

در شکل شماره ۷-۸ فرض کنیم مقادیر بار هیدرولیکی در نقاط  $A, B, \dots$  و  $H$  و  $G$  و مقادیر تخمینی در نقاط داخلی  $a, b, c, d$  در بالای ستون نوشته شده است.

		$A$	$B$	
		1000	1000	
		$a$	$b$	
$H$	800	900 812 789 778 776 775	870 840 819 814 813 812	$C$ 900
		$c$	$d$	
$G$	500	580 515 494 489 488 487	650 589 578 576 575 575	$D$ 700
		100 $F$	300 $E$	

شکل ۷-۸: مثالی در مورد تحلیل عددی

مقادیر نقاط داخلی شبکه بطور مرتب اصلاح می شود بدین طریق که بار هیدرولیکی در هر نقطه بوسیله متوسط مقادیر چهار نقطه اطراف آن تعویض می شود. بنابراین مقادیر اصلاحی  $\phi'_a$  برای بار هیدرولیکی در نقطه  $a$  عبارت است از

$$\phi'_a = (\phi_A + \phi_b + \phi_c + \phi_H)/4$$

$$\phi_a = (1,000 + 870 + 580 + 800)/4 = 812 \quad \text{یا}$$

و به همین ترتیب وقتی  $\phi'_a$  مشخص شد مقدار اصلاح شده بار هیدرولیکی در نقطه  $b$

$$\phi'_b = (1,000 + 900 + 650 + 812)/4 = 840$$

$$\phi'_c = (812 + 650 + 100 + 500)/4 = 515 \quad \text{و}$$

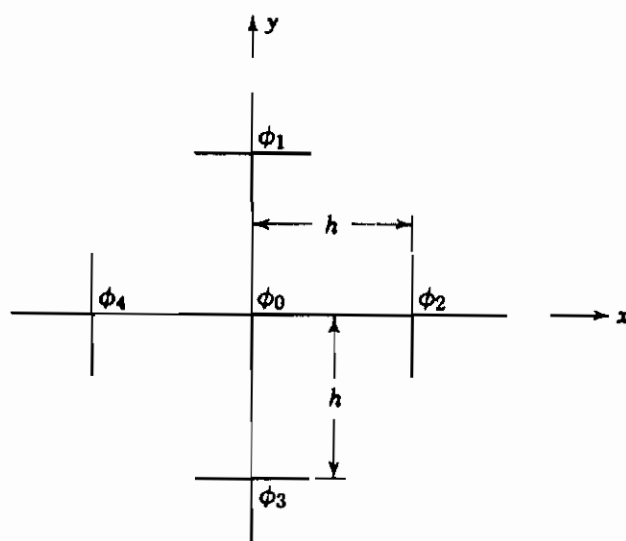
$$\phi'_d = (840 + 700 + 300 + 515)/4 = 589 \quad \text{و بالاخره}$$

حال دوباره به نقطه  $a$  برگشته و برای آن مقدار بهتری به دست می آوریم:

$$\phi''_a = (1,000 + 840 + 515 + 800)/4 = 789$$

و به همین روش ادامه می دهیم تا مقادیر بار هیدرولیکی در نقاط داخلی اصلاح شود.

پس از تکرار این عمل به مدت پنج دفعه، تغییر مقادیر بقدری کوچک خواهد بود که مساله حل شده تلقی می‌شود. البته دقت عمل بستگی به اندازه فواصل شبکه و مقادیری دارد که برای محاسبه به کار برده می‌شود. سعی در اصلاح بیشتر حل مساله با چنین شبکه‌ای بی‌نتیجه خواهد بود مگر آن‌که با ایجاد شبکه‌های کوچکتر این عمل را برای دقت بیشتر ادامه داد. فرمول اساسی که به منظور اصلاح ارقام در مساله بالا به کار برده شده است به شرح زیر به دست می‌آید.



شکل ۸-۸: نمودار استخراج فرمول محاسبات تکراری

اگر مقدار  $h$  به اندازه کافی کوچک باشد (شکل شماره ۸-۸) مشتق تابع  $\phi(x, y)$  نسبت به  $x$  تقریباً برابر است با:

$$\frac{\phi(x+h, y) - \phi(x, y)}{h}$$

و مشتق دوم آن:

$$\left[ \frac{\phi(x+h, y) - \phi(x, y)}{h} - \frac{\phi(x, y) - \phi(x-h, y)}{h} \right] / h$$

بنابراین از شکل شماره ۸-۸ نتیجه می‌شود که:

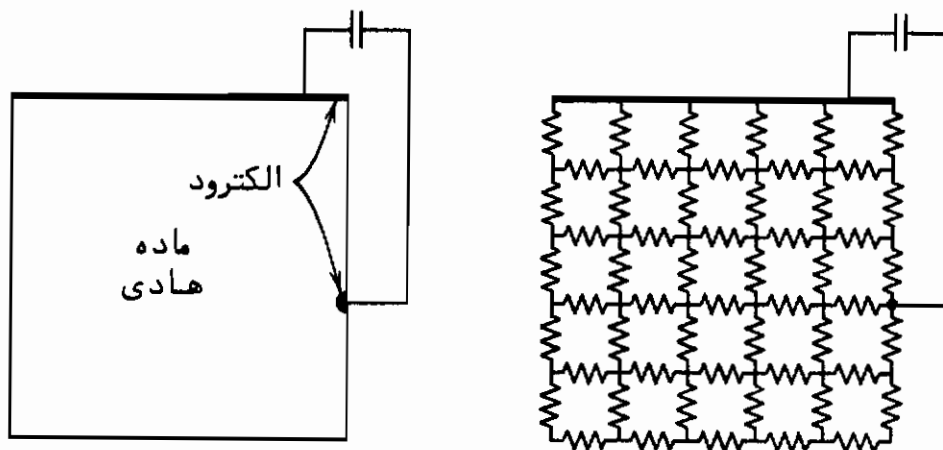
$$\begin{aligned} \partial^2 \phi / \partial x^2 &\approx (\phi_2 + \phi_4 - 2\phi_0) / h^2 \\ \partial^2 \phi / \partial y^2 &\approx (\phi_1 + \phi_3 - 2\phi_0) / h^2 \end{aligned}$$

اگر فواصل خطوط شبکه،  $h$ ، برابر واحد باشد پس از ساده کردن معادله لاپلاس به صورت

ذیل در می‌آید :

$$\phi_0 = \frac{\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4}{4}$$

که عبارت از فرمول اساسی حل معادله لاپلاس براساس روش تکراری یا تسلسل است .  
فرمولهای خاص نیز به همین نحو استخراج می‌شود .



