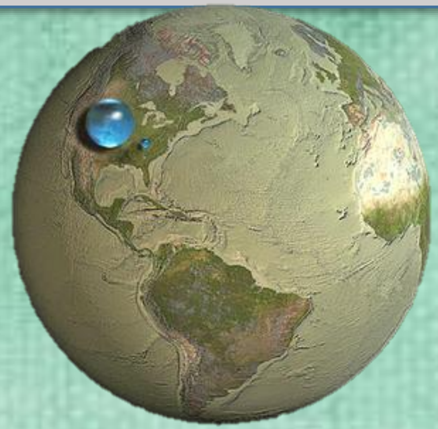
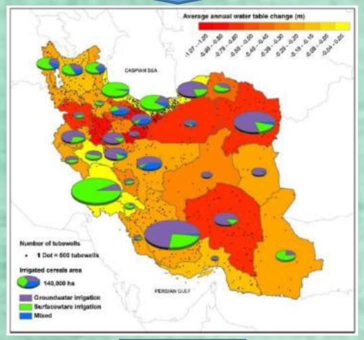
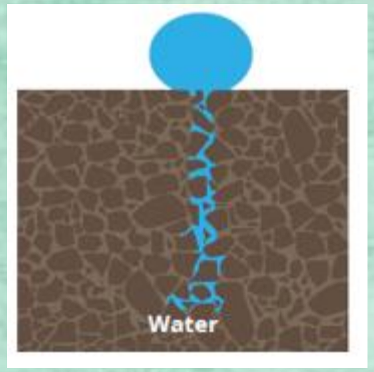


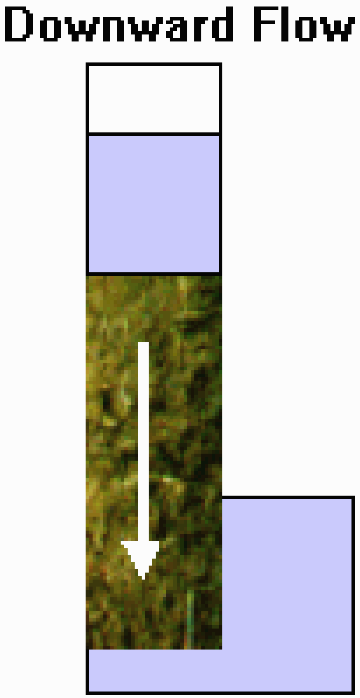
- مشکلات مرتبط با مدیریت منابع مشترک
- ضرورت درس آب زیرزمینی
- جایگاه و شرایط ایران در مدیریت منابع زیرزمینی
- خصوصیت خاک ؛ تخلخل؛ ظرفیت نگه داشت، آبدهی ویژه، ضریب ذخیره
- انواع آبخوان‌ها



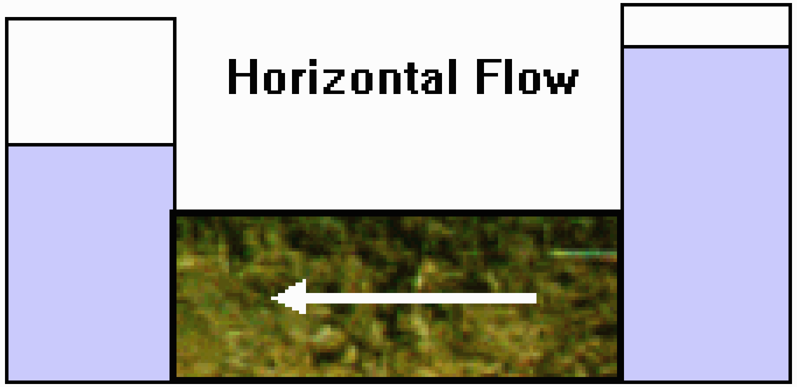


آب در خاک همیشه از پتانسیل بیشتر به پتانسیل کمتر در حرکت است.

هر چند که سرعت حرکت بسیار کم و ناچیز است.



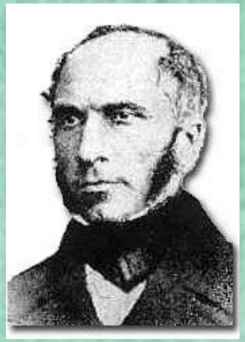
Potential at top of soil is greater than at bottom.



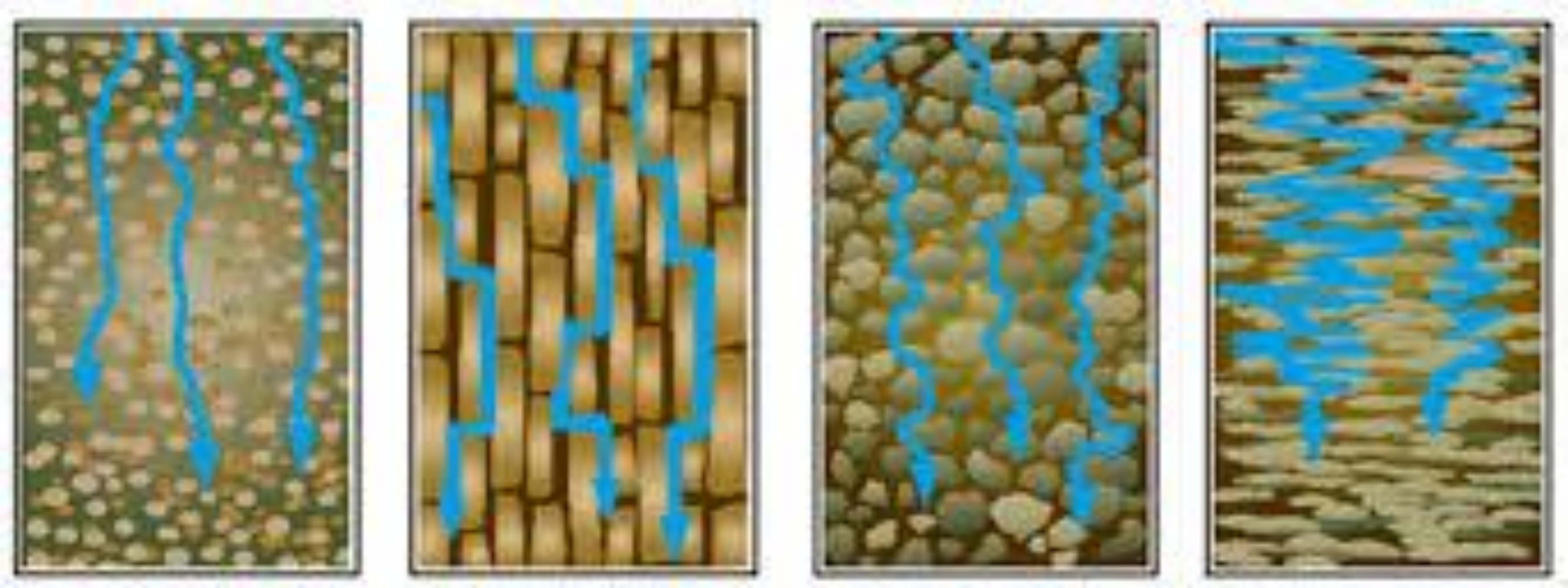
Potential at right is greater than at left.

