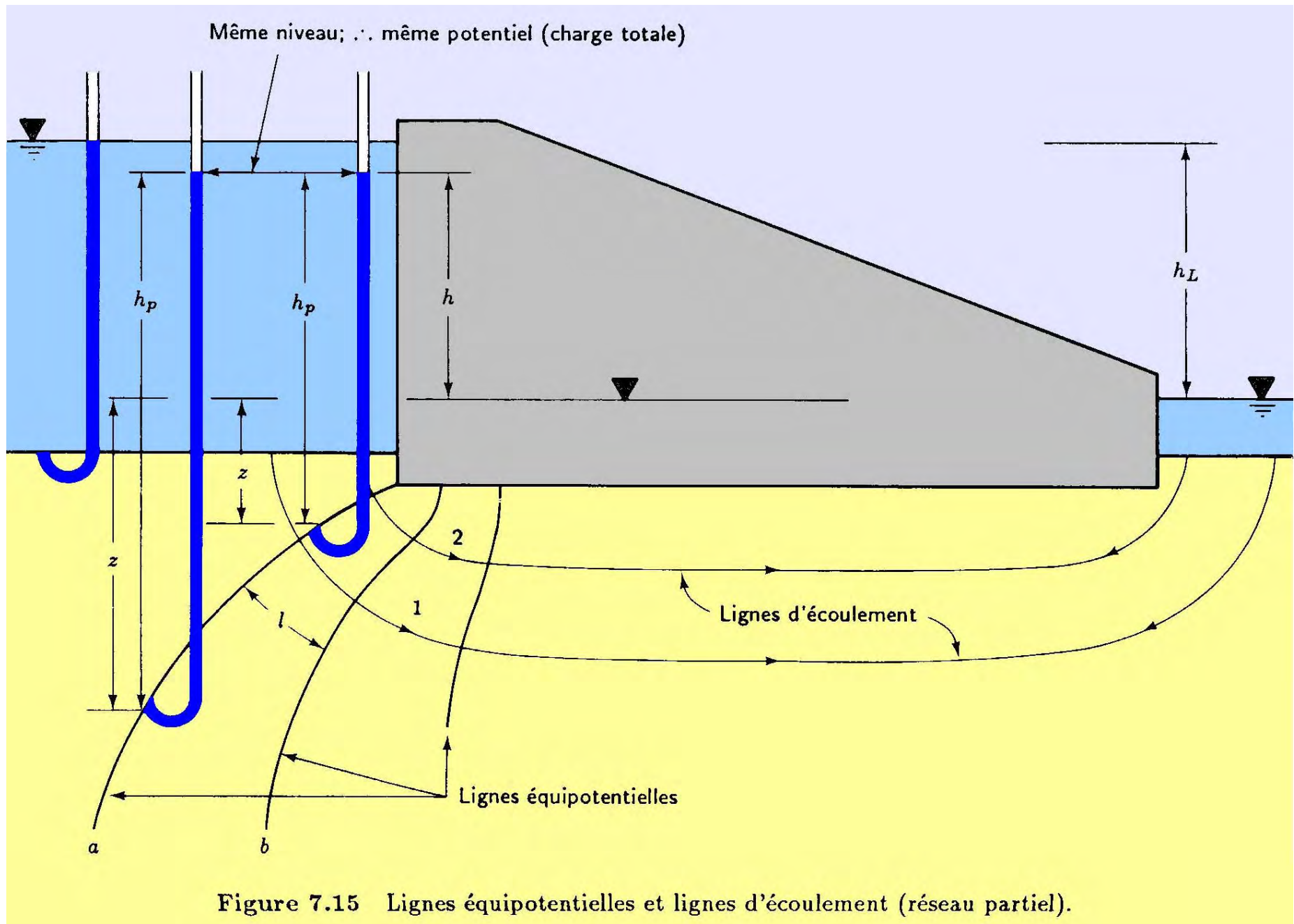
→ $h = \frac{u_M}{\gamma_w} + z = H$
- en F , $h=0$

3.2.3 ~~Méthode d'analogie électrique~~ → méthode graphique

Comment construire un réseau d'écoulement ?

- croquis à main levée
- essais successifs
 - *lignes d'écoulement et équipotentiels*
 - *carrés dont les côtés se coupent à angle droit*
- nombre infini de réseaux
 - *convergence vers une solution*