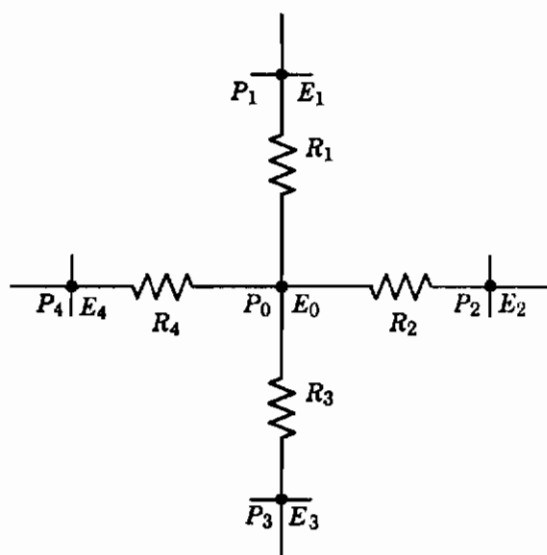
شکل ۸-۹ : مقایسه شبکه مقاومت با تشابه الکتریکی

#### شبکه مقاومت

به جز در موارد استفاده از کامپیوتر ، شبکه مقاومت احتمالاً "انعطاف پذیرترین وسیله برای حل مسایل جریان است ، با استفاده از شبکه مقاومت می‌توان انواع مختلف شرایط مرزی از قبیل تغییرات نفوذپذیری خاک را الگوسازی کرد . معمولاً" این روش در حل مسائل جریانهای ماندگار (Steady State) به کار برده می‌شود ولی می‌توان آن را برای موارد غیر ماندگار (Transient) نیز مورد استفاده قرار داد . الگوی الکتریکی از ورقه‌های پیوسته مواد هادی تشکیل شده است در صورتی که در شبکه مقاومت این ورقه با تعدادی مقاومت که هر کدام مطابق شکل شماره ۸-۱۰ دارای مقاومت محدودی می‌باشند ، جایگزین شده است . با استفاده از قانون کیرشف می‌توان نشان داد که ولتاژ در هر نقطه ، متوسط ولتاژ چهار نقطه اطراف آن است یعنی جمع جبری جریان در هر اتصال صفر است و بصورت ریاضی (به شکل شماره ۸-۱۰) مراجعه شود) مطابق زیر است :

$$\sum_{P_1}^{P_4} i_{P_0} = 0$$

نقطه  $P_0$  را در شبکه مقاومت (شکل شماره ۸-۱۰) در نظر بگیرید.



شکل ۸-۱۰: قسمتی از شبکه مقاومت

مقدار ولتاژ  $P_0$  برحسب ولتاژ چهارنقطه اطراف یعنی  $P_1$ ،  $P_2$ ،  $P_3$  و  $P_4$  برابر است با:

$$\sum_{P_1}^{P_4} i_{P_0} = 0 = i_1 + i_2 + i_3 + i_4$$

هنگامی که در قانون اهم جریان برحسب مقاومت و ولتاژ نوشته می‌شود، داریم که

$$\frac{E_1 - E_0}{R_1} + \frac{E_2 - E_0}{R_2} + \frac{E_3 - E_0}{R_3} + \frac{E_4 - E_0}{R_4} = 0$$

اگر توده خاک همگن باشد، در این صورت  $R_1 = R_2 = R_3 = R_4$  خواهد بود و سپس از مرتب کردن فرمول خواهیم داشت:

$$E_0 = \frac{1}{4}(E_1 + E_2 + E_3 + E_4) \quad (15)$$

معادله ۱۵ درست همان فرمول اصلی و اصلاح شده‌ای است که در تحلیل عددی به کار برده شد. بنابراین شبکه مقاومت نیز شبیه روش محاسبات تکراری است و بسیاری از قواعد تحلیل عددی نیز پس از اصلاحاتی می‌تواند در شبکه مقاومت به کار برده شود.

در شبکه مقاومت شرایط مرزی به صورت زیر نشان داده می‌شود.

نقاط واقع در مرز غیرقابل نفوذ: در لایه غیرقابل نفوذ مشتق اول یار هیدرولیکی در جهت

عمود بر لایه غیرقابل نفوذ صفر است. متوسط سطح مقطع جریان روی مرز غیرقابل نفوذ نصف مقطع جریان در داخل منطقه است. چون سطح مقطع جریان نصف است لذا مقاومت مرز باید دو برابر مقاومت داخل باشد زیرا مقاومت با سطح مقطع جریان نسبت عکس دارد. بنابراین دستگاه تنظیم مقاومت طوری تنظیم می شود که مقاومت روی مرز غیرقابل نفوذ دو برابر داخل شبکه باشد.

نقاط واقع در مرز بین لایه هایی که نفوذپذیری آنها متفاوت است: در هنگام حل مقدار جریان بین دو نقطه مجاور که در حد فاصلها قرار گرفته فرض می شود که قابلیت نفوذ مابین این دو نقطه متوسط مقادیر نفوذپذیری لایه هایی است که در دو طرف حد فاصل واقع شده است.

$$R = \frac{2R_1R_2}{R_1 + R_2}$$

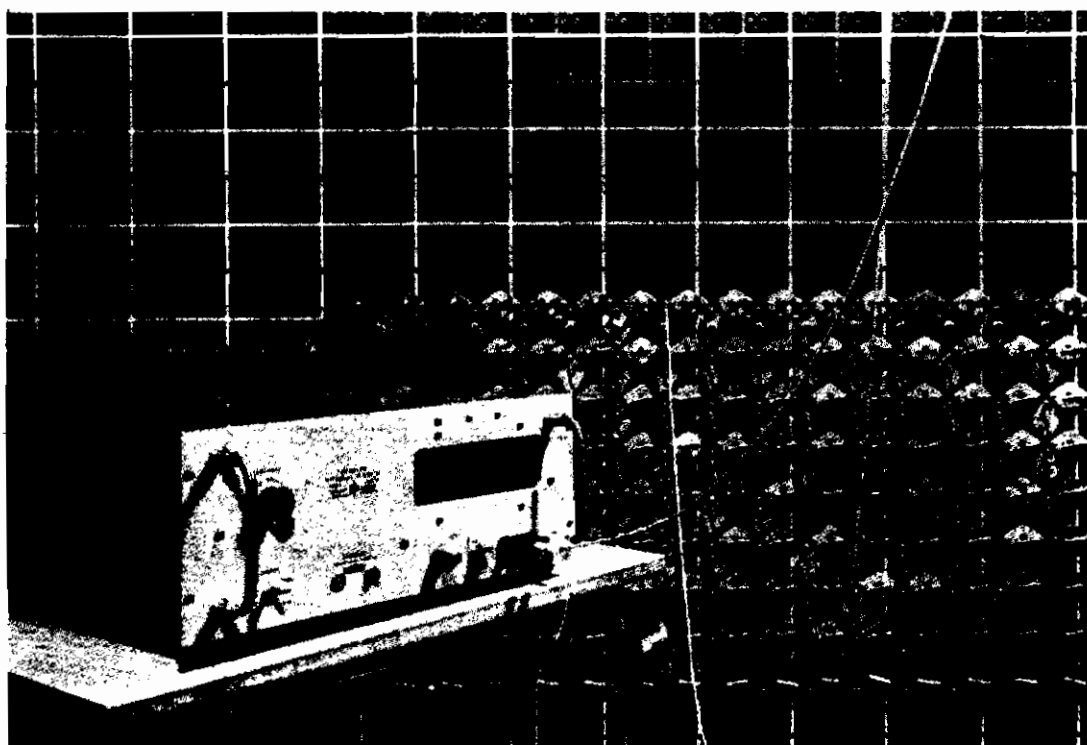
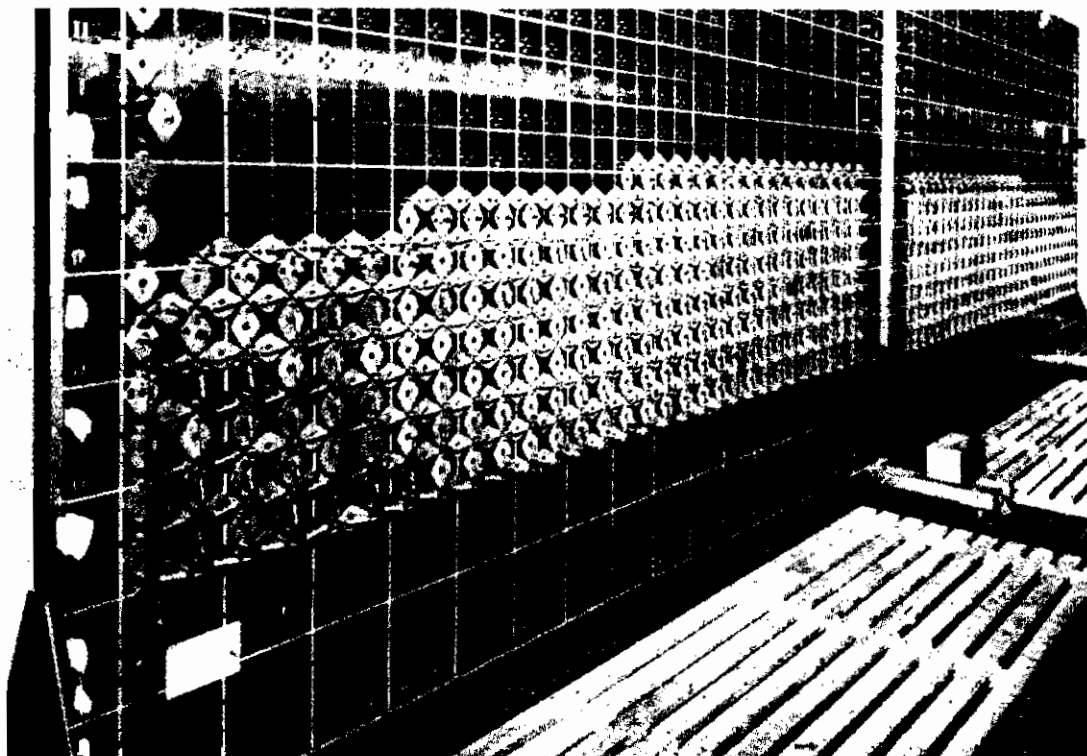
که  $R_1$  و  $R_2$  مقاومت های دو لایه می باشد.