قانون دارسی

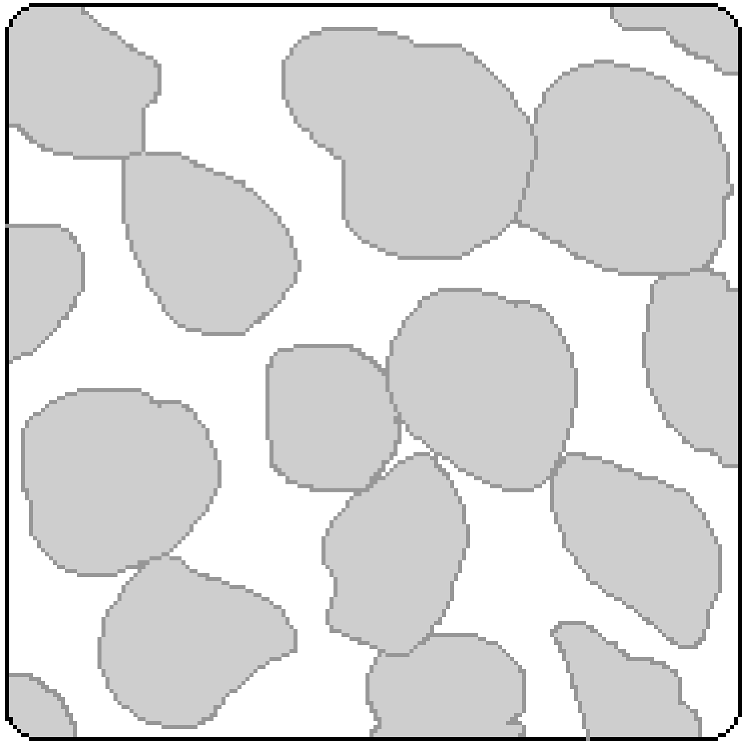
- قانون دارسی مهمترین قانون حاکم بر جریان آب زیرزمینی است.



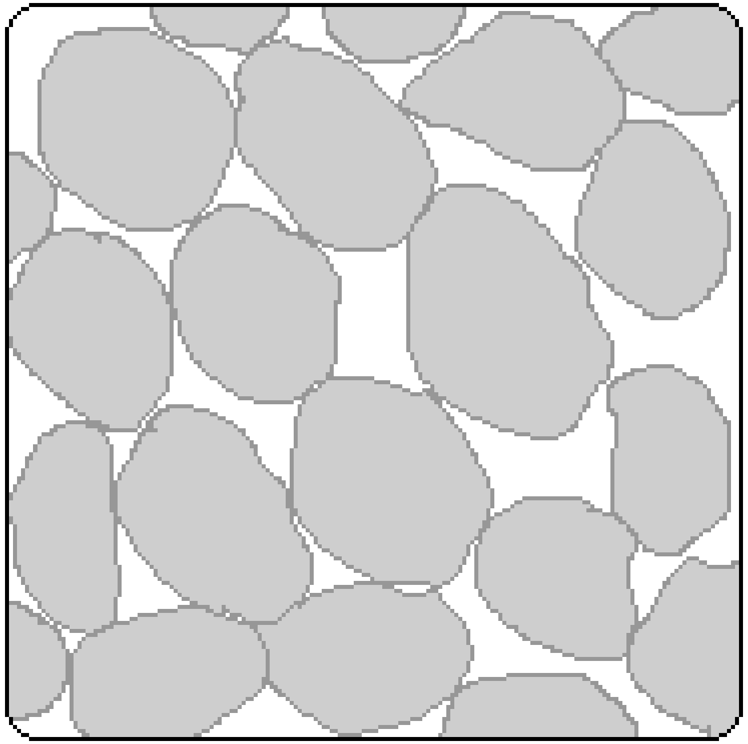
- این قانون توسط هنری دارسی دانشمند فرانسوی ارایه شد.