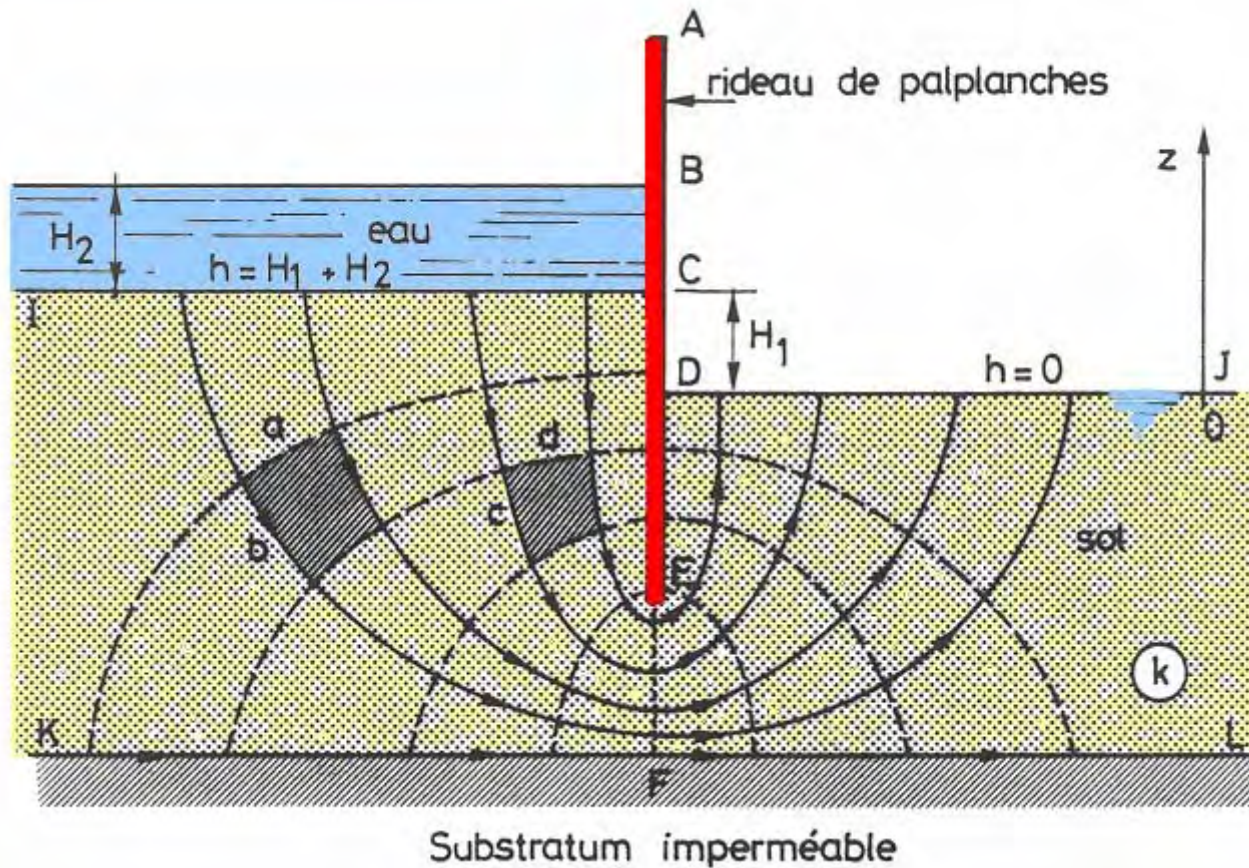
Exemple d'un barrage

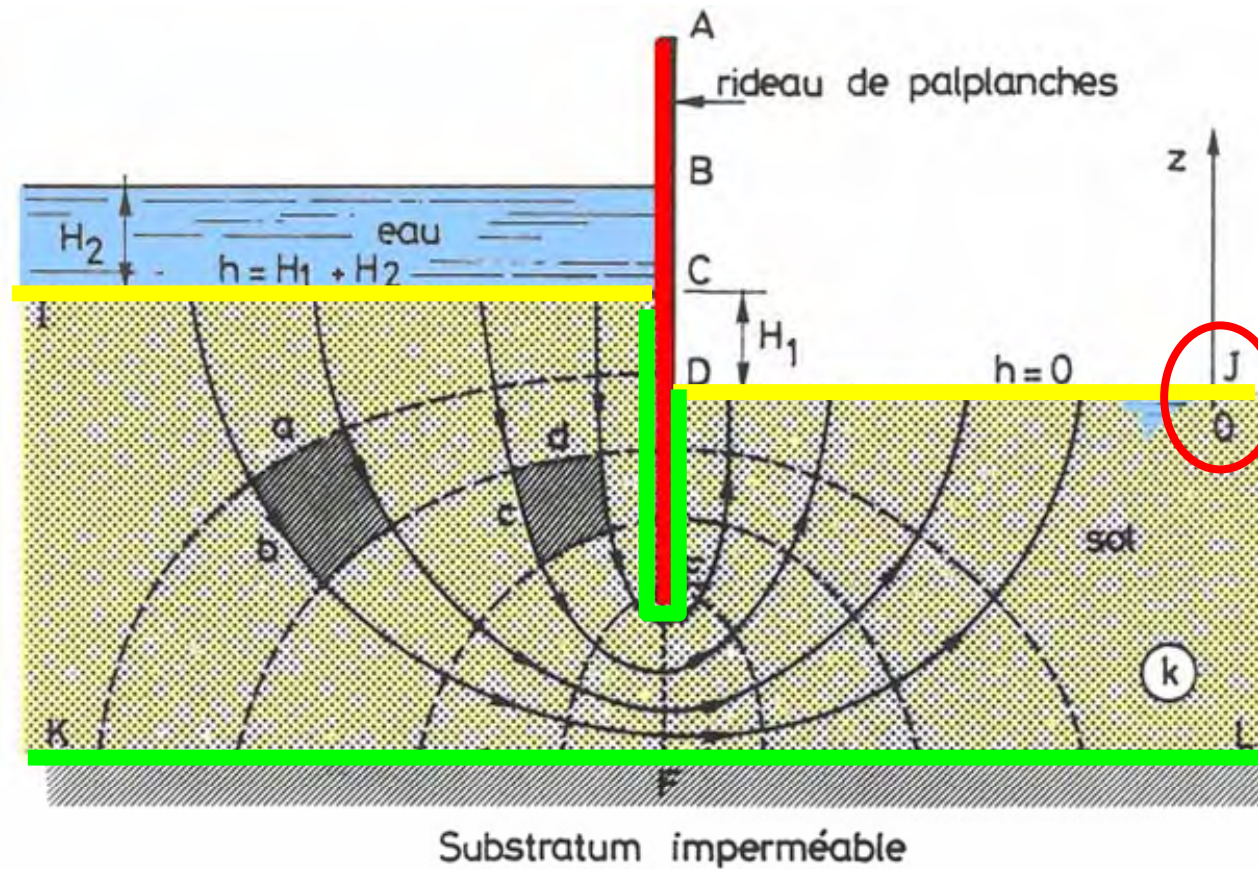


3.2.4 Exploitation des réseaux d'écoulement

Utilisation des réseaux d'écoulement

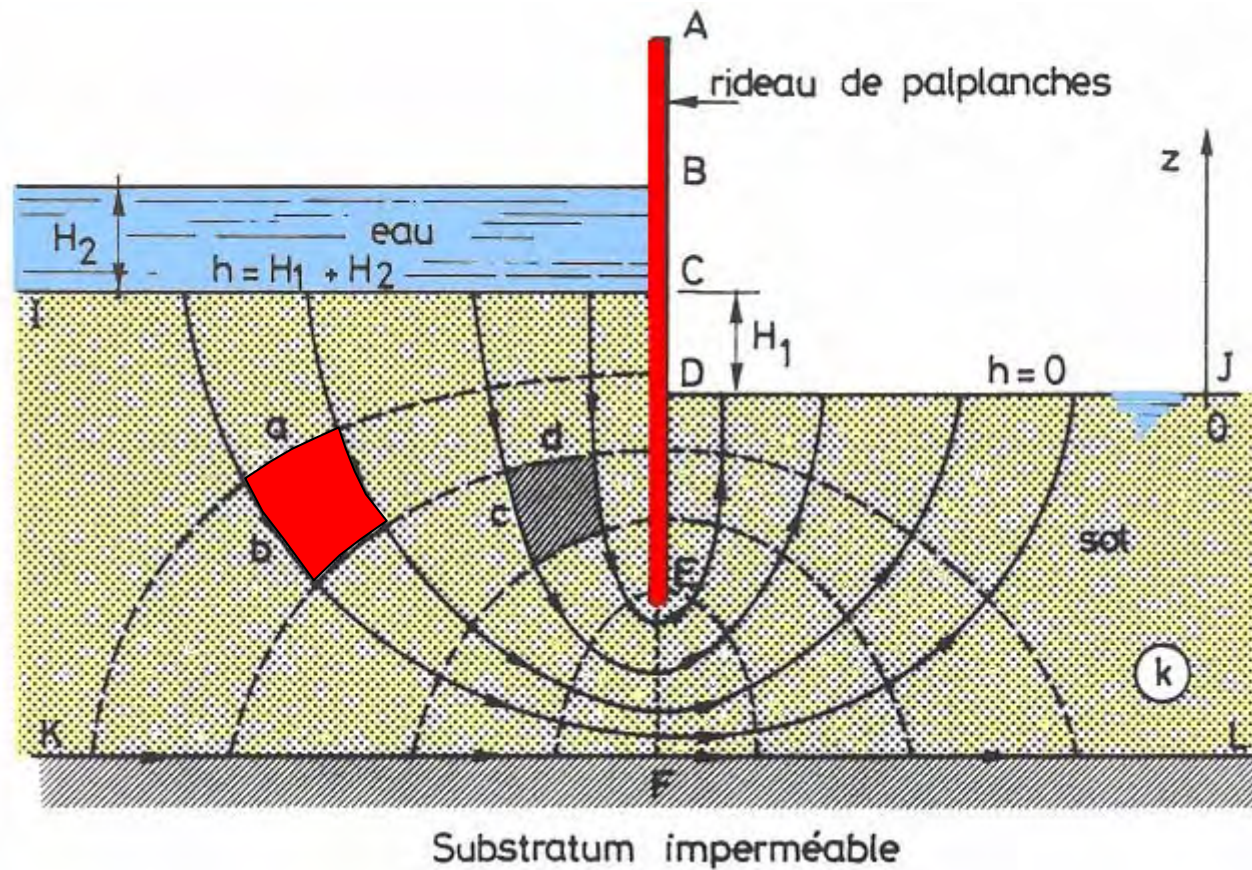
- calcul des débits *barrages, fouilles, batardeaux*
- pressions interstitielles *barrages, talus, murs de soutènement, palplanches*
- gradients hydrauliques



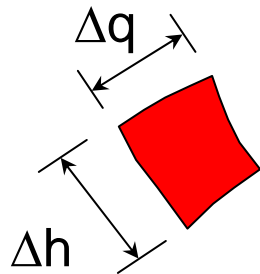


- plan de référence
- conditions aux limites

DJ	<i>ligne équipotentielle</i>	
IC	<i>ligne équipotentielle</i>	
CED	<i>ligne de courant</i>	
KFL	<i>ligne de courant</i>	



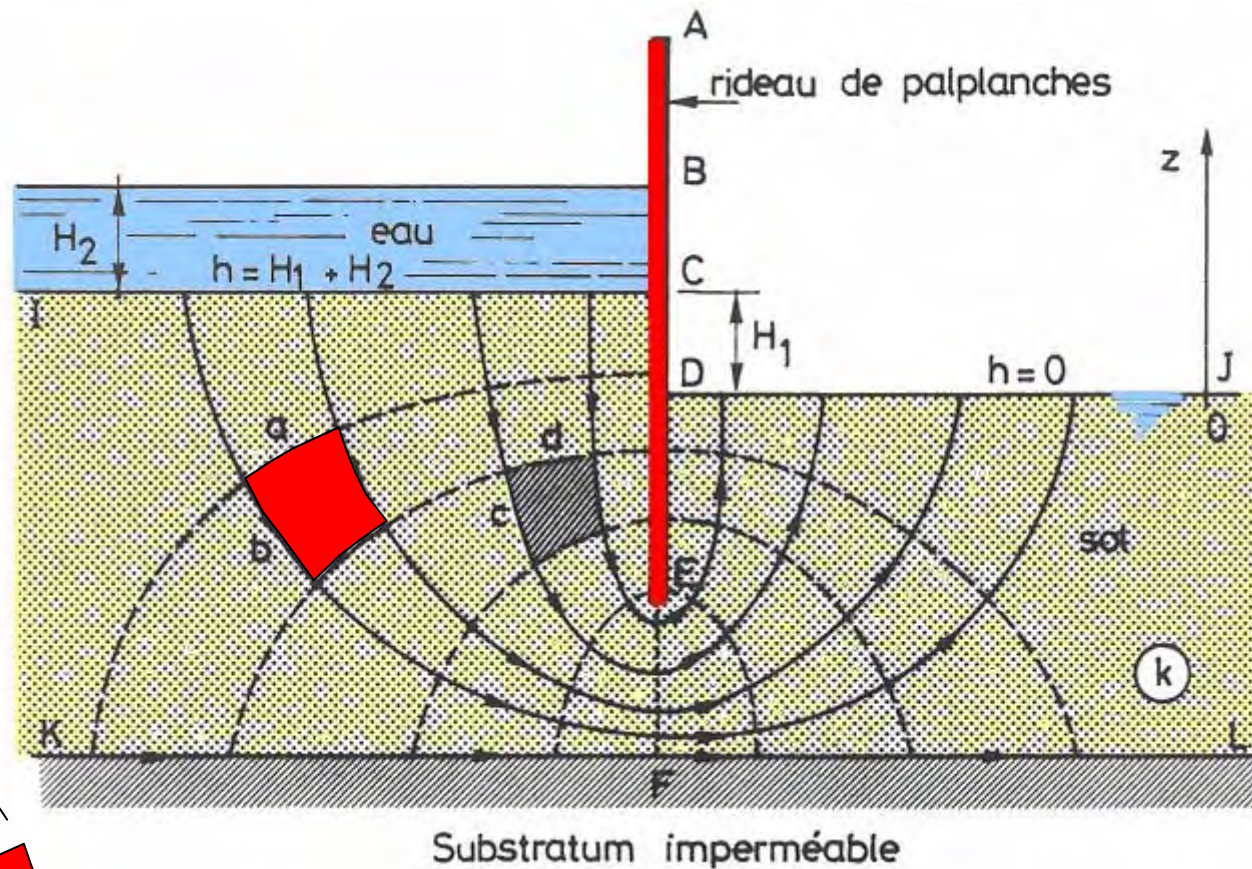
- même débit Δq entre deux lignes de courant voisines
- même perte de charge Δh entre deux équipotentiels voisines