### خطوط جریان

به وسیله شبکه مقاومت، و همچنین تشابه الکتریکی، بجای رسم خطوط هم پتانسیل، می توان خطوط جریان یا الگوی جریان را مشخص کرد. ترتیب اصلی شبکه یا الگو بدون تغییر باقی می ماند زیرا هم تابع جریان و هم تابع بار هیدرولیکی خود راه حل های معادله لاپلاس می باشند. افت ولتاژ در شبکه، مشابه افت بار هیدرولیکی و تابع جریان است. بهر حال لازم است برای به دست آوردن تابع جریان شرایط حدی جدیدی انتخاب شود. تغییر شرایط مرزی بر این حقیقت استوار است که تابع پتانسیل، که می توان به وسیله آن بار هیدرولیکی را ترسیم کرد، خود یک تابع تحلیلی است. این تابع به وسیله معادلات دیفرانسیلی کوشی ریمن (Cauchy-Riemann) به توابع جریان آب مرتبط می شود (مراجعه شود به توابع متغیرهای پیچیده (Complex Variable) از (E.G. Phillips)).

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad \frac{\partial \phi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}$$

که در آن  $\phi$  تابع بار هیدرولیکی،  $\psi$  تابع جریان و  $x$  و  $y$  مختصات قائم معمولی است. با به کار بردن معادلات کوشی - ریمن در مورد مرز غیرقابل نفوذ عمودی، که در امتداد



شکل ۸-۱۱: شبکه مقاومت. مقاومتها روی تابلوهایی نصب شده و می‌تواند به شبکه متصل شود.

آن  $\partial\phi/\partial x = 0$  است خواهیم داشت که  $\partial\psi/\partial y = 0$ . این می‌رساند که در سرتاسر مرز عمودی هیچ‌گونه تغییری در تابع جریان ایجاد نمی‌شود. الگوی الکتریکی تابع جریان نیز در این مرز دارای الکتروود است زیرا عدم تغییر تابع جریان دال بر وجود سطح هم پتانسیل در الگوست. اگر لایه غیرقابل نفوذ افقی باشد برای نشان دادن ثبات تابع جریان در امتداد این مرزها و در نتیجه استفاده از الکتروود در الگوی الکتریکی برای خطوط جریان می‌توان معادله دوم کوشی-ریمان را به‌کار گرفت.

اگر سطح هم پتانسیلی مثل سطح افقی سفره آب داشته باشیم، روی این سطح  $\psi = C$  خواهد بود و اگر  $x$  مختصات قائم در جهت افقی باشد، بنابراین  $\partial\phi/\partial x = 0$  است. اگر آن را در معادله کوشی-ریمان قرار دهیم در این صورت  $\partial\psi/\partial y = 0$  است که  $y$  مختصات عمودی کارتزین می‌باشد. چون  $\psi$  در روی مرز در جهت  $y$  تغییر نمی‌کند می‌توان گفت که در تابع  $\psi$  این مرز را می‌توان غیرقابل نفوذ دانست. برای الگوسازی خطوط جریان می‌توان خط یا سطح هم پتانسیلی را که برای بار هیدرولیکی به‌کار رفته است با مرز غیرقابل نفوذ تعویض نمود.

گرچه بحث قبلی مربوط به مرزهای افقی یا عمودی است ولی نتیجه آن را می‌توان در مورد هرمرزی در جهات مختلف به‌کاربرد زیرا با چرخش محورها معادله لاپلاس تغییر نمی‌کند. بطور خلاصه می‌توان چنین نتیجه گرفت که سطح هم پتانسیل در الگوی بار هیدرولیکی به سطح غیر قابل نفوذ در الگوی خط جریان تبدیل می‌شود.

**سطح تراوش:** سطح تراوش حد فاصل بین خاک اشباع و اتمسفر است چون فشار اتمسفر به عنوان نقطه مرجع بار فشار به‌کار می‌رود لذا بار فشار روی سطح تراوش صفر است. بنابراین بار هیدرولیکی کل در مورد خاکهای اشباع، که عبارت از حاصل جمع بار فشار و بار ثقلی است، معادل بار ثقلی روی سطح تراوش است. مقدار عددی بار هیدرولیکی در هر نقطه روی سطح تراوش معادل است با فاصله عمودی آن نقطه تا سطح مقایسه‌ای که بار هیدرولیکی بر مبنای آن محاسبه می‌شود.

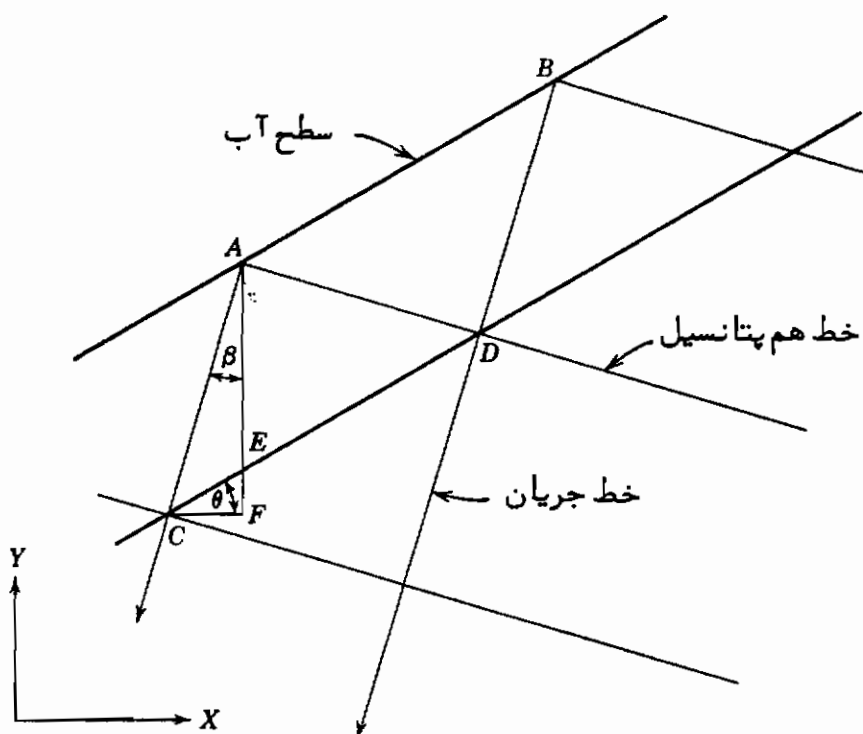
الگوهای الکتریکی سطوح تراوش از سیستمهای مقاومت یا کوئلهای مقاومت که تغییرات پتانسیل روی آنها خطی است تشکیل یافته است. چون مقاومت سیستم در مقایسه با محلولهای هادی کوچک است، قسمت اعظم جریان از داخل سیستم عبور می‌کند.