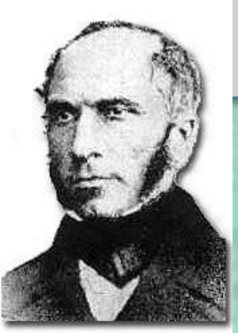
حرک سیال در خاک



a) High porosity



b) Low porosity

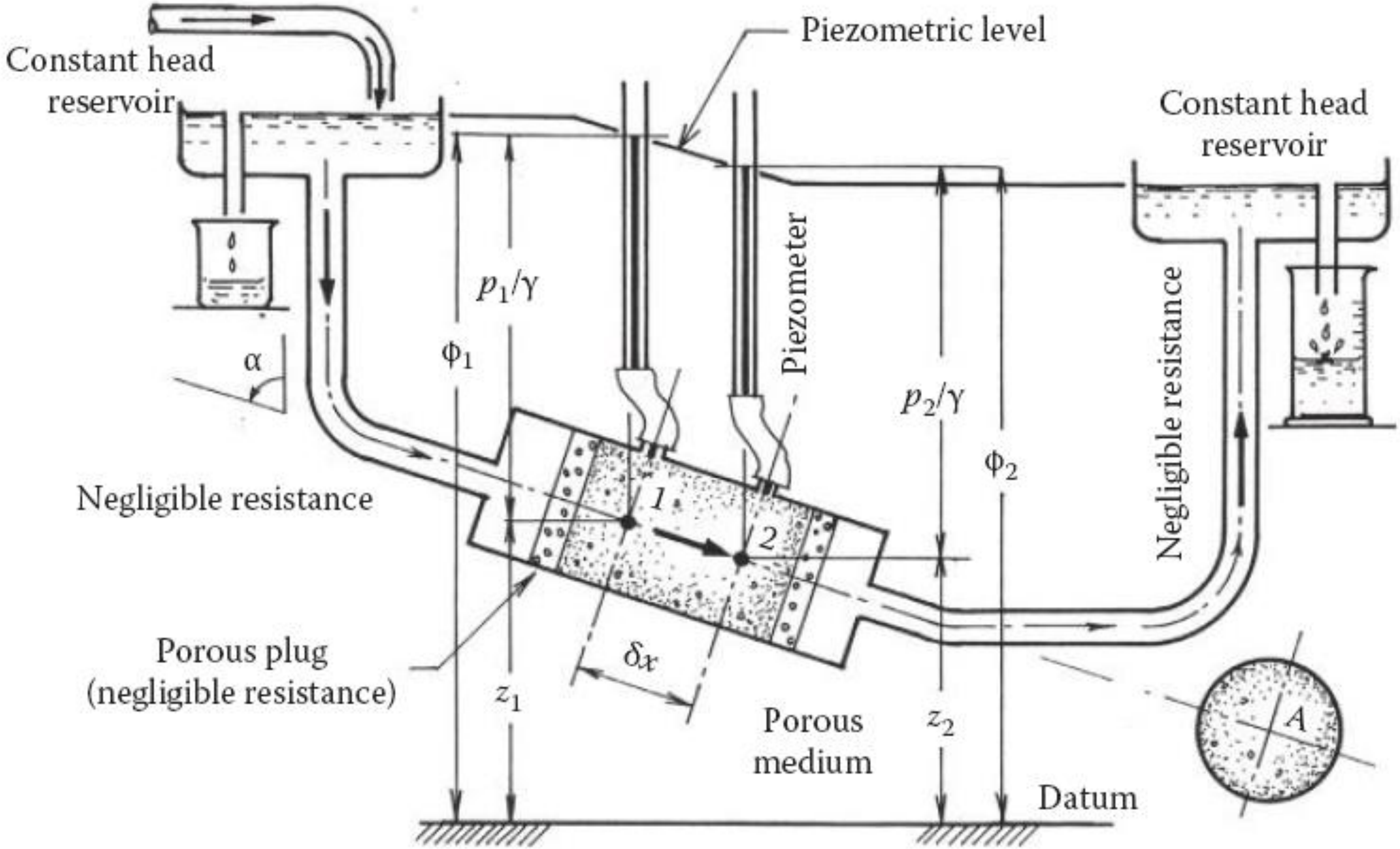


قانون دارسی

- قانون دارسی مهمترین قانون حاکم بر جریان آب زیرزمینی است.
- این قانون توسط هنری دارسی دانشمند فرانسوی ارایه شد.
- وی نمونه ماسه های متفاوت را با استفاده از ابزاری که ساخته بود مورد آزمایش قرار داد و به این نتیجه رسید که سرعت جریان آب در نمونه ها (محیط متخلخل) با طول نمونه (ΔL) و اختلاف هد هیدرولیکی (Δh) متناسب است. وی ثابت تناسب را هدایت هیدرولیکی نامید. نسبت $\Delta h/\Delta L$ را گرادیان هیدرولیکی (i) می نامند:

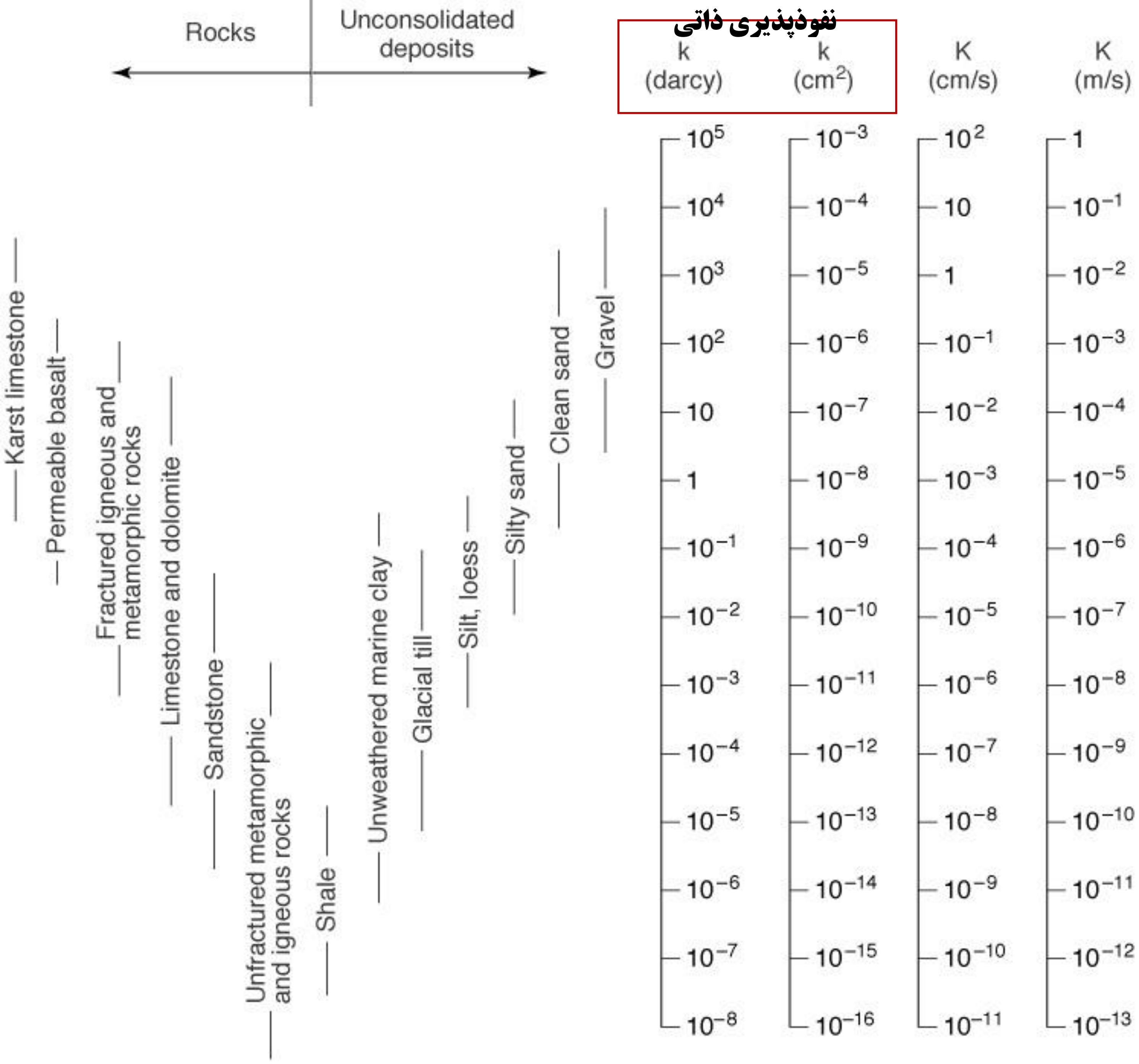
$$v \propto \frac{\Delta h}{\Delta L} = -K\frac{dh}{dl} = -Ki$$

- V را سرعت دارسی یا دبی ویژه (دبی در واحد سطح) نیز می نامند.
- قانون دارسی در شرایط عدد رینولدز $Re \leq 1.0$ معتبر است.