- perte de charge totale = $H_1 + H_2$
séparées en n_h intervalles



$$\Delta h = \frac{H}{n_h}$$



$$\Delta h = \frac{H}{n_h}$$

- débit total sous l'ouvrage $= \sum \Delta q = n_t \cdot \Delta q$

avec $n_t = \text{nombre de tubes de courant}$

- application de la loi de Darcy

$$\Delta q = k \cdot S \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L} \rightarrow Q = n_t \cdot \left(k \cdot S \cdot \frac{\Delta h}{\Delta L} \right) = n_t \cdot k \cdot a \cdot \frac{H/n_h}{b} = k \cdot \frac{a}{b} \cdot \frac{n_t}{n_h} \cdot H$$

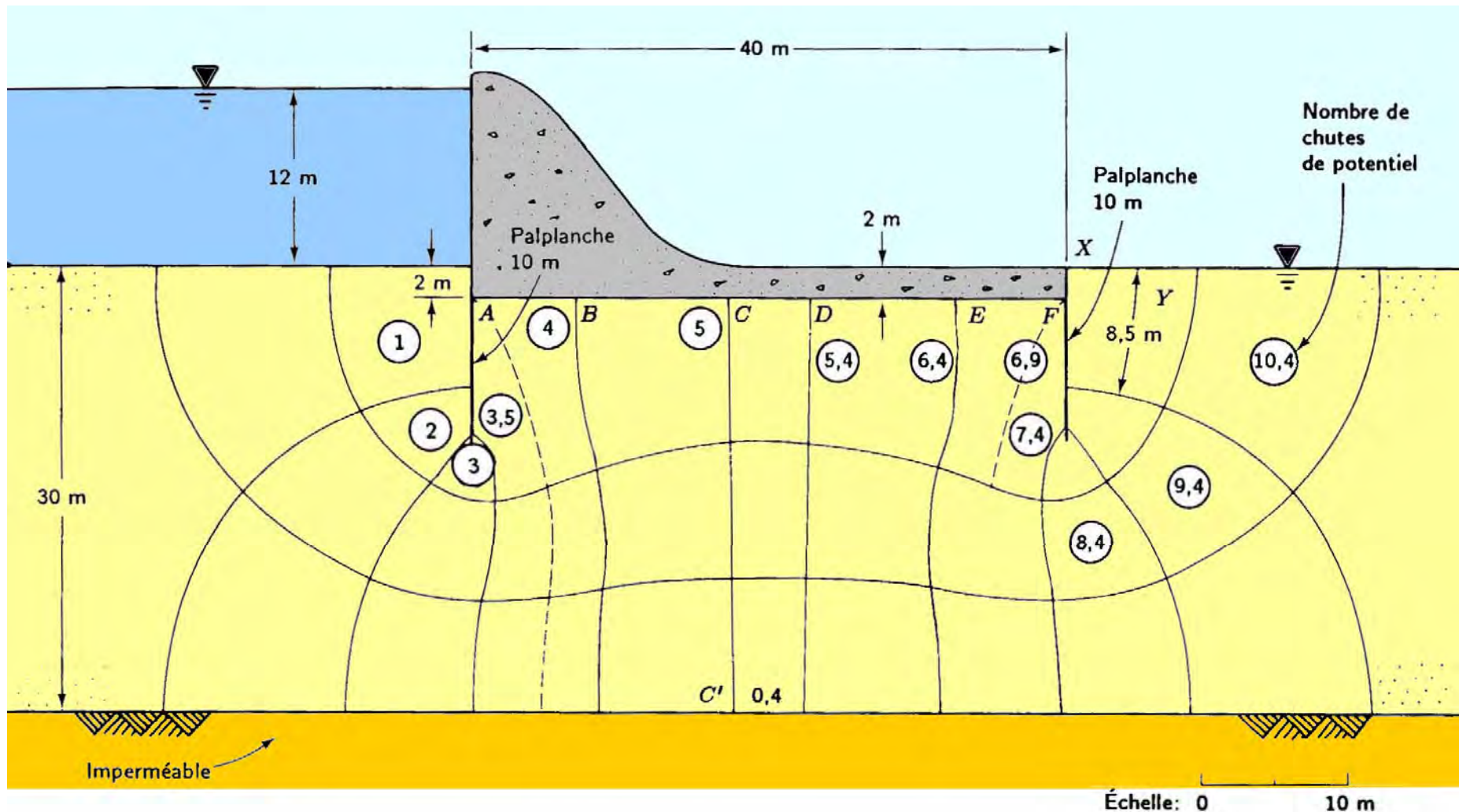
Débit total

$$Q = k \cdot \frac{n_t}{n_h} \cdot H$$

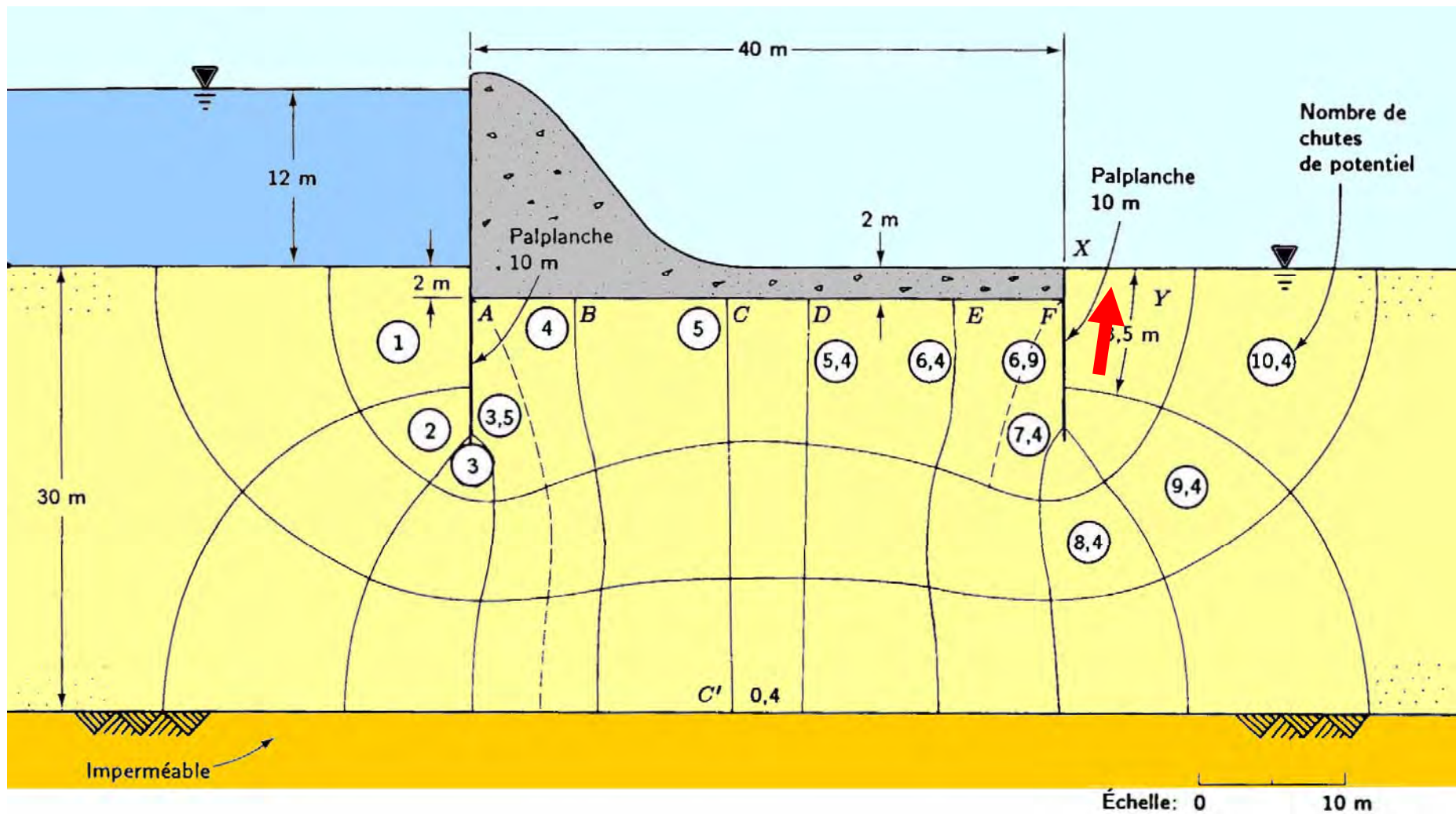
si $a \approx b$