بطور مشابه نیز می‌توان بوسیله شبکه‌های مقاومت، الگوی سطح تراوش را ایجاد کرد. برای این منظور ریزستورهایی با مقاومت کم را در مناطقی که نمایش‌دهنده سطوح تراوش است قرار داده و اندازه‌گیری لازم انجام می‌گردد.

### تحلیل مسائل مربوط به جریانهای غیرماندگار با استفاده از شبکه مقاومت

با داشتن وضع پتانسیل در شرایط مشخص اولیه سطح سفره آب، می‌توان وضعیتهای بعدی سطح آب در شرایط غیرماندگار را به دست آورد. فرض کنیم سطح آب ابتدا در روی خاک قرار گرفته است. سپس موقعیت بعدی سطح آب را می‌توان بوسیله فرمول کرکهام و گاسکل (Kirkham and Gaskell) که بر پایه قانون دارسی استوار است به دست آورد. در شکل شماره ۸-۱۲ جزء کوچکی از سطح نامحدود سفره آب،  $AB$ ، در نظر گرفته شده و فرض می‌شود در امتداد خطوط جریان  $AC$  و  $BD$  افت پیدا کند. فرض کنیم  $\theta$  شیب سطح آب و  $\beta$  زاویه بین خطوط جریان و محور عمودی باشد در این صورت فاصله عمودی افت سطح آب  $AE$  برابر است با.

$$AE = AC(\cos \beta - \sin \beta \tan \theta) \quad (16)$$



شکل ۸-۱۲: شمای ساده‌ای برای استخراج فرمول کرکهام و گاسکل در محاسبه افت سطح آب.

بر طبق قانون دارسی افت کلی سطح آب  $AC$  در زمان  $T$  برابر است با:

$$AC = Tk \frac{\partial \phi / \partial s}{f} \quad (17)$$



که  $k$  ضریب هدایت هیدرولیکی،  $f$ ، جزئی از خاک که بوسیله آب قابل زهکشی اشغال شده است، و  $\partial\phi/\partial s$  مشتق جزئی (partial derivative) پتانسیل هیدرولیکی نسبت به طول در مسیر  $AC$  است. با جانشین کردن معادله ۱۷ در معادله ۱۶ خواهیم داشت که:

$$AE = \frac{Tk}{f} \left( \frac{\partial\phi}{\partial s} \right) (\cos \beta - \sin \beta \tan \theta) \quad (18)$$

با استفاده از:

$$\frac{\partial\phi}{\partial s} \cos \beta = \frac{\partial\phi}{\partial y} = \phi_y \quad \text{و} \quad \frac{\partial\phi}{\partial s} \sin \beta = \frac{\partial\phi}{\partial x} = \phi_x$$

از معادله ۱۸ می‌توان معادله نهایی زیر را به دست آورد:

$$AE = \frac{Tk}{f} (\phi_y - \phi_x \tan \theta)$$

نظریه دوپوئی فورشایمر (Dupuit-Forchheimer Theory)

(معادله بوسینسک (Boussinesq)).

مسائل مربوط به جریان آب را می‌توان با در نظر گرفتن فرضیاتی که برای اولین بار توسط ژول دوپوئی (Jules Dupuit) در سال ۱۸۵۸ پایه‌گذاری شد بطور تقریبی حل کرد. دوپوئی فرض کرده بود که شیب هیدرولیکی در هر نقطه برابر است با شیب سطح آب در بالای آن نقطه. وی تشخیص داده بود که این فرض فقط در مورد شیبهای ملایم سطح آب صادق است فرض اولیه دوپوئی بعداً در مورد بسیاری از مسائل تراوش و آبهای زیرزمینی توسط یک مهندس هیدرولیک آلمانی بنام پی. اچ. فورشایمر به کار گرفته شد. بعدها یک نثر مهندس فرانسوی به نام بوسینسک این فرض را برای به دست آوردن معادلاتی که در تحلیل مسائل مربوط به سطوح آب در حالت غیرماندگار استفاده می‌شود، به کار برد.

فرضیات دوپوئی - فورشایمر فقط در مورد شیبهای ملایم سطح آب صادق می‌باشد که البته این وضعیت در زهکشی مشاهده می‌شود. فقط در نزدیکی زهکشها است که شیب سطح آب زیاد می‌شود. بدین جهت در اغلب تئوریهای تراوش و زهکشی این فرضها در نظر گرفته شده و مقدار اشتباه حاصله در نتایج بسیار اندک است. در کاربرد این فرضیات محدودیتهای زیر وجود دارد.

۱ - جریانهای منحنی شکل در زیر سطح زهکش یا چاه بوسیله این فرضها در نظر گرفته نشده است. لازم است برای این جریانها معادلات خاص یا ضرایبی منظور گردد.

۲ - مقدار جریان به داخل زهکش را می‌توان بطور دقیق بوسیله این تئوری پیش‌بینی کرد ولی مسیر واقعی جریان در نزدیکی زهکشها با آنچه از تئوری به دست می‌آید متفاوت است. این فرض می‌تواند در تحلیل مسائل مربوط به جریان غیرماندگار به کار برده شود. معادله‌ای که به این منظور استفاده می‌شود بنام معادله بوسینسک مشهور است. منشوری را در نظر بگیرید که عرض آن در جهت  $x$  برابر واحد و ضخامت آن در جهت  $x$  برابر  $\Delta x$  بوده و ارتفاع آن در بالای لایه غیرقابل نفوذ  $h$  باشد. اگر  $q_x$  مقدار جریان ورودی به داخل منشور در جهت  $x$  به ازاء واحد سطح در واحد زمان باشد، مقدار کل جریان در واحد زمان  $q_x h$  است که  $h$  ارتفاع منشور در مدخل جریان می‌باشد.

در محل خروجی مقدار جریان در واحد سطح بصورت ذیل تغییر می‌کند:

$$q_x + (dq_x/dx) \Delta x$$

سطح جریان نیز به  $h + (dh/dx) \Delta x$  تغییر پیدا می‌کند و مقدار کل جریان خروجی در واحد زمان عبارت است از:

$$[q_x + (dq_x/dx) \Delta x] [h + (dh/dx) \Delta x] \quad (19)$$

این مقدار برابر است با:

$$q_x h + q_x (dh/dx) \Delta x + h (dq_x/dx) \Delta x + (dq_x/dx) \Delta x (dh/dx) \Delta x \quad (20)$$

مقدار خالص افزایش یا کاهش جریان آب در منشور برابر است با تفاضل جریان ورودی و جریان خروجی یا (با حذف آخرین قسمت معادله به علت کوچک بودن):

$$q_x h - q_x h - q_x (dh/dx) \Delta x - h (dq_x/dx) \Delta x \quad (21)$$

که برابر است با:

$$-q_x (dh/dx) \Delta x - h (dq_x/dx) \Delta x \quad (22)$$

اگر فرض کنیم که گرادیان هیدرولیکی در هر نقطه بوسیله شیب سطح آب در بالای آن نقطه تعیین شود، در قانون دارسی داریم که:

$$q_x = -k (dh/dx) \quad (23)$$

که اگر آن را در معادله ۲۲ قرار دهیم مقدار خالص جریان به داخل منشور در واحد زمان برابر خواهد بود با :

$$k \left( \frac{dh}{dx} \right)^2 \Delta x + kh \frac{d^2 h}{dx^2} \Delta x \quad (24)$$