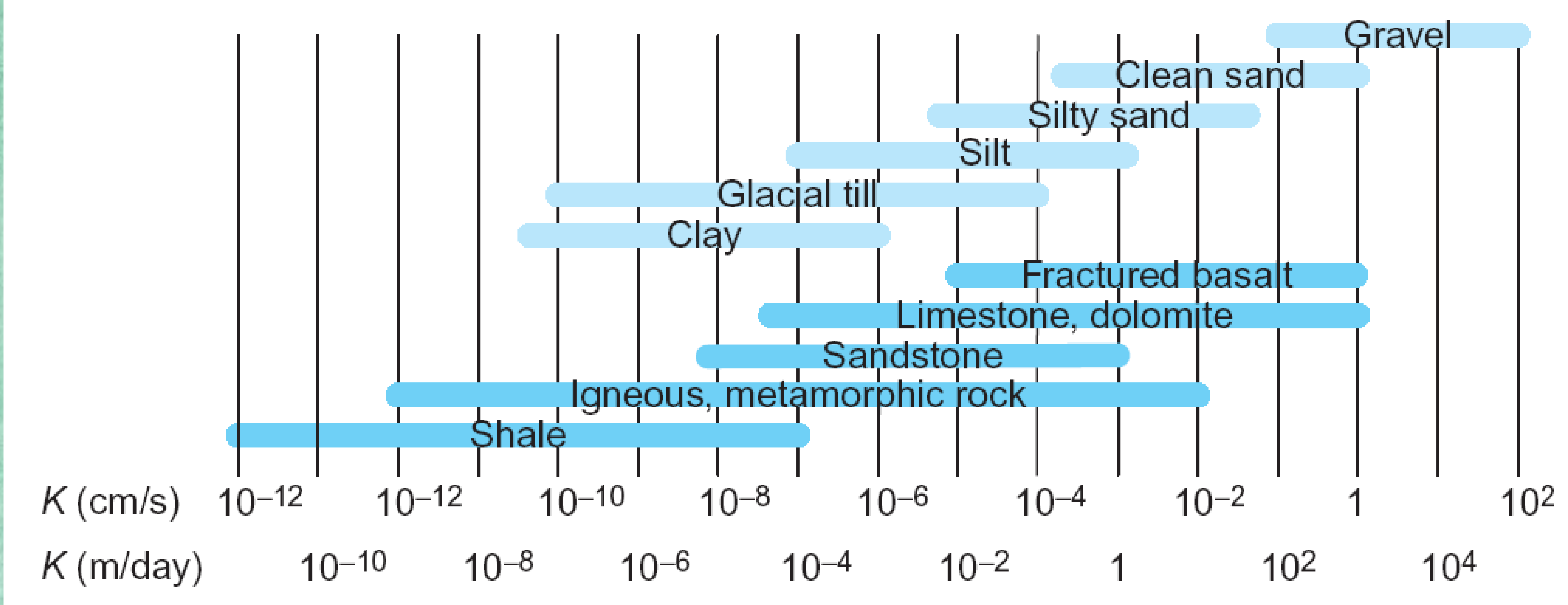

Piezometric level
Constant head
reservoir
Constant head
reservoir
Piezometer
p_1/γ
ϕ_1
α
p_2/γ
ϕ_2
Negligible resistance
Negligible resistance
1
2
Porous plug
(negligible resistance)
δx
z_1
Porous
medium
z_2
A
Datum

سهولت جریان آب را در فضاهای خالی و شکاف‌ها نشان می‌دهد.

نوع خاک	هدایت هیدرولیکی (متر بر روز)
خاکهای رس سطحی	۰/۰۱ –۰/۲
خاکهای رس عمیق	$۱۰^{-۸}$ –$۱۰^{-۲}$
خاکهای لومی	۰/۱–۱
ماسه ریزدانه	۱–۵
ماسه متوسط دانه	۵–۲۰
ماسه درشت دانه	۲۰–۱۰۰
شن	۱۰۰–۱۰۰۰
شن و ماسه مخلوط	۵–۱۰۰
مخلوط شن، ماسه و رس	۰/۰۰۱ –۰/۱