Détermination de la charge hydraulique en tout point

→ $h_M = \text{charge d'entrée} - \sum \text{pertes de charge}$

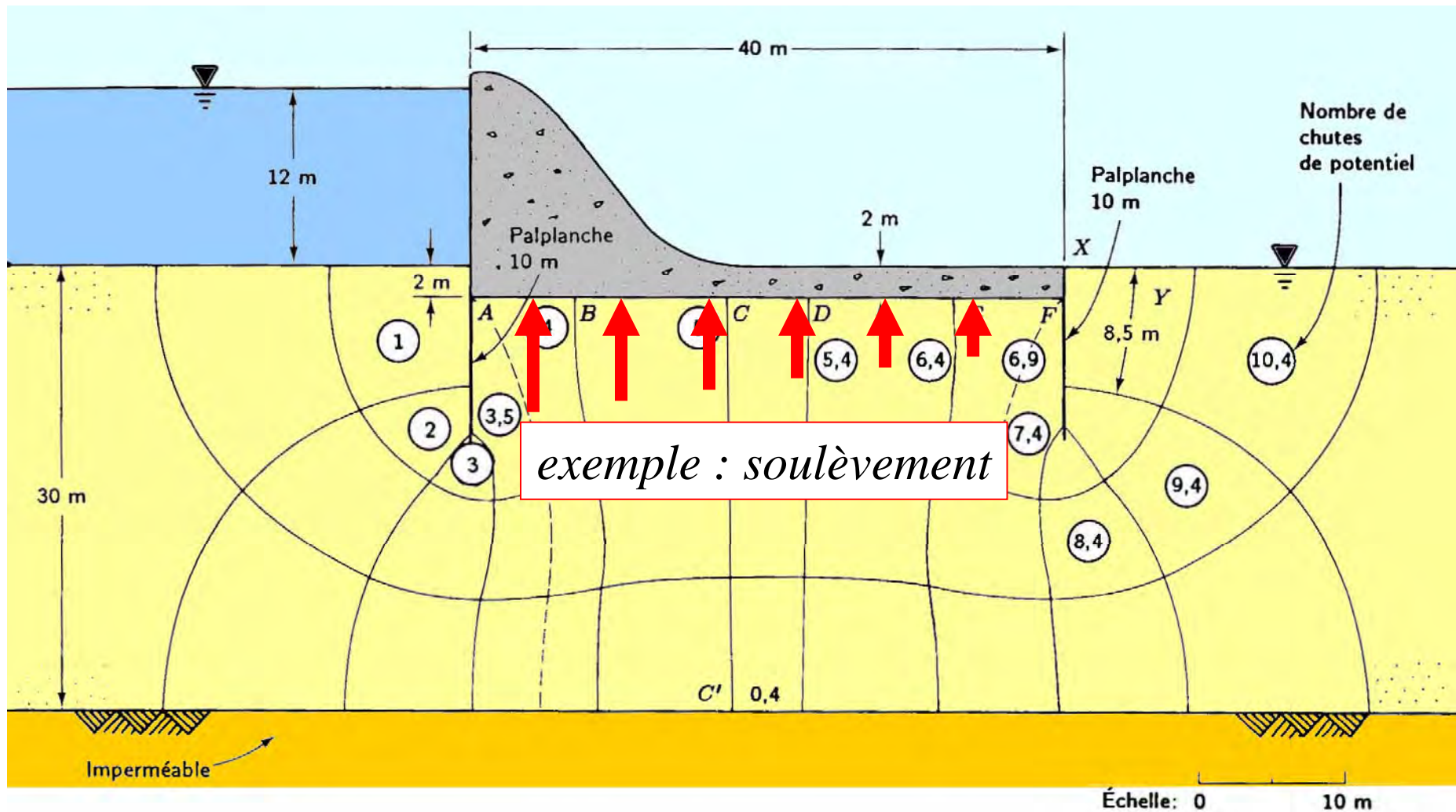


Détermination du gradient hydraulique $i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$



Détermination de la pression interstitielle

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M \Rightarrow u_M = \gamma_w \cdot (h_M - z_M)$$



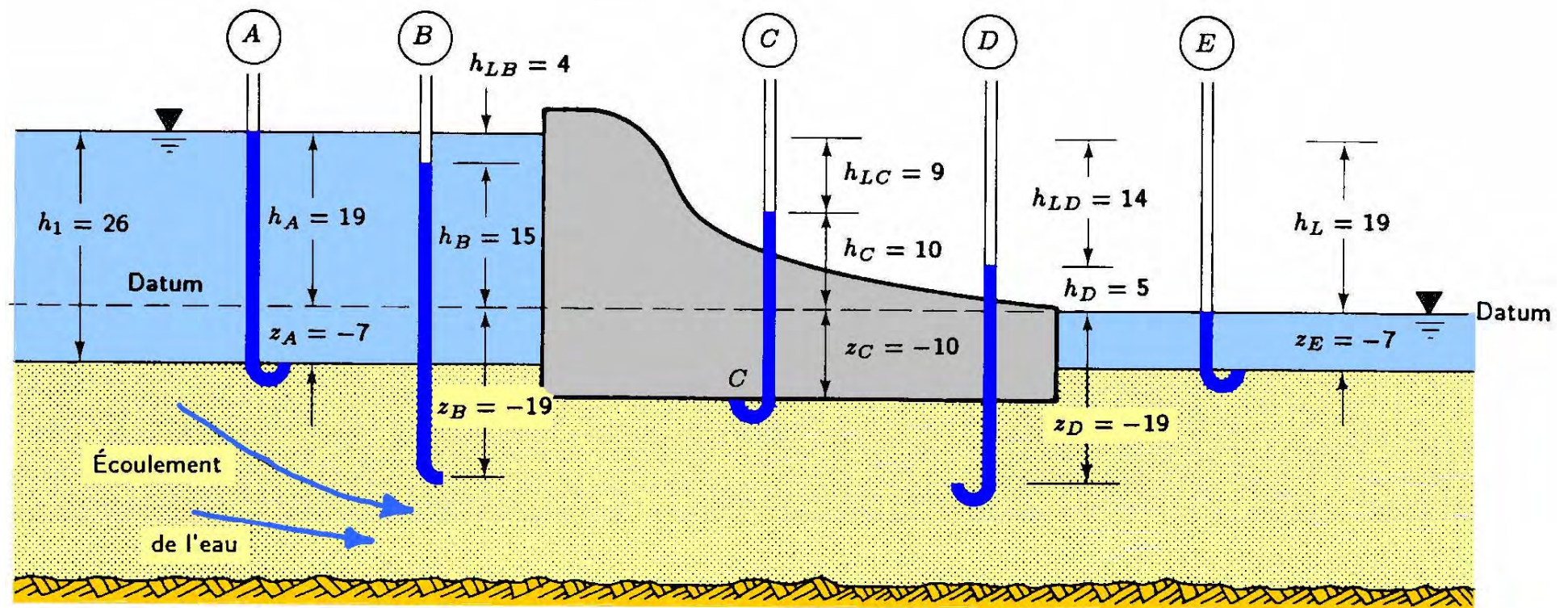


Figure 7.14 Exemple de charges hydrauliques et de pertes de charges liées à la percolation de l'eau sous un barrage. Les dimensions sont exprimées en mètres.

3.3 Milieu anisotrope

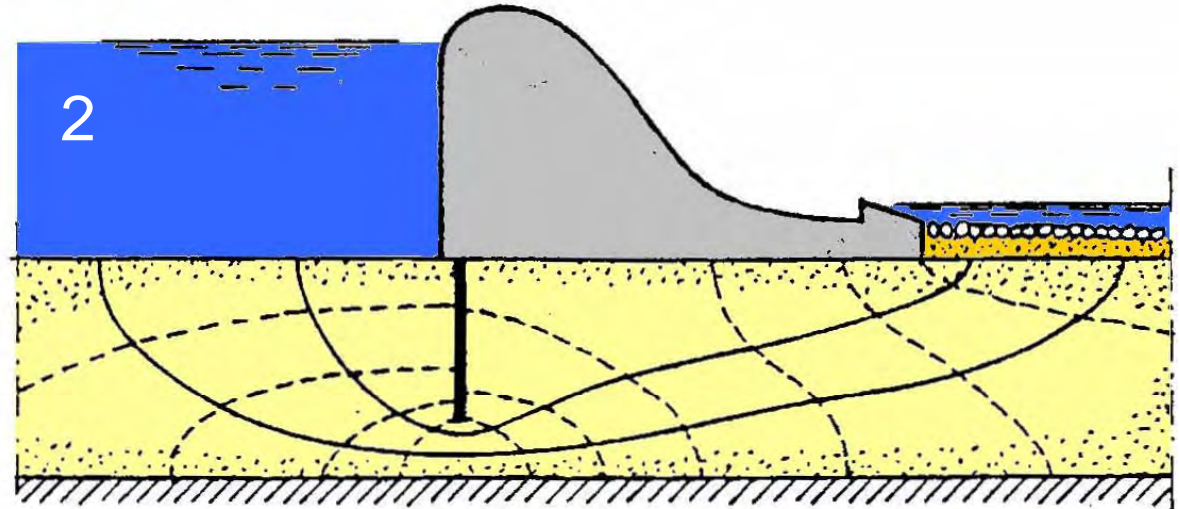
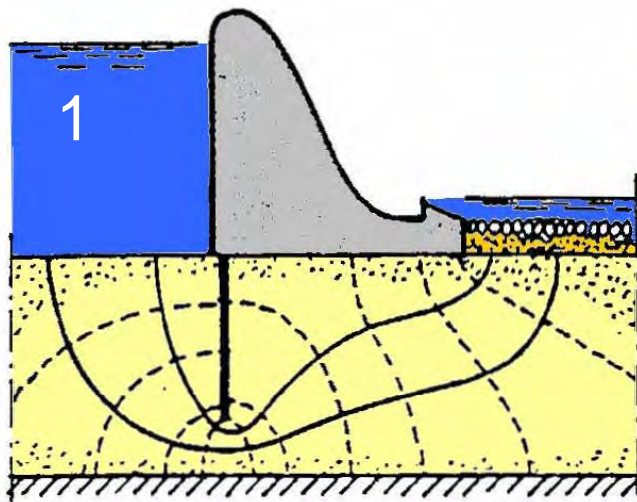
sédimentation
consolidation