جریان خالص آب موجب تغییر سطح آب می شود (افزایش یا کاهش) که با علامت  $h$  مشخص می گردد.  $dh/dt$  عبارت است از تغییر سطح آب که به دلیل تغییر حجم آب صورت می گیرد.

$$S \frac{dh}{dt} \Delta x \quad (25)$$

که در آن  $S$  آبدهی مخصوص (specific yield) است. اگر معادلات ۲۴ و ۲۵ را برابر قرار دهیم.

$$S \frac{dh}{dt} \Delta x = kh \frac{d^2 h}{dx^2} \Delta x \quad (26)$$

$$S \frac{dh}{dt} = kh \frac{d^2 h}{dx^2} \quad \text{یا}$$

این معادله غیرخطی است و اگر به جای  $h$  مقدار متوسط  $D$  یا عمق جریان آب زیرزمینی را قرار دهیم  $h = D$  خواهیم داشت :

$$S \frac{dh}{dt} = kD \frac{d^2 h}{dx^2}$$

$$\frac{S}{kD} \frac{dh}{dt} = \frac{d^2 h}{dx^2} \quad \text{یا}$$

که معادله بوسینسک خواهد بود و مشابه معادله جریان حرارت است.

### مآخذ

- Brutsaert, W., G. S. Taylor, and J. N. Luthin. 1961. Predicted and experimental water table drawdown during tile drainage. *Hilgardia*, **31**:389-418.
- Kirkham, D., and R. E. Gaskell. 1951. The falling water table in tile and ditch drainage. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, **15**:37-42.
- Liebman, G. 1950. Solution of partial differential equations with a resistance network analogue. *Brit. J. Appl. Phys.*, **1**:92-103.
- Luthin, J. N., and R. E. Gaskell. 1950. Numerical solutions for tile drainage of layered soils. *Trans. Am. Geo. Union.*, **31**:595-602.
- Luthin, J. N. 1953. An electrical resistance network solving drainage problems. *Soil Sci.*, **75**:259-274.
- Richards, L. A. 1931. Capillary conduction of liquids through porous medium. *Physics*, **1**:318-333.
- Taylor, G. S., and J. N. Luthin. 1963. The use of electronic computers to solve subsurface drainage problems. *Hilgardia*, **34**:543-558.

### اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک

#### رابطه بین نفوذپذیری و خصوصیات خاک

نفوذپذیری خاکها مهمترین مشخصه فیزیکی آنها است زیرا برخی از مسائل عمده در مهندسی خاک و پی‌سازی و کشاورزی به‌نحوی از انحاء با شناخت و برآورد و حل مشکلات زه‌کشی ارتباط دارند. از جمله این مسائل می‌توان زه‌کشی بزرگ راهها و فرودگاهها، نشت آب در سدهای خاکی، زیر فشار یا فشار بالادهنده در سدهای بتونی، تخلیه آب از محل حفاریها و خشک‌کردن آن برای انجام کارهای ساختمانی، فشارهای ناشی از نشت یا تراوش آب که موجب لغزش خاکها می‌گردد، شکست دیواره‌های حامل و قس علی‌هذا را نام برد. در تمام این موارد نفوذپذیری خاک بر مقاومت موثر خاکها، رفتار خاک در قبال تنشهای وارده و در نتیجه پایداری خاک نقش کنترل‌کننده دارد. خاکهای قابل‌زه‌کشی اصولاً سیستمهایی هستند باز با زه‌کشی آزاد و مقاومت برشی موثر. حال آنکه خاکهایی که نفوذپذیری کم دارند بصورت سیستمهای بسته‌ای عمل می‌کنند که سریعاً "تحت تنش قرار گرفته و با ایجاد فشارهای منفذی مثبت مقاومت برشی آنها کاهش می‌یابد. بنابراین اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک مهمترین جنبه آزمایش خاک را تشکیل می‌دهد.

علاوه بر این، در کشاورزی نیز سرعت حرکت آب و هوا در خاک حائز اهمیت است. اطلاع از نفوذپذیری یا خصوصیات دیگری که به‌نحوی با سرعت حرکت آب در خاک و یا سفره‌های آب زیرزمینی در ارتباط است از ملزومات یک طرح تاسیسات زه‌کشی است. کارایی زه‌کشها و چاههای زه‌کش مستقیماً به توانایی خاک و سفره‌های آب زیرزمینی در انتقال آب بستگی دارد. از زمان نیوتن تا به حال حرکت سیالات در محیطهای متخلخل و روشهای

تعیین نفوذپذیری خاک توجه عده زیادی از محققین را به خود جلب نموده است که البته پیشرفتهای چشمگیری هم در این زمینه حاصل شده است. در حال حاضر اصول اساسی حاکم بر جریان اشباع آب در محیط متخلخل کاملاً مشخص و معین شده است. از دیدگاه یک نفر مهندس، مسأله عمده به کارگرفتن اصول نظری در تعیین کمی خصوصیات جریان سیالات و طراحی تاسیسات زهکشی است. آنچه در زیر ملاحظه می شود بحثی است پیرامون برخی از این روشها که تصور می شود چشم انداز آنها نسبت به سایر روشها نویدبخش تر است.

### تعیین نفوذپذیری

اندازه گیری نفوذپذیری خاکها و سفره های آب زیرزمینی هم در مزرعه صورت می گیرد و هم روی نمونه های آزمایشگاهی. علاوه بر این نفوذپذیری را می شود یا مستقیماً به وسیله عبور دادن یک سیاله آزمایشی از داخل جسم متخلخل به دست آورد و یا بطور غیرمستقیم از طریق اندازه گیری برخی از خصوصیات جسم که با نفوذپذیری در ارتباط است.