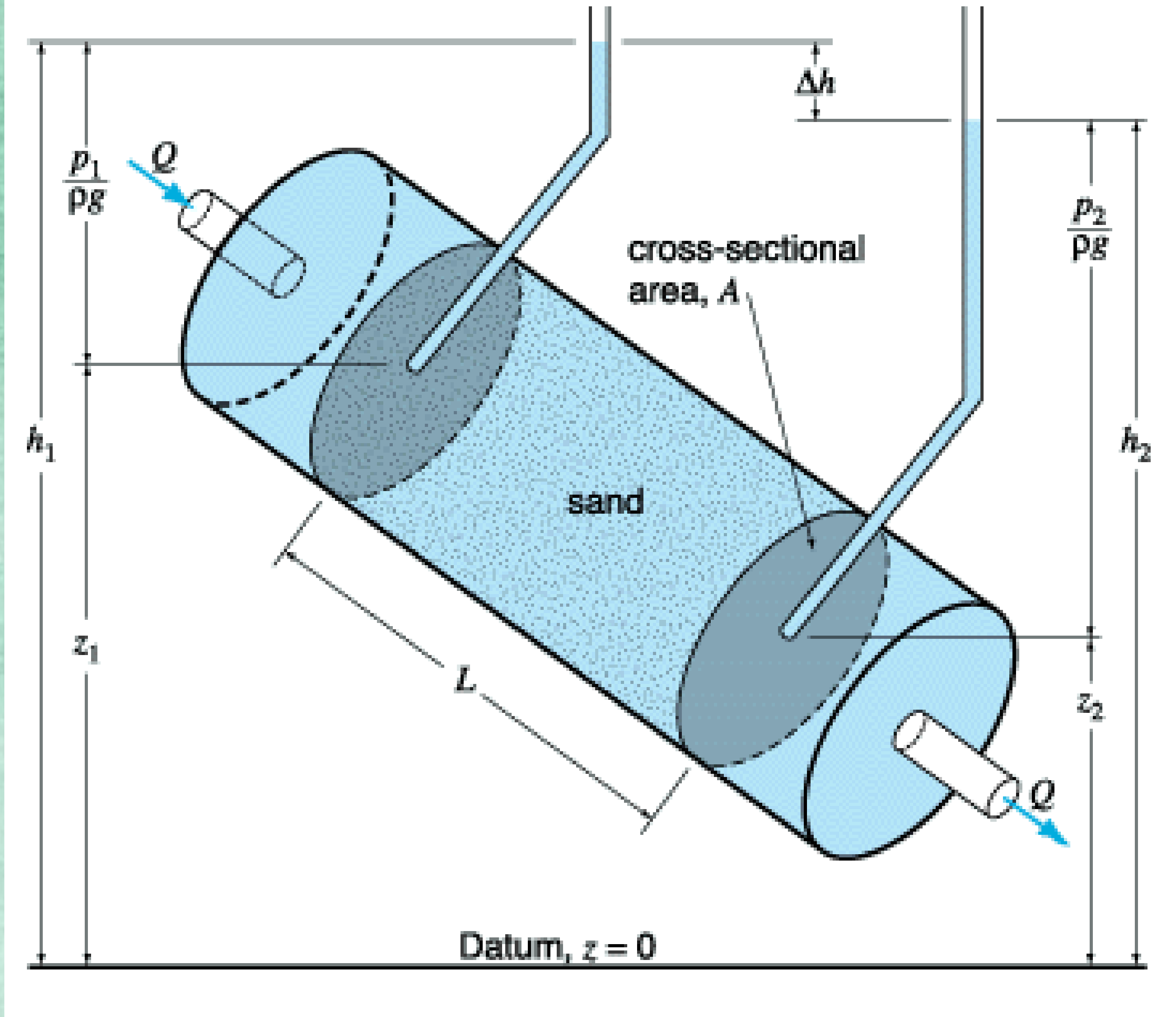


نفوذپذیری ذاتی
Rocks
Unconsolidated deposits
k (darcy)
k (cm2)
K (cm/s)
K (m/s)
10^5 10^4 10^3 10^2 10 1 10^-1 10^-2 10^-3 10^-4 10^-5 10^-6 10^-7 10^-8
10^-3 10^-4 10^-5 10^-6 10^-7 10^-8 10^-9 10^-10 10^-11 10^-12 10^-13 10^-14 10^-15 10^-16
10^2 10 1 10^-1 10^-2 10^-3 10^-4 10^-5 10^-6 10^-7 10^-8 10^-9 10^-10 10^-11
1 10^-1 10^-2 10^-3 10^-4 10^-5 10^-6 10^-7 10^-8 10^-9 10^-10 10^-11 10^-12 10^-13
Karst limestone
Permeable basalt
Fractured igneous and metamorphic rocks
Limestone and dolomite
Sandstone
Unfractured metamorphic and igneous rocks
Shale
Unweathered marine clay
Glacial till
Silt, loess
Silty sand
Clean sand
Gravel


Gravel
Clean sand
Silty sand
Silt
Glacial till
Clay
Fractured basalt
Limestone, dolomite
Sandstone
Igneous, metamorphic rock
Shale
K (cm/s) 10−12 10−12 10−10 10−8 10−6 10−4 10−2 1 10²
K (m/day) 10−10 10−8 10−6 10−4 10−2 1 10² 10⁴

- ❑ دبی جریان L^3T^{-1}
- ❑ سرعت جریان LT^{-1}
- ❑ A سطح مقطع جریان L^2 است.

$$Q = A \times V = KiA$$



Q
$\frac{p_1}{\rho g}$
Δh
$\frac{p_2}{\rho g}$
cross-sectional area, A
sand
h_1
h_2
z_1
z_2
L
Q
Datum, $z = 0$

example, the alluvial aquifer shown in Fig. 1 is recharged by meltwater runoff from the adjacent impermeable mountains that run parallel to the axis of the valley. If the groundwater that collects in the aquifer discharges to the river, then it is possible to estimate the river flow at the exit from the valley. To solve this problem, and assuming that the river is entirely supported by groundwater discharge under steady, uniform flow conditions, the groundwater discharge (Q) can be calculated using equation 2.5 and the information given in Fig. 1, as follows:

$$Q = -KA\frac{dh}{dl}$$

$$Q = 1\times10^{-3}\cdot 20\cdot 5000\cdot 4\times10^{-3}$$

$$Q = 0.4\ \mathrm{m^3\,s^{-1}} \qquad \text{eq. 1}$$

Accounting for both halves of the valley floodplain, the total discharge from the alluvial aquifer as river flow is $0.8\ \mathrm{m^3\,s^{-1}}$.

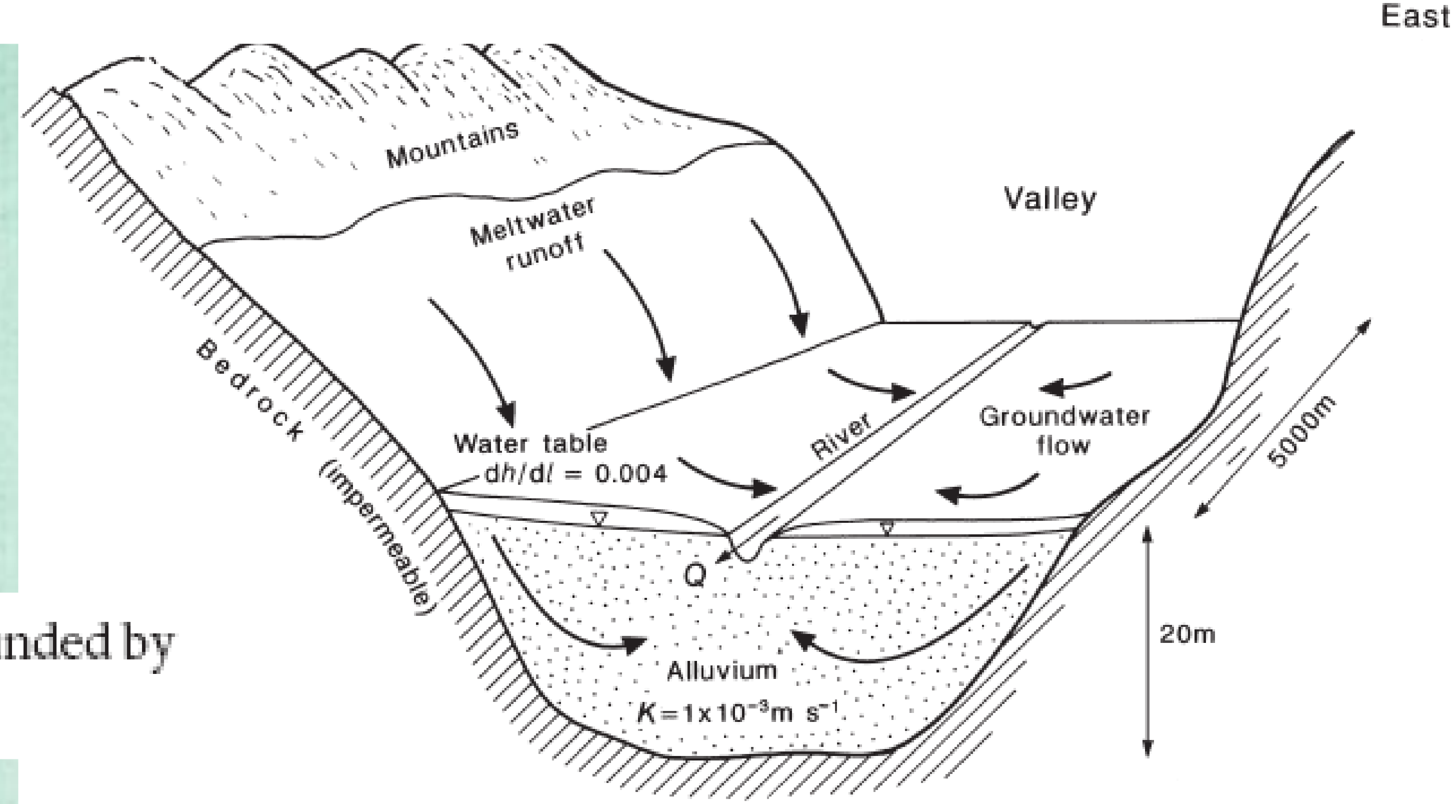


Fig. 1 Alluvial aquifer bounded by impermeable bedrock.