$$k_z < k_x$$



1- tracé du réseau dans un milieu
fictif isotrope déformé

2- retour au milieu réel



$$\text{Echelle horizontale} = \text{Echelle verticale} \cdot \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

a - Milieu fictif déformé isotrope

b - Milieu réel anisotrope

Réseau d'écoulement dans un sol anisotrope tel que $k_x = 4 k_z$

Calcul du débit à partir de k_{fictif}

$$k_{\text{fictif}} = \sqrt{k_x \cdot k_z}$$

4- Effets mécaniques de l'eau sur les sols interaction fluide-squelette

4.1 Force d'écoulement et poussée d'Archimède

4.2 Gradient hydraulique critique - boulangement

4.2.1 Écoulement vertical ascendant – boulangement

4.2.2 Phénomène de renard

4.3 Protection des ouvrages contre la boulangement : filtres

1. Hydraulique
souterraine

2. Écoulements
tridimensionnels

3. Écoulements
bidimensionnels

4. Effets
mécaniques

5. Effets de la
capillarité

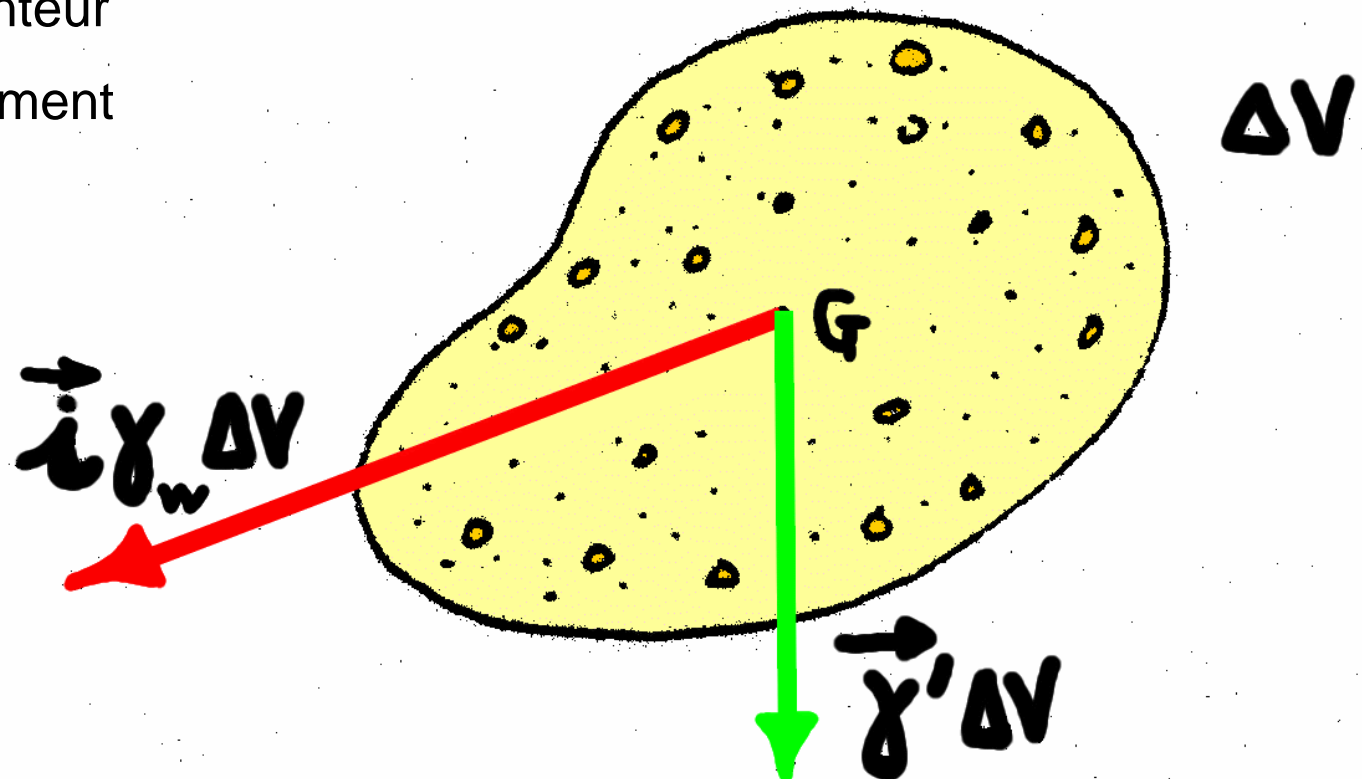
4.1 Force d'écoulement et poussée d'Archimède

Équilibre hydrostatique : poussée d'Archimède

Écoulement : force sur les grains solides dans le sens de l'écoulement

Le squelette solide est soumis à deux types de forces volumiques

- force de pesanteur
- force d'écoulement



4.2 Gradient hydraulique critique - boulangage renard

4.2.0 Écoulement vertical descendant

élément de sol soumis à une force $\mathbf{F} = (\gamma' + \mathbf{i} \gamma_w) dV$

- augmentation de F

- tassement du sol (ex.: remblai inondé tassant à la décrue)

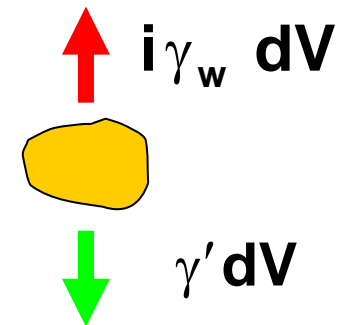
4.2.1 Écoulement vertical ascendant – boulangage

$$\mathbf{F} = (\gamma' - \mathbf{i} \gamma_w) dV$$

- si le gradient est très élevé, la résultante est vers le haut

- grains de sol entraînés par l'eau

→ boulangage



gradient hydraulique critique

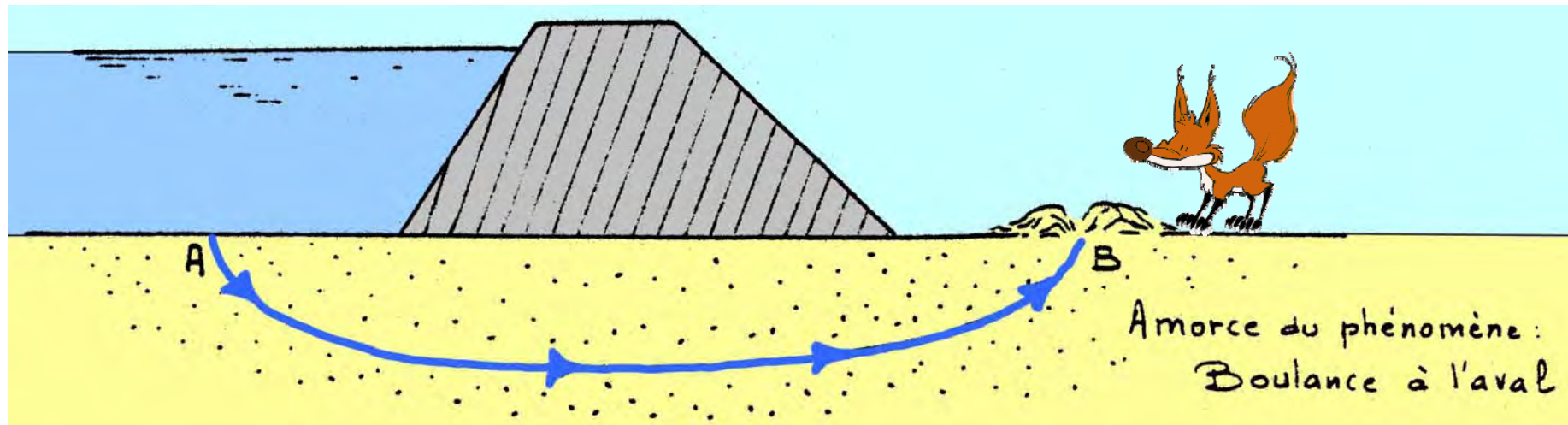
- lorsque $F = 0$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \approx 1$$

4.2.2 Phénomène de renard

Dans le cas général d'un écoulement souterrain (pas forcément ascendant)

- vitesses élevées localement
- entraînement des fines particules du sol
- augmentation de la perméabilité locale
- augmentation de la vitesse de filtration
- entraînement de gros éléments
- érosion progressive le long d'une ligne de courant



4.3 Protection des ouvrages contre la boulangance

- Moyen de protection : *réalisation de filtres qui permettent à l'eau de s'écouler sans entraînement de particules*
- Matériaux utilisés : *membranes synthétiques → géotextiles*



- faciles à mettre en oeuvre
- imputrescibles
- peu onéreux

matériaux granulaires → couches de matériaux perméables de granulométrie choisie

- Règles des filtres (empirique) :