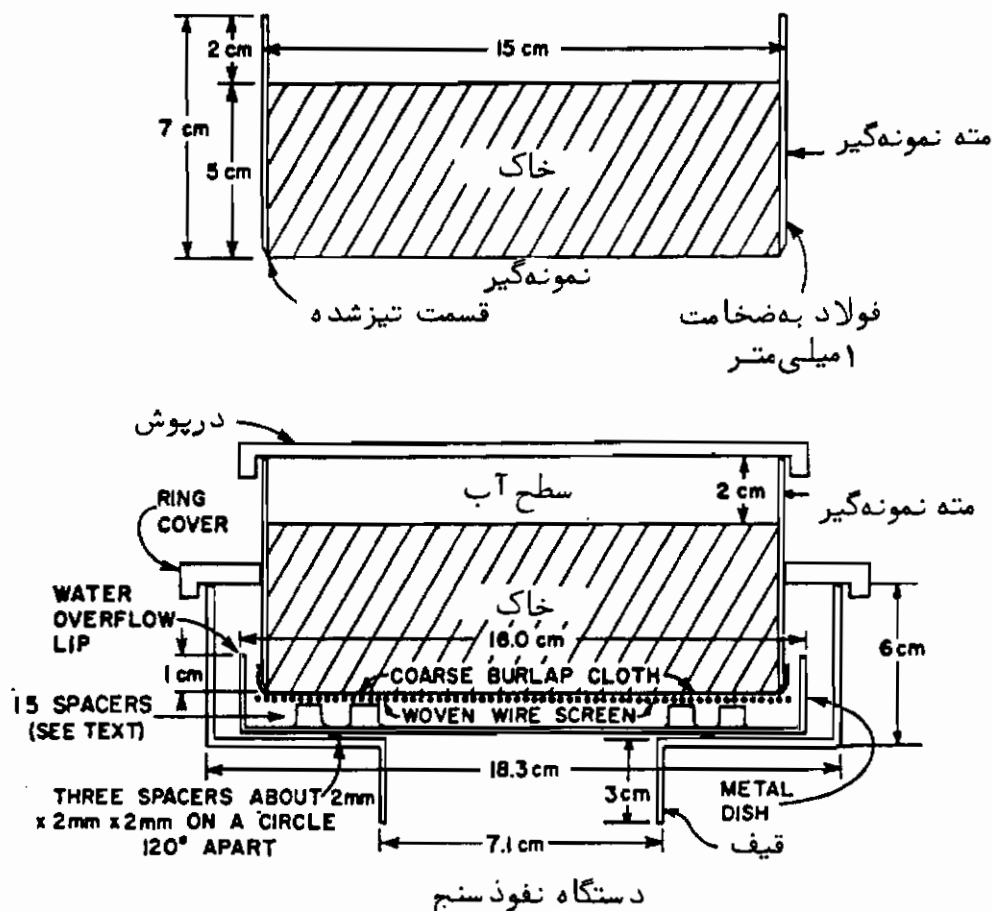
### اندازه گیری مستقیم

نمونه های دست خورده؛ در استفاده از نمونه های دست خورده، خاک را از مزرعه برداشت می کنیم و در آزمایشگاه داخل لوله های اندازه گیری نفوذپذیری قرار می دهیم. در این روش در موقع پرکردن نفوذسنج هیچ گونه تلاشی برای حفظ ساختمان طبیعی خاک صورت نمی گیرد این روش در مطالعه اثرات عوامل مختلف بر نفوذپذیری خاک در مورد خاکهای بدون ساختمان نواحی غربی آمریکا با موفقیت به کار برده شده است. مقادیر نفوذپذیری حاصله از این نوع اندازه گیری ضرورتاً مساوی نفوذپذیری خاک در مزرعه نیست ولی می تواند بطور نسبی اثر عوامل مختلف را بر خاکهای مزرعه نشان دهد. فایرمن (Fireman 1944, p. 337) در مورد این روش به تفصیل بحث کرده است:

در بسیاری از موارد ممکن است مقادیر نفوذپذیری اندازه گیری شده در آزمایشگاه حتی تقریبی از سرعت نفوذ نیز نباشد. . . . آزمایشهای اولیه نشان می دهد که صرف نظر از رابطه بین سرعت نفوذ در مزرعه و آزمایشگاه، تغییر نسبی نفوذپذیری خاک در آزمایشگاه در اثر عوامل مختلف با تغییر نسبی نفوذپذیری خاک در مزرعه در اثر همان عوامل همبستگی نزدیک دارد.

نمونه‌های دست‌نخورده: برخی از محققین روشهایی را برای تهیه نمونه‌های به‌اصطلاح "دست‌نخورده" ابداع کرده‌اند. بطورکلی در این روشها، یک استوانه فلزی در خاک کوبیده شده و سپس استوانه پراز خاک بیرون آورده می‌شود. اندازه‌گیری نفوذپذیری مستقیماً روی استوانه پراز خاک صورت می‌گیرد. با توجه به کوچک بودن نمونه، وجود سنگریزه‌ها و حفره‌های ناشی از ریشه‌های گیاهی خطاهای زیادی را در تعیین نفوذپذیری باعث می‌شود. تغییرات فاحشی که در نتایج حاصله از نمونه‌های مختلف مشاهده می‌شود تعمیم این نتایج را در مزرعه با اشکال مواجه می‌سازد.

به این روش همچنین "مغزه دست‌نخورده" نیز گفته می‌شود. در برخی شرایط این روش ممکن است تنها وسیله قابل استفاده برای اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی باشد. در شکل ۹-۱ یک نمونه‌گیر معمولی مشاهده می‌شود. نمونه‌گیر تا جایی در خاک کوبیده می‌شود که سطح خاک هم‌تراز سطح بالایی استوانه گردد. برای کاهش اصطکاک بین جدار داخلی استوانه و خاک می‌توان استوانه را با روغن چرب کرد.



شکل ۹-۱: مغزه‌گیر (بالا) و طرز سوار شدن در دستگاه نفوذ سنج (پایین) که اصولاً از مغزه‌گیر و قیف تشکیل شده است.

سپس استوانه را همراه با محتویات آن از نمونه‌گیر خارج کرده، برای اندازه‌گیری به آزمایشگاه می‌بریم. تعیین نفوذپذیری ممکن است بوسیله ثابت نگهداشتن آب در سطح خاک و یا به‌طریقه بار متغیر که در زیر تشریح می‌شود صورت گیرد.

نفوذسنج با بار متغیر (Falling-head permeameter): سالیان دراز است که به‌دلیل ساده بودن از دستگاه نفوذسنج با بار متغیر استفاده می‌شود. این دستگاه تشکیل شده است از ستون خاک که بوسیله یک لوله به شکل U به ستون آب مرتبط است. سطح ستون آب در ارتفاع بالاتری نسبت به سطح خاک قرار گرفته است و آب از پایین وارد ستون خاک شده و در داخل آن حرکت می‌کند. معادله نفوذ با بار متغیر را می‌توان با توجه به دو عبارت مربوط به کل جریان آب در خاک به دست آورد.

اگر  $Q$  کل جریان باشد  $dQ/dt$  شدت جریان در واحد زمان است و برطبق قانون دارسی

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{kAH}{L} \quad (1)$$

که در آن  $k$  عبارت از هدایت هیدرولیکی

$H$  بار هیدرولیکی در ستون آب که نسبت به سطح فوقانی خاک اندازه‌گیری می‌شود.

$A$  سطح مقطع استوانه محتوی خاک

$L$  طول ستون خاک

سطح فوقانی ستون آب در زمان  $t$  از  $H_0$  به  $H$  افت می‌کند.

بار فشار خاک در محل خروجی ثابت مانده بنابراین مقدار جریان کل  $Q$  را به صورت زیر

نیز می‌توان نوشت:

$$Q = aH_0 - aH, \text{ or } \frac{dQ}{dH} = -a \quad (2)$$

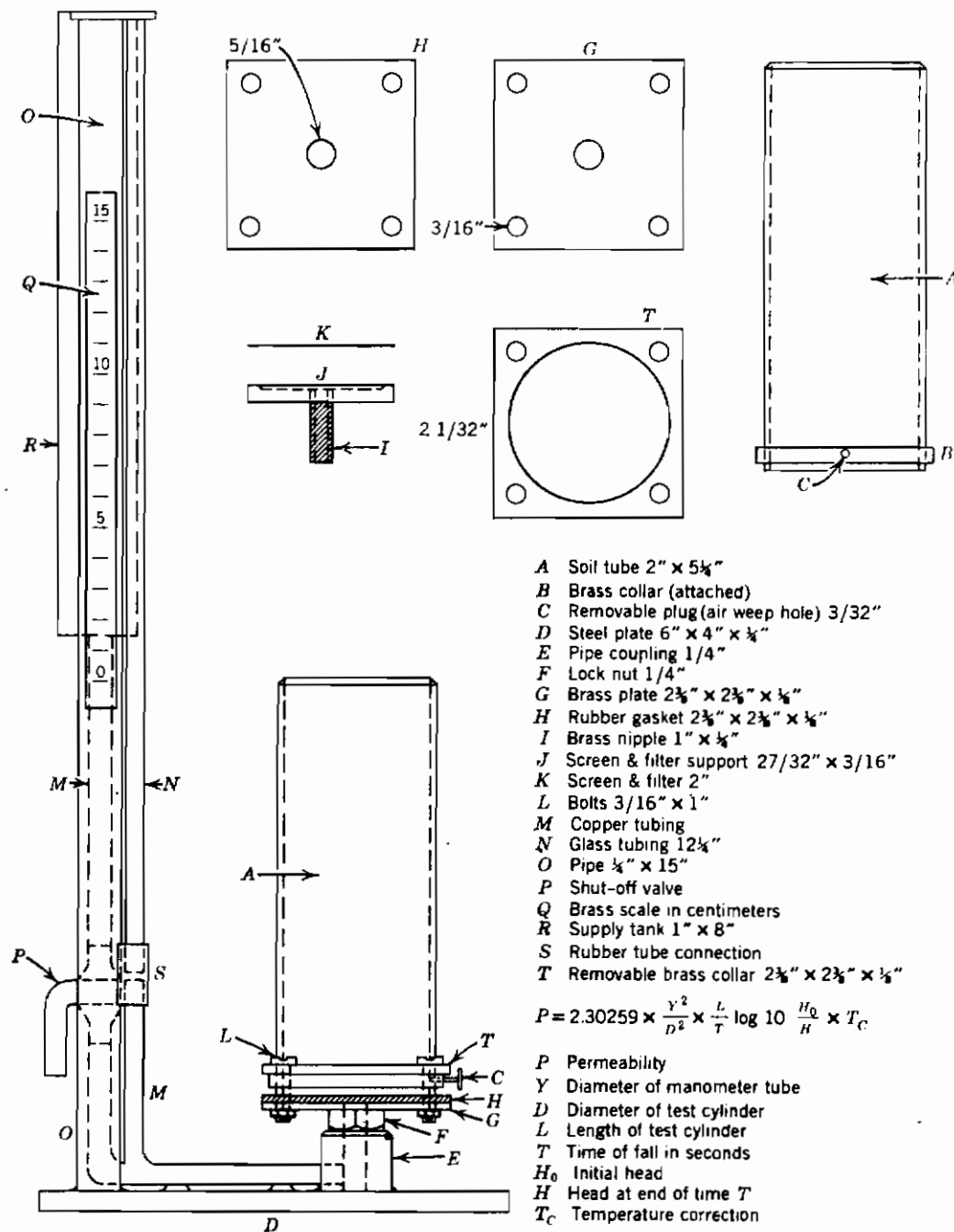
در این معادله  $a$  سطح مقطع لوله آب است. حال برای  $dQ$  دو عبارت وجود دارد که می‌توان آنها را مساوی همدیگر قرار داد. با مساوی قرار دادن معادله ۱ و ۲ خواهیم داشت که:

$$-a dH = kA \frac{H}{L} dt$$

با مرتب کردن آن:

$$-\frac{dH}{H} = \frac{kA}{aL} dt$$





شکل ۹-۲: دستگاه نفوذسنج با بار متغیر تیپ A

پس از انتگرال‌گیری از طرفین معادله و با توجه به حدود انتگرال که عبارتند از: در  $t = t_0$  مقدار  $H = H_0$  و در  $t = t$  مقدار  $H = H$  خواهیم داشت که:

$$\ln \frac{H_0}{H} = \frac{kA}{aL} (t - t_0)$$

$$k = \frac{aL \ln H_0/H}{A(t - t_0)}$$

و یا

(۳)

که فرمول محاسبه هدایت هیدرولیکی در استفاده از دستگاه نفوذسنج با بار متغیر است. این فرمول را می‌توان با در نظر گرفتن این که

$$\frac{a}{A} = \frac{\frac{1}{4}\pi d^2}{\frac{1}{4}\pi D^2} = \frac{d^2}{D^2}$$

است بصورت ساده‌تری نیز نوشت که  $d$  قطر لوله آب و  $D$  قطر ستون خاک است. چون درجه حرارت استاندارد در اندازه‌گیری‌ها  $60^\circ\text{F}$  است لذا ضریب اصلاحی  $T_c$  نیز به کار برده می‌شود. با توجه به درجه حرارت مقدار  $T_c$  را از جدول ۹-۱ به دست آورده و سپس عدد به دست آمده از فرمول در  $T_c$  ضرب می‌شود تا به هدایت هیدرولیکی در درجه حرارت  $60^\circ\text{F}$  تبدیل شود.

جدول ۹-۱: ضریب اصلاحی درجه حرارت

$T_c$	$T$	$T_c$	$T$	$T_c$	$T$
40°	1.37	57	1.04	74	0.83
41	1.35	58	1.03	75	0.82
42	1.33	59	1.01	76	0.81
43	1.31	60	1.00	77	0.80
44	1.28	61	0.99	78	0.79
45	1.26	62	0.97	79	0.78
46	1.24	63	0.96	80	0.77
47	1.22	64	0.95	81	0.76
48	1.20	65	0.93	82	0.75
49	1.18	66	0.92	83	0.74
50	1.16	67	0.91	84	0.73
51	1.15	68	0.89	85	0.72
52	1.13	69	0.88	86	0.71
53	1.11	70	0.87	87	0.70
54	1.09	71	0.86	88	0.69
55	1.08	72	0.85	89	0.68
56	1.06	73	0.84	90	0.67

روش غیرمستقیم

معادله کوزینی-گارمن (Kozeny-Carman): حرکت ذرات آب در داخل اجسام متخلخل مبین وجود مسیرهای جریان است که به دلیل قرار گرفتن خاص ذرات خاک و منافذ

موجود در آن به وجود آمده است. علی‌رغم پیچیدگی جریان از نظر میکروسکوپی، دبی موثر یا جریان ماکروسکوپی را می‌توان بوسیله قانون دارسی به دست آورد. به موجب این قانون، سرعت مؤثر یا ماکروسکوپی متناسب است با نیروی محرکه. تلاش‌های زیادی به عمل آمده است تا خصوصیات جریان در محیط‌های متخلخل را بتوان از طریق شکل و اندازه و نوع ذرات جامد یا منافذ بیان کرد. در هر حال نتیجه نهایی از توسعه این روش‌ها بستگی به ضرائب تجربی دارد که باید به کار برده شود. معادلاتی که در این زمینه ارائه شده است بطور غیرمستقیم تخمین متوسطی از خصوصیات جریان در محیط متخلخل را به دست می‌دهد. بهترین کاربرد این معادلات در مواد تک‌دانه‌ای مانند شن است. از میان معادلاتی که پیشنهاد شده است معادله کوزینی - کارمن مهمترین آنها است.

فرم اولیه معادله کوزینی - کارمن در سال ۱۹۲۷ بوسیله کوزینی در مورد محیط‌های متخلخل تحکیم نشده و در سال ۱۹۳۳ مستقلاً بوسیله فیروهاچ (Fair و Hatch) ارائه گردید و بعد از آن در سال ۱۹۳۷ کارمن آن را بصورت زیر بسط و ارائه داد.

$$v = \frac{\rho g}{k^1 n S_p^2} \cdot \frac{n^2}{1 - n^2} \cdot i \quad (4)$$

که در این معادله

$v$  - شدت جریان

$k^1$  - ضریب کوزینی - کارمن که عددی ثابت و برای مواد تحکیم نشده ۵/۰ است.

$n$  - تخلخل

$S_p$  - مساحت سطح ذرات در واحد حجم

$i$  - گرادیان هیدرولیکی

از این معادله برای تعیین سطح ذرات مواد متخلخل بطور گسترده‌ای استفاده می‌شود ولی می‌توان آن را بطور غیر مستقیم نیز به منظور تعیین نفوذپذیری ذراتی که مقدار  $n$  و  $S_p$  آنها مستقلاً اندازه‌گیری می‌شود به کار برد.