Figure 3-4 shows two piezometers, one terminating in a water-table aquifer and one in an underlying confined aquifer. The hydraulic conductivity of the layer between the two aquifers is 7.2×10^{-5} cm/s. Calculate the discharge rate Q per unit area through the layer between the aquifers. Assume steady flow.

Solution:

A simplified version of Eq. 3-20, appropriate for this computation, is obtained by noting that the flow is one-dimensional and parallel to the z coordinate. Hence, from Example 3-4,

$$\nabla h = \frac{dh}{dz}\vec{k}$$

and

$$q_z = -K\frac{dh}{dz} \quad .$$

Because the flow is steady, q_z is constant. Furthermore, K is constant. The gradient of piezometric head must also be constant, therefore, and

$$q_z = -K\frac{(h_2 - h_1)}{b}$$

where b is the thickness of the layer and the subscripts 1 and 2 denote the bottom and top of the layer, respectively.

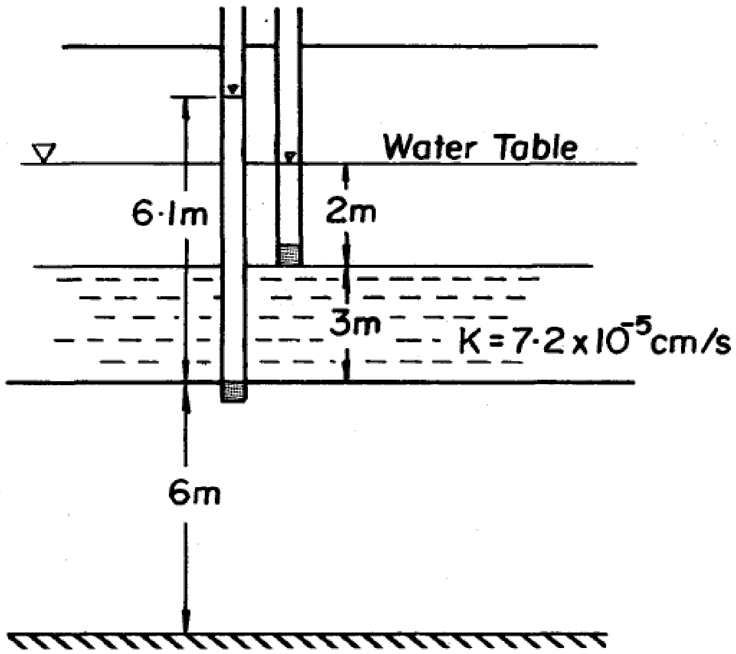


Figure 3-4. Upward seepage from a confined aquifer to a water table aquifer.

The impermeable floor of the aquifer is selected as the datum for calculating piezometric head. Thus, from Eq. 3-16,

$$h_1 = 6.1 + 6 = 12.1 \text{ m} \quad ,$$

and

$$h_2 = 9 + 2 = 11 \text{ m} \quad .$$

The discharge per unit area is the Darcy velocity and is

$$q_z = - 7.2\text{x}10^{-5} \text{ cm/s} \left(\frac{11 - 12.1}{3} \right)$$

$$q_z = 2.64\text{x}10^{-5} \text{ cm/s} \quad .$$

The fact that q_z is positive means the flow is in the direction of increasing z (i.e. upward).

EXAMPLE 3-7

Water is ponded to a shallow depth over a column of aquifer material (Fig. 3-5). The elevation of the terminal end of

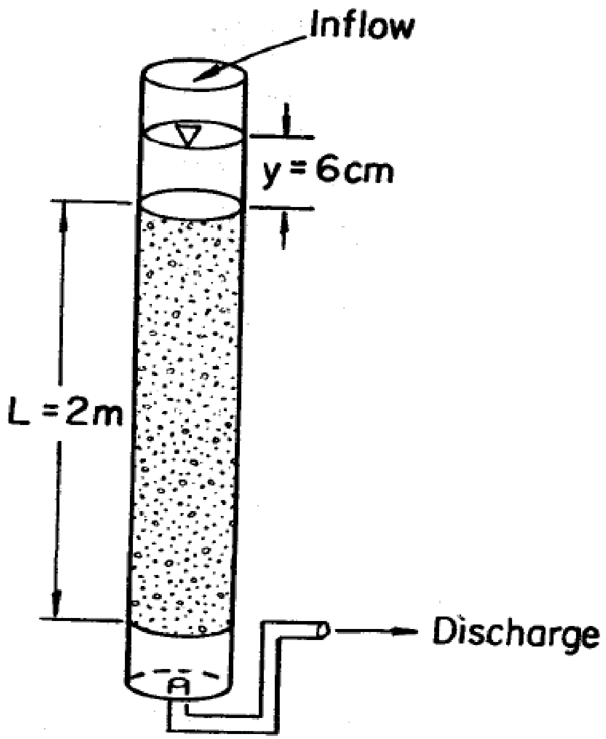


Figure 3-5. Steady downward flow in a vertical column.

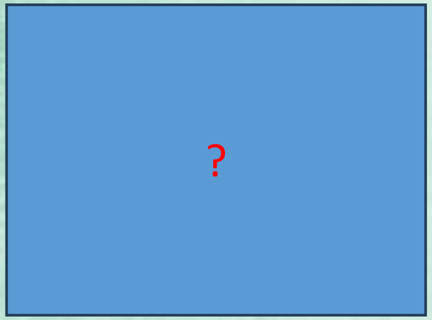
the discharge tube is maintained equal to the elevation of the bottom of the column. Head loss through the discharge tube is negligible. Water is added at the top at the same rate it is discharged from the bottom. The hydraulic conductivity of the porous material is 1.1×10^{-3} cm/s. Calculate the Darcy velocity in the column. Also, derive a general formula for q in terms of K; the depth of ponded water, y; and the length of column, L.

Solution:

The equation of Example 3-5 applies to this case since, again, the flow is parallel to the z-coordinate, and both q and K are constants. The bottom of the porous material in the column is selected as the datum. The pressure head at the bottom of the porous solid is zero since the discharge tube is maintained at the same elevation as the bottom of the material. Also, z=0, at this location, so $h_1=0$.

The pressure head at the top of the porous solid is 6 cm, and the elevation is 2 m. Thus, $h_2=2.06$ m. The length of flow path is 2 m, and

$$q_z = -1.1\times10^{-3}\left(\frac{2.06-0}{2.0}\right) = -1.13\times10^{-3} \text{ cm/s} \quad .$$



The negative sign indicates that q is in the direction of decreasing z (i.e. downward).