1 $D_{15\text{ filtre}} > 4 \cdot D_{15\text{ sol à protéger}}$

2 $D_{15\text{ filtre}} < 5 \cdot D_{85\text{ sol à protéger}}$

3 $D_{15\text{ filtre}} < 20 \cdot D_{15\text{ sol à protéger}}$

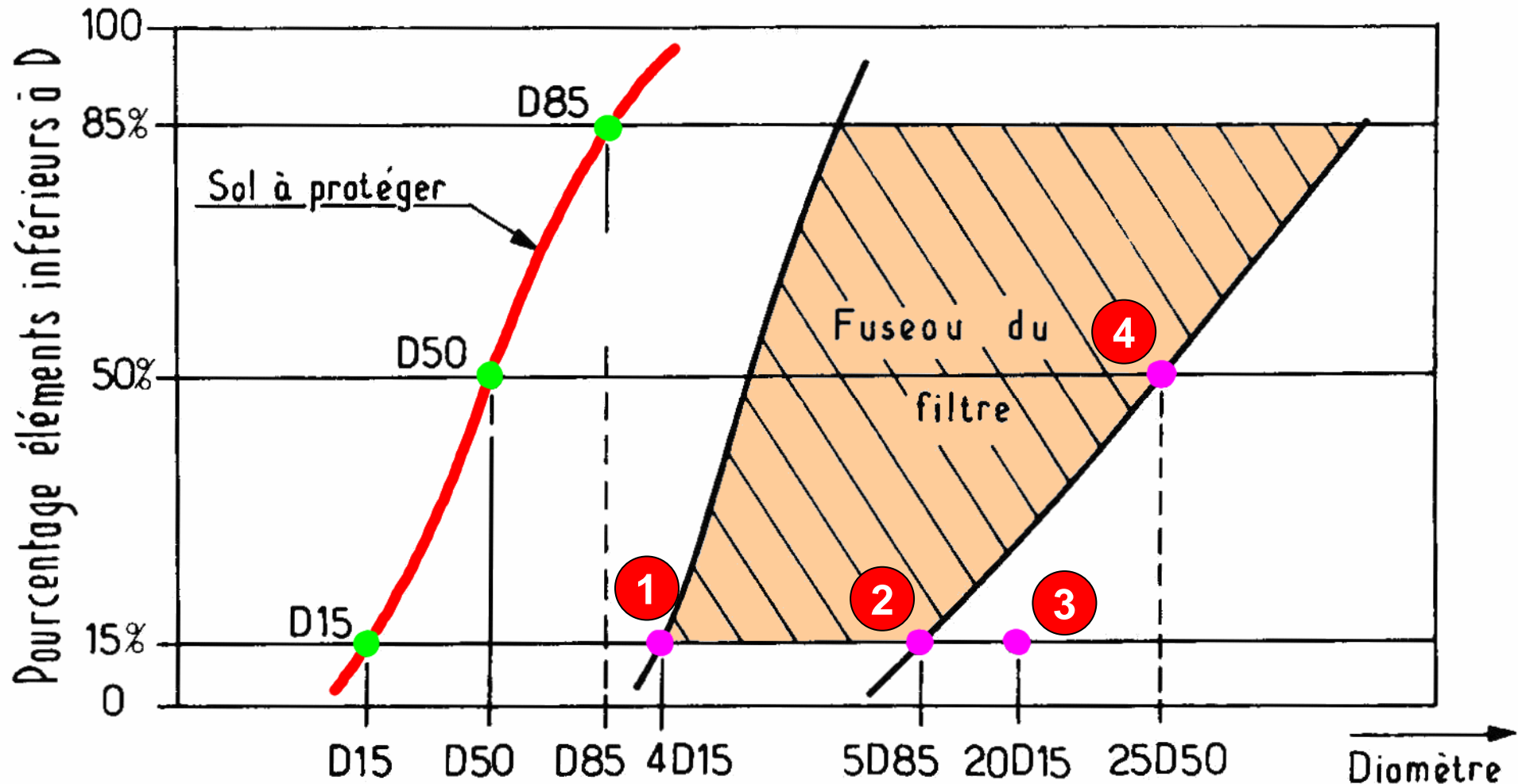
4 $D_{50\text{ filtre}} < 25 \cdot D_{50\text{ sol à protéger}}$

① $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \cdot D_{15 \text{ sol à protéger}}$

② $D_{15 \text{ filtre}} < 5 \cdot D_{85 \text{ sol à protéger}}$

③ $D_{15 \text{ filtre}} < 20 \cdot D_{15 \text{ sol à protéger}}$

④ $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \cdot D_{50 \text{ sol à protéger}}$



Connaissant la courbe granulométrique du sol à protéger, ces règles permettent de définir un fuseau dans lequel doit s'inscrire la granulométrie du filtre. Si l'écart de granulométrie entre les deux matériaux est important, il est nécessaire d'interposer plusieurs couches de granulométrie croissante vers le drain en respectant entre elles les règles des filtres.

5- Effets de la capillarité dans les sols

5.1 Notion de capillarité

5.2 Ascension capillaire dans les sols

5.3 Profil hydrique d'un sol

5.4 Cohésion des argiles

5.5 Sensibilité au gel

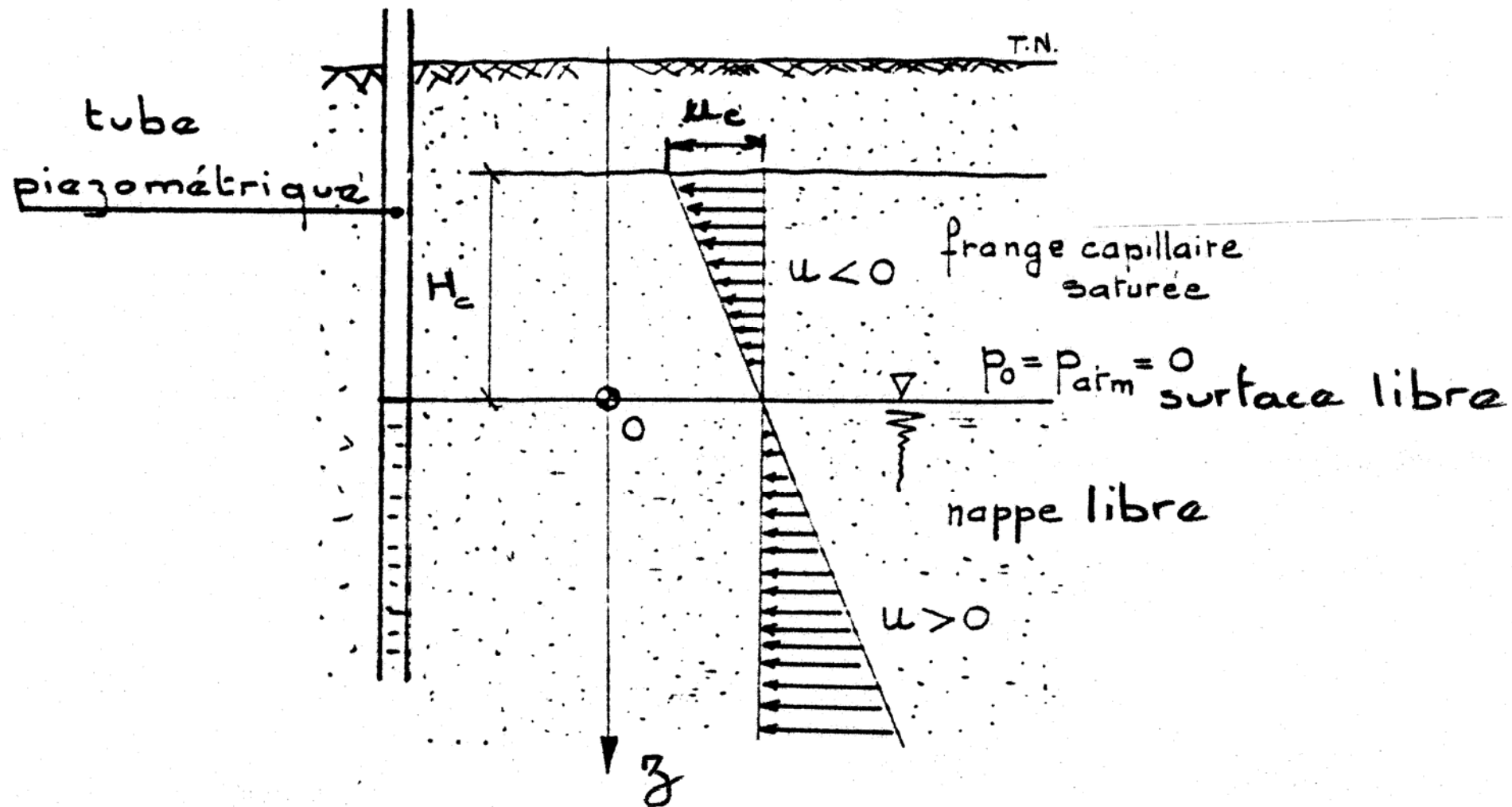
1. Hydraulique
souterraine

2. Écoulements
tridimensionnels

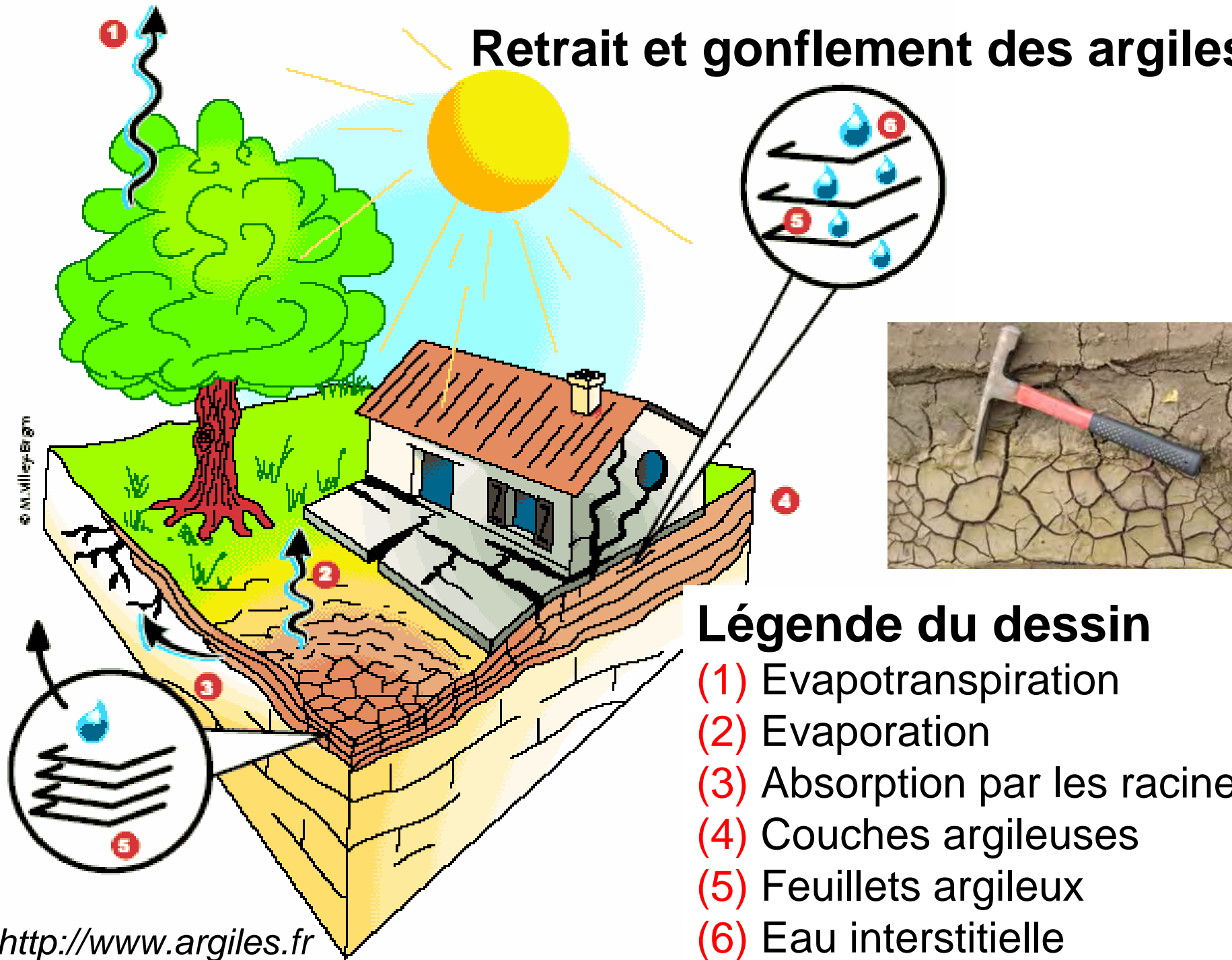
3. Écoulements
bidimensionnels

4. Effets
mécaniques

5. Effets de la
capillarité



Retrait et gonflement des argiles



Légende du dessin

- (1) Evapotranspiration
- (2) Evaporation
- (3) Absorption par les racines
- (4) Couches argileuses
- (5) Feuilletés argileux
- (6) Eau interstitielle

Retrait et gonflement des argiles

Nature du phénomène

- Modification de la consistance des argiles en fonction de leur teneur en eau
 - *dur et cassant lorsque desséchée*
 - *plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité*

 variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire

- En climat tempéré, les argiles sont souvent
 - proches de leur état de saturation
 - *leur potentiel de gonflement est relativement limité*
 - éloignées de leur limite de retrait
 - *les mouvements les plus importants sont observés en période sèche*

Tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur

→ *soumise à l'évaporation*

→ *retrait des argiles (tassement et ouverture de fissures)*

La présence de drains et surtout d'arbres (dont les racines pompent l'eau du sol jusqu'à 3 voire 5 m de profondeur) accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur de sol asséché.

Retrait et gonflement des argiles

Nature des mouvements

- Mouvements liés à la structure interne des minéraux argileux

↪ *phyllosilicates qui présentent une structure en feuillets*

- adsorption de molécules d'eau sur leur surface
- gonflement, plus ou moins réversible, du matériau

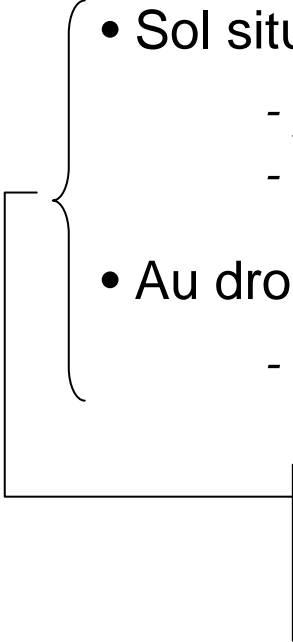
- Certaines familles de minéraux argileux (smectites)

→ liaisons particulièrement lâches entre les feuillets constitutifs

- ↪
- *possibilité d'adsorption d'une quantité d'eau considérable*
 - *variations importantes de volume du matériau*

Retrait et gonflement des argiles

Manifestation des dégâts

- 
- A diagram consisting of a large left-facing curly bracket grouping two bullet points. A horizontal line extends from the bottom of this bracket to the left, then turns vertically down to a vertical line. This vertical line then turns horizontally to the right, ending at a second, smaller left-facing curly bracket that groups two more bullet points.
- Sol situé sous une maison
 - *protégé de l'évaporation en période estivale*
 - *se maintient dans un équilibre hydrique qui varie peu au cours de l'année*
 - Au droit des façades
 - *évaporation importante*
-
- fortes différences de teneur en eau dans le sol entre ces deux zones
 - apparition de mouvements différentiels, concentrés à proximité des murs porteurs et particulièrement aux angles de la maison.

Ces tassements différentiels sont évidemment amplifiés en cas d'hétérogénéité du sol ou lorsque les fondations présentent des différences d'ancrage d'un point à un autre de la maison (cas des sous-sols partiels notamment, ou des pavillons construits sur terrain en pente).

Retrait et gonflement des argiles

Ceci se traduit par

- des fissurations en façade, souvent obliques et passant par les points de faiblesse que constituent les ouvertures
- des décollements entre éléments jointifs (garages, perrons, terrasses)
- une distorsion des portes et fenêtres
- une dislocation des dallages et des cloisons
- la rupture de canalisations enterrées (ce qui vient aggraver les désordres car les fuites d'eau qui en résultent provoquent des gonflements localisés)



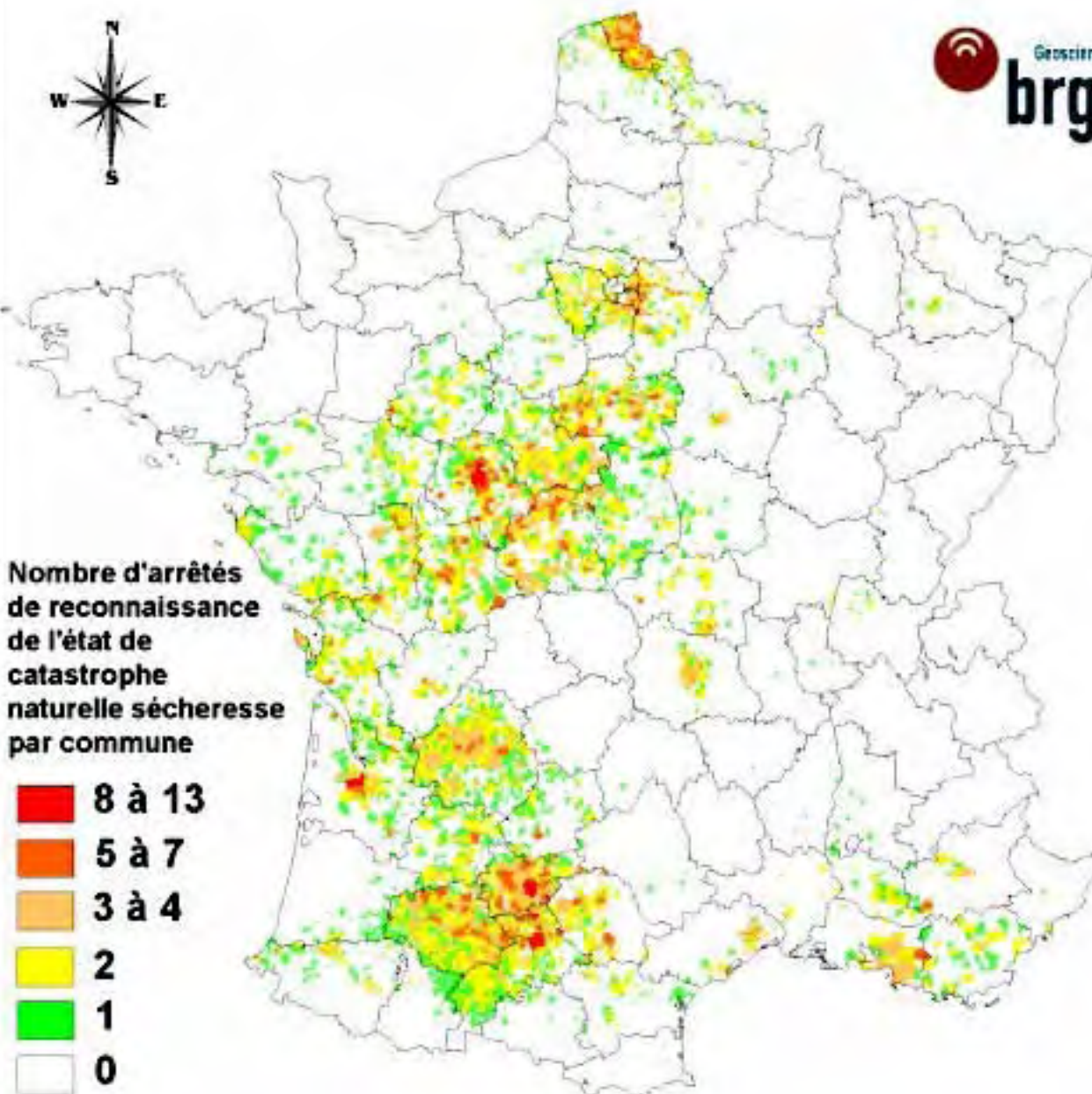
Retrait et gonflement des argiles

Les régions les plus touchées :