In general, for any datum

$$h_1 = 0 + z_1 = z_1$$

and

$$h_2 = y + z_1 + L.$$

Thus,

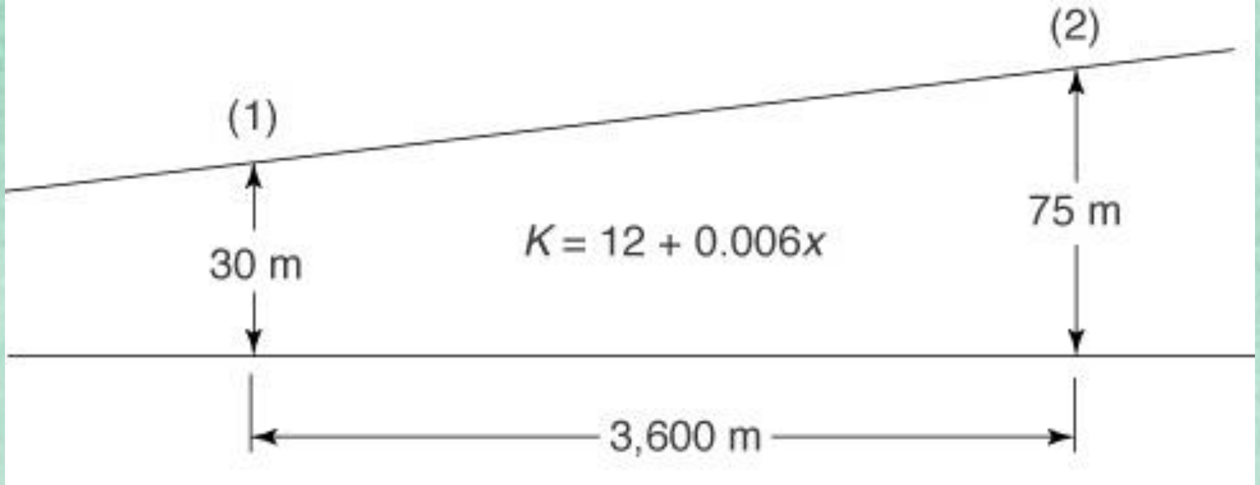
$$q_z = -K\left(\frac{y+L}{L}\right) = -K(1 + y/L) \quad .$$

Note that $y/L \to 0$ for either very shallow pond depths or large L, and $|q_z| \to K$. This is the condition of a unit gradient of piezometric head. When $dh/dz = 1$, $dp/dz = 0$ (i.e. the pressure is constant) and the downward flow results from the gravitational driving force only. This condition is sometimes approached by downward seepage from shallow lakes or recharge ponds, below which the water table depth is large relative to

A confined aquifer with a horizontal bed has a varying thickness as shown in Figure 3.1.2. The aquifer is inhomogeneous with $K = 12 + 0.006x$, where $x = 0$ at section (1), and the piezometric heads at sections (1) and (2) are 14.2 m and 18.8 m, respectively measured above the upper confining layer. Assuming the flow in the aquifer is essentially horizontal, determine the flow rate per unit width.

Darcy's law for a constant thickness aquifer is given by Equation 3.1.4,

$$Q = -KA\frac{dh}{dl}$$



Since the aquifer thickness is variable in this problem, we must also write the cross-sectional area and the hydraulic gradient as a function of the distance x. Assuming a unit width, $A = b_1 + \frac{(b_2 - b_1)x}{L}$, where $b_1 = 30$ m, $b_2 = 75$ m, and $L = 3{,}600$ m, then we have

$$A = 30 + \frac{(75-30)x}{3{,}600} = 30 + 0.0125x$$

Substituting the expressions for A and K into Darcy's equation yields the expression for Q in following form:

$$Q = -(12 + 0.006x)(30 + 0.0125x)\frac{dh}{dx}$$

Rearranging this equation and integrating from section (1) to section (2) yields

$$\int_0^{3600} \frac{1}{(12 + 0.006x)(30 + 0.0125x)} dx = \int_{14.2}^{18.8} -\frac{1}{Q} dh$$

This equation is integrated using partial fraction decomposition to obtain

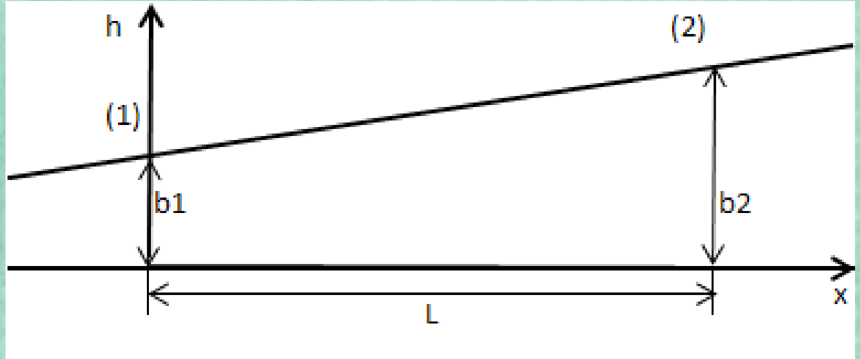
$$\int_0^{3600} \left[\frac{0.2}{(12 + 0.006x)} - \frac{0.416}{(30 + 0.0125x)} \right] dx = \int_{14.2}^{18.8} -\frac{1}{Q} dh$$

$$\left[33.333 \ln(12 + 0.006x) - 33.28 \ln(30 + 0.0125x)\right]_{x=0}^{x=3,600} = -\frac{1}{Q} h\Big]_{h_1=14.2}^{h_2=18.8}$$

$$-26.54 - (-30.36) = -\frac{1}{Q}(18.8 - 14.2)$$

$$Q = -1.20 \ (\mathrm{m^3/day/m})$$

The minus sign implies that the flow is from section (2) to (1). ■



$$A(x)=b_1+\frac{b_2-b_1}{L}x \qquad K(x)=m+nx$$

$$Q=-KA\frac{dh}{dl}=-(m+nx)(b_1+\frac{b_2-b_1}{L}x)\frac{dh}{dx}$$

$$\int_{h1}^{h2}\frac{1}{Q}dh=-\int_{x1}^{x2}\frac{1}{(m+nx)(b_1+\frac{b_2-b_1}{L}x)}dx \qquad \int_{h1}^{h2}\frac{1}{Q}dh=\frac{h_2-h_1}{Q}$$

$$\int\frac{1}{(m+nx)(b_1+\frac{b_2-b_1}{L}x)}dx=\int\frac{A}{(m+nx)}dx+\int\frac{B}{(b_1+\frac{b_2-b_1}{L}x)}dx$$

$$\int\frac{dx}{ax+b}=\frac{1}{a}\ln(ax+b)$$

هدایت هیدرولیکی

K= k(Pg)/m

- هدایت هیدرولیکی مهمترین مشخصه آبخوان‌ها در ارتباط با جریان آب است.
- نفوذپذیری ذاتی (k) نشان دهنده خواص محیط متخلخل در ارتباط با عبور جریان است:

$$k = K\frac{\mu}{\rho g}$$

که در آن μ ویسکوزیته دینامیک سیال است.

واحد k عبارتست از $(\mu m)^2$ یا واحد $darcy$.

$(\mu m)^2 = 10^{-12} m^2$

$1 \text{ darcy} = 0.987\ (\mu m)^2$

- هدایت هیدرولیکی معمولاً به واحد متر در روز بیان می شود. واحد های دیگر هم بسته به نوع مسئله وجود دارد. واحد هدایت هیدرولیکی همان واحد سرعت است.

روش‌های محاسبه هدایت هیدرولیکی

برای محاسبه هدایت هیدرولیکی از روشهای مختلفی استفاده می شود. انتخاب روش بستگی به دقت مورد نیاز و وقت و هزینه در دسترس دارد. در زیر این روشها بر اساس دقت دسته بندی شده اند:

۱- استفاده از جدول و شکل. (دقت کم)

۲- استفاده از روابط تجربی.

۳- روش‌های آزمایشگاهی.

۴- تخمین در محل یا تست پمپاژ. (بیشترین دقت)

هدایت هیدرولیکی (معادلات تجربی)

- معادله هیزن:

شرایط: $Uc<5$

$0.1\ mm<d_{10}<3\ mm$

$$K=\frac{g}{v}C_h f_1(\phi)d_{10}^2$$

$$C_h=6\times10^{-4}$$

$$f_1(\phi)=[1+10(\phi-0.26)]$$

- معادله کوزنی-کارمن:

شرایط: برای ماسه

درشت دانه استفاده می‌شود.

$$K=\frac{g}{v}C_k f_2(\phi)d_{10}^2$$

$$C_k=8.3\times10^{-3}$$

$$f_2(\phi)=\frac{\phi^3}{(1-\phi)^2}$$

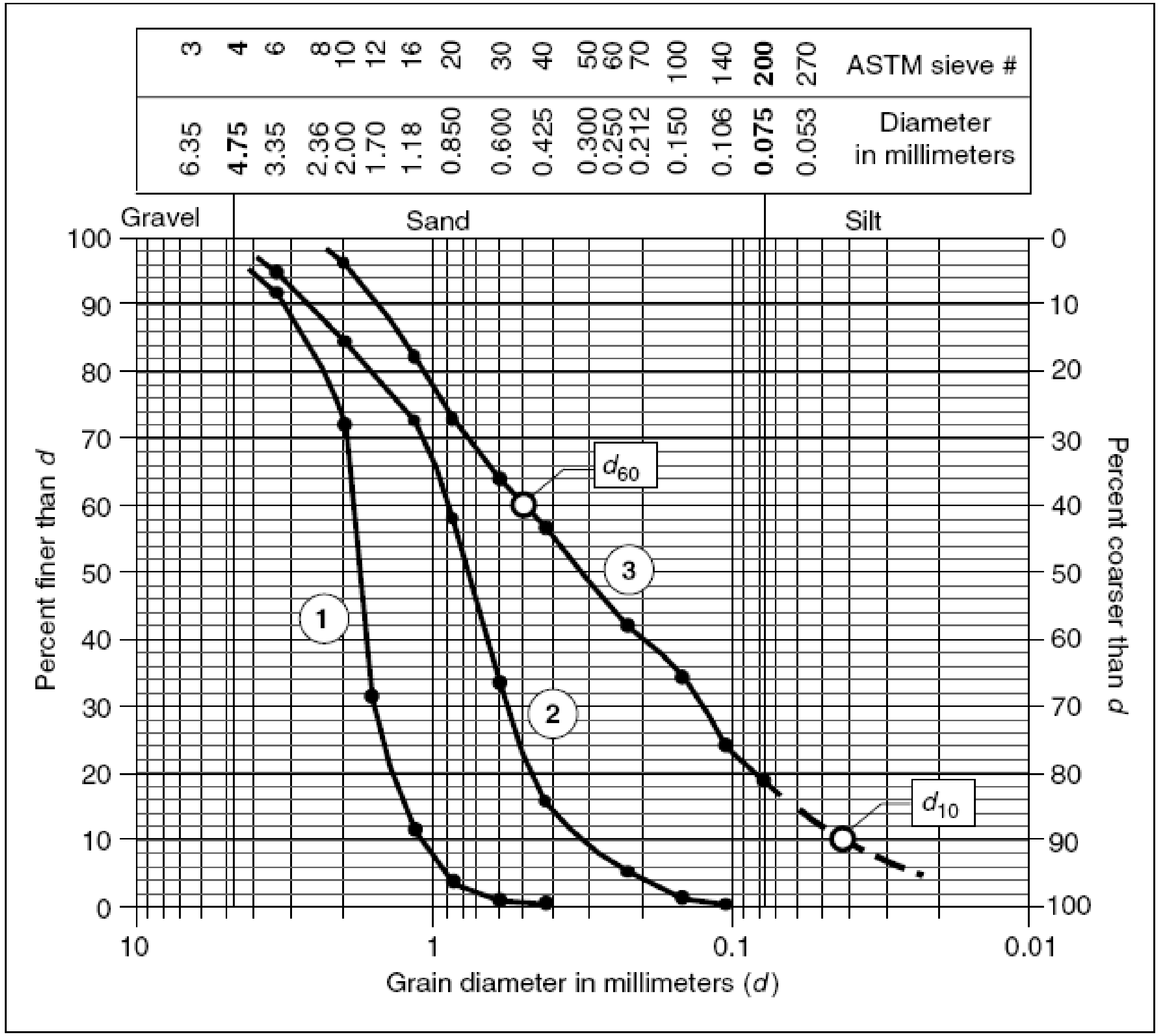
- معادله بریر:

شرایط: $1<Uc<20$

$0.06\ mm<d_{10}<0.6\ mm$

$$K=\frac{g}{v}C_b d_{10}^2$$

$$C_b=6\times10^{-4}\log\left(\frac{500}{Uc}\right)$$



Curve #.	Coefficient of uniformity $U = d_{60}/d_{10}$	Effective grain size $d_e = d_{10}$ (mm)
1	1.67	1.12
2	2.78	0.32
3	11.63	0.043

مثال: برای سه نمونه خاك که منحنی دانه بندی آنها در شکل داده شده داریم:

$$g = 9.81 m/s^2$$

$$\nu = 1.14\times10^{-6} m^2/s$$

$$\phi_1 = 0.35; \quad \phi_2 = 0.27;$$

$$\phi_3 = 0.21;$$

TABLE 9.5
Hydraulic Conductivity (in m/s) of the Three Samples Calculated Using Three Empirical Formulas

Formula	Sample 1	Sample 2	Sample 3
Hazen	1.23×10^{-2}	5.81×10^{-4}	4.77×10^{-6}
Kozeny	9.09×10^{-3}	2.70×10^{-4}	1.96×10^{-6}
Breyer	1.60×10^{-3}	1.19×10^{-3}	1.56×10^{-5}

Sample 1 (coarse sand): 9.09×10^{-3} m/s (Kozeny formula)
Sample 2 (medium sand): 5.81×10^{-4} m/s (Hazen formula)
Sample 3 (silty sand): 1.56×10^{-5} m/s (Breyer formula)