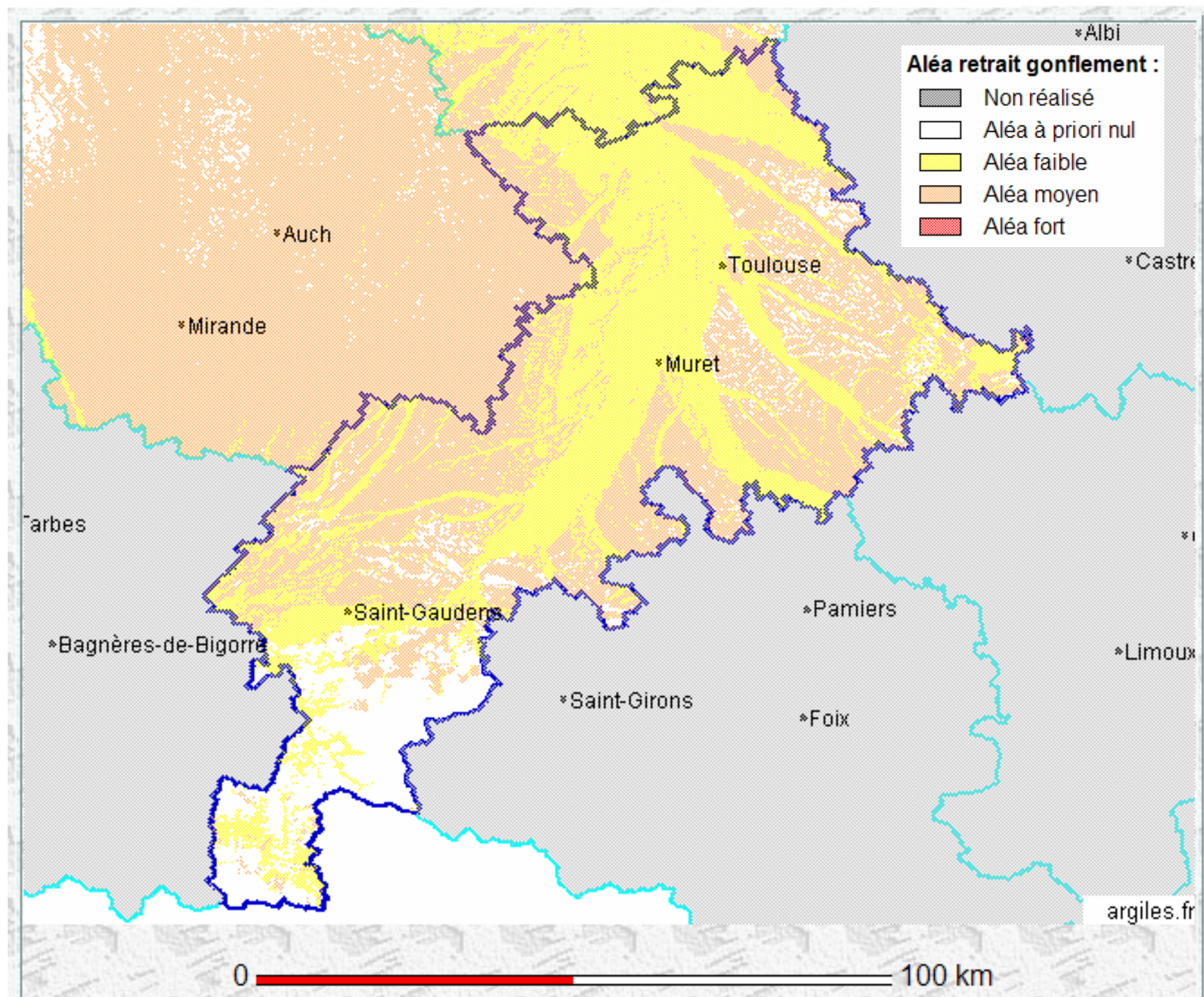
- Depuis 1989, ce sont plus de **5 000 communes françaises**, réparties dans **75 départements**, qui ont été reconnues en état de catastrophe naturelle vis à vis du retrait-gonflement.
- Certaines régions sont plus particulièrement touchées et ceci en étroite corrélation avec la **nature géologique du sol**.
- C'est le cas en particulier de la **plaine de Flandres**, de la partie sud du **Bassin de Paris**, du fossé de la **Limagne**, de la région d'**Apt** et surtout de l'ensemble des **coteaux molassiques du Sud-Ouest**, entre Agen et Toulouse.








Nombre d'arrêtés
de reconnaissance
de l'état de
catastrophe
naturelle sécheresse
par commune



Source des données : MEDD (www.prim.net - extraction du 06/02/2004)



Aléa retrait gonflement :

-  Non réalisé
-  Aléa à priori nul
-  Aléa faible
-  Aléa moyen
-  Aléa fort

INSA

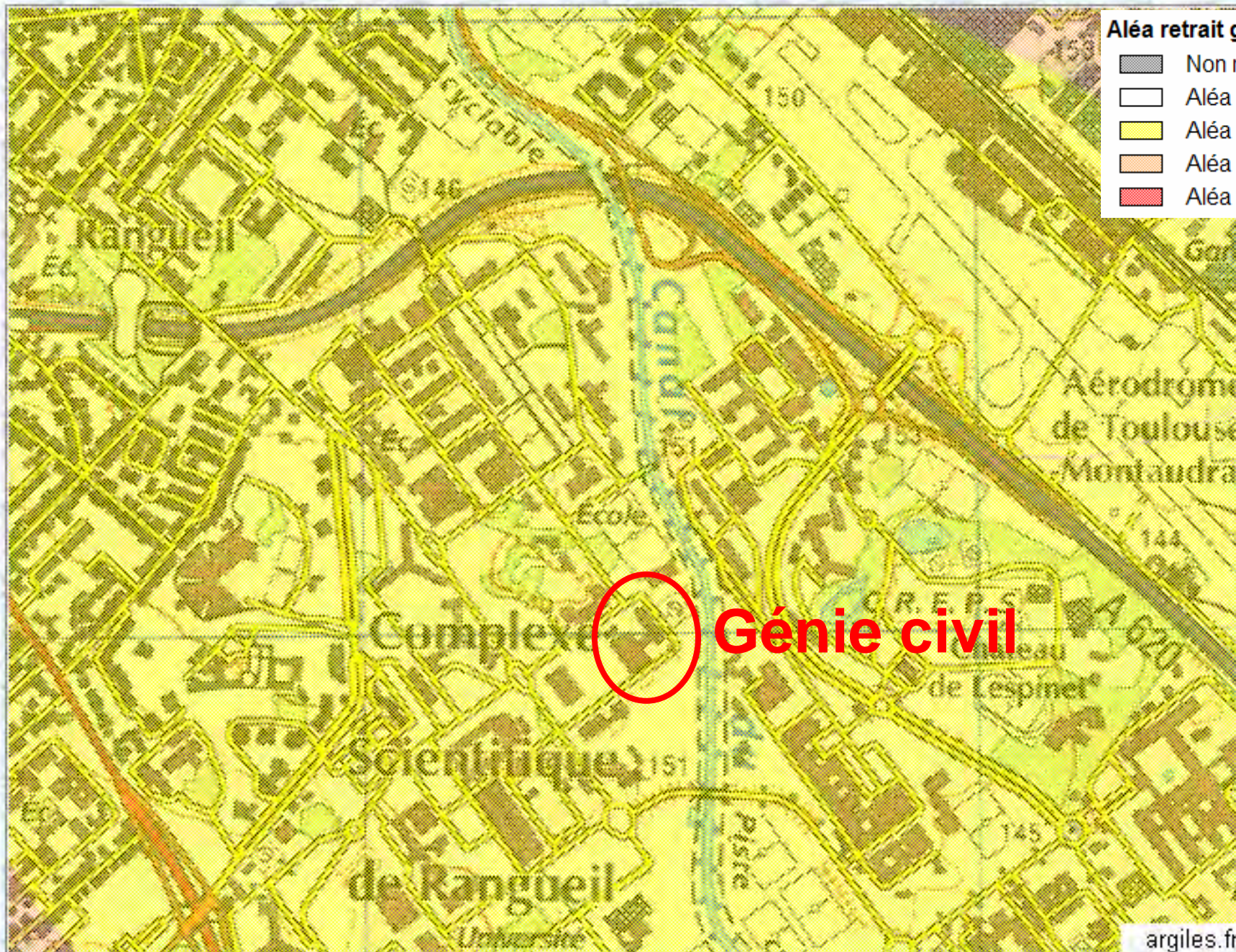


argiles. fi

0  1 km

Aléa retrait gonflement :

-  Non réalisé
-  Aléa à priori nul
-  Aléa faible
-  Aléa moyen
-  Aléa fort



0 1 km

Aléa retrait gonflement :

- Non réalisé
- Aléa à priori nul
- Aléa faible
- Aléa moyen
- Aléa fort