معادله چایلدز - مارشال (Childs-Marshall): برخی از محققین نفوذپذیری خاک را با توزیع اندازه منافذ آن ارتباط داده‌اند. در سال ۱۹۵۰ چایلدز و کولیس - جرج (Collis-George) روشی را ارائه دادند که می‌شد بوسیله آن براساس منحنی رطوبتی خاک - که نشانگر توزیع اندازه منافذ است - نفوذپذیری محیط‌های متخلخل را نسبت به آب و هوا محاسبه کرد. بهر حال روش آنها بر اندازه‌گیری مستقیم نفوذپذیری در حالت اشباع بوده و از آن برای محاسبه نفوذپذیری در حالت غیر اشباع استفاده می‌شود. پایه و اساس این

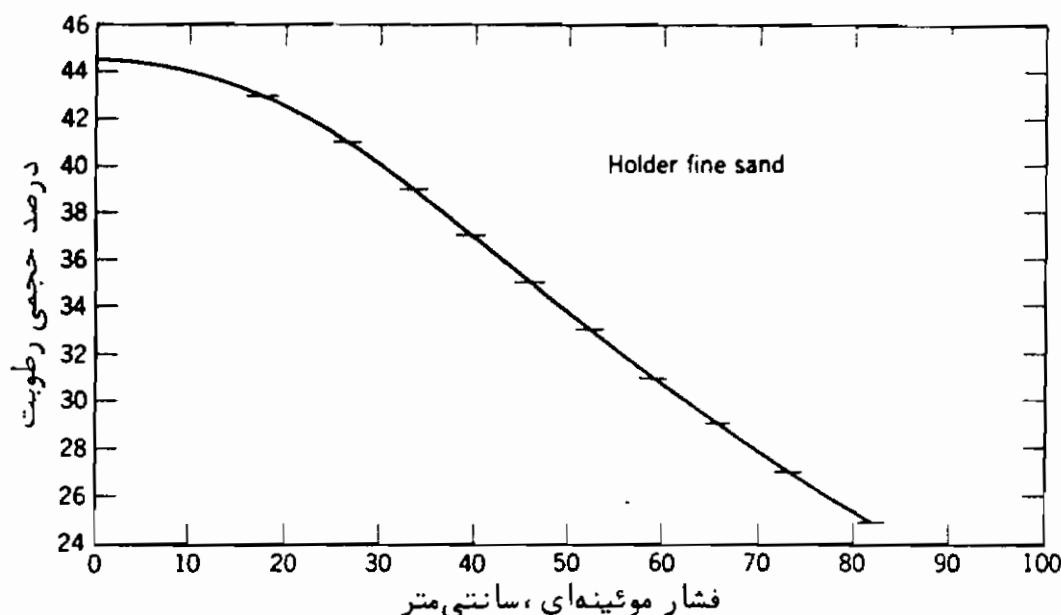
معادلات فرضیه لوله‌های مویین و بنابراین قانون پوازی (Poiseville's law) است. مارشال نیز روشی را برای محاسبه غیرمستقیم نفوذپذیری خاک - با توجه به توزیع اندازه منافذ - ارائه نمود که معادله آن به شرح زیر است:

$$k' = \varepsilon^2 n^{-2} [r_1^2 + 3r_2^2 + 5r_3^2 + \dots + (3n-1)r_n^2] / 8 \quad (5)$$

که  $\varepsilon$  - تخلخل مواد برحسب  $\text{cm}^3/\text{cm}^3$

$k'$  - نفوذپذیری ذاتی برحسب  $\text{cm}^2$

$r_1$  و  $r_2$  و  $r_n$  متوسط شعاع منافذ برحسب  $\text{cm}$  (به ترتیب نزولی) در هریک از  $n$  قسمتی که کل فضای خالی به آن تعداد مساوی تقسیم شده است.



شکل ۹-۳: نمودار محاسبه نفوذپذیری خاک با استفاده از روش مارشال - چایلدز

اندازه‌گیریها بصورت زیر انجام می‌شود: درصد رطوبت خاک به عنوان تابعی از فشار مویینی تعیین می‌شود و در گرافی مطابق شکل ۹-۳ که در آن رطوبت بصورت حجمی  $C$  (حجم آب در هر حجم از خاک) در نظر گرفته شده است ترسیم می‌شود. محور عمودی که همان  $C$  یا درصد حجمی رطوبت روی آن آورده شده است به چند قسمت مساوی تقسیم می‌گردد. خطوط افقی روی گراف وسط هر قسمت را نشان می‌دهد. سپس فشار مویینی مربوط به هر قسمت از روی محور افقی قرائت و اعداد به دست آمده در جدولی مطابق جدول زیر شکل ردیف می‌شود. فشار مویینی تابعی از توان دوم شعاع منافذ می‌باشد.

$$r^2 = \frac{1}{h^2} \left( \frac{2}{\rho g} \right)^2$$

این عبارت باید در  $pg/\eta$  ضرب شود تا نفوذپذیری ذاتی به هدایت هیدرولیکی (در درجه حرارت اندازه‌گیری) تبدیل گردد. در جدول ۹-۲ نمونه‌ای از محاسبات ذکر شده است.

جدول ۹-۲: مقدار رطوبت درشن نرم‌هولدر (Holder Fine Sand)

گروه مربوط به تخلخل	$h$ (cm)	$1/h^2$	ضریب	حاصل ضرب
1	17.4	$3.3 \times 10^{-3}$	1	$3.30 \times 10^{-3}$
2	26.2	1.46	3	4.38
3	33.0	0.92	5	4.60
4	39.7	0.64	7	4.48
5	45.8	0.48	9	4.32
6	52.2	0.39	11	4.07
7	58.7	0.291	13	3.79
8	65.3	0.235	15	3.53
9	72.8	0.189	17	3.22
10	81.4	0.152	19	2.89
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
20	.	.	.	.

$$n = 20 \quad \Sigma \text{ prod.} = 38.78 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon = 0.444$$

$$k' = (0.444)^2 (20)^2 (38.8 \times 10^{-3}) \text{ cm}^2$$

$$k = (k') (2.7 \times 10^2) = 5.15 \times 10^{-3} \text{ cm/sec at } 17.6^\circ \text{C}$$

عدد  $2/7 \times 10^2$  ضریبی است که نفوذپذیری ذاتی را به هدایت هیدرولیکی تبدیل می‌کند اندازه‌گیری  $k$  روی همان نمونه عدد  $3/06 \times 10^{-2}$  سانتی‌متر بر ثانیه را به دست داده است.

روابط مربوط به بافت خاک: بافت خاک، به نحوی که بوسیله تکنیکهای خاک شناسی تخمین زده می‌شود، به عنوان معیاری در طرحهای زه‌کشی در دشت امپریال کالیفرنیا مورد استفاده قرار گرفته است. آرنوویچی (Aronovici, 1947) رابطهای را بین مجموع مقدار سیلت و رس در خاک تحت الارض و مقدار هدایت هیدرولیکی به دست آمده در آزمایشگاه ارائه داده است که مزیت آن در سهولت کاربرد آن است.

در این روش، تعداد اندازه‌گیریها به حداقل رسیده و از روشهای معمولی تعیین بافت خاک استفاده می‌شود. در هر حال این روش بهتر از روابط بین بافت خاک و نفوذپذیری آن (که ممکن است چنین روابطی وجود داشته یا نداشته باشد) نیست. البته در ایسن روش ممارست کسی که در صحرا بافت خاک را ارزیابی می‌کند نیز مؤثر است. به نظر می‌رسد که ایسن روش برای شرایطی مناسب است که مانند اراضی جلگه‌های آبرفتی غرب امریکا

نفوذپذیری خاک بیشتر بوسیله بافت خاک کنترل می‌شود تا ساختمان آن. بهر حال وضعیت کاتیونهای قابل تبادل در خاک و کیفیت آب ممکن است هر رابطه بین بافت و نفوذپذیری را کاملاً برهم بزند - البته اگر چنین رابطه‌هایی وجود داشته باشد - .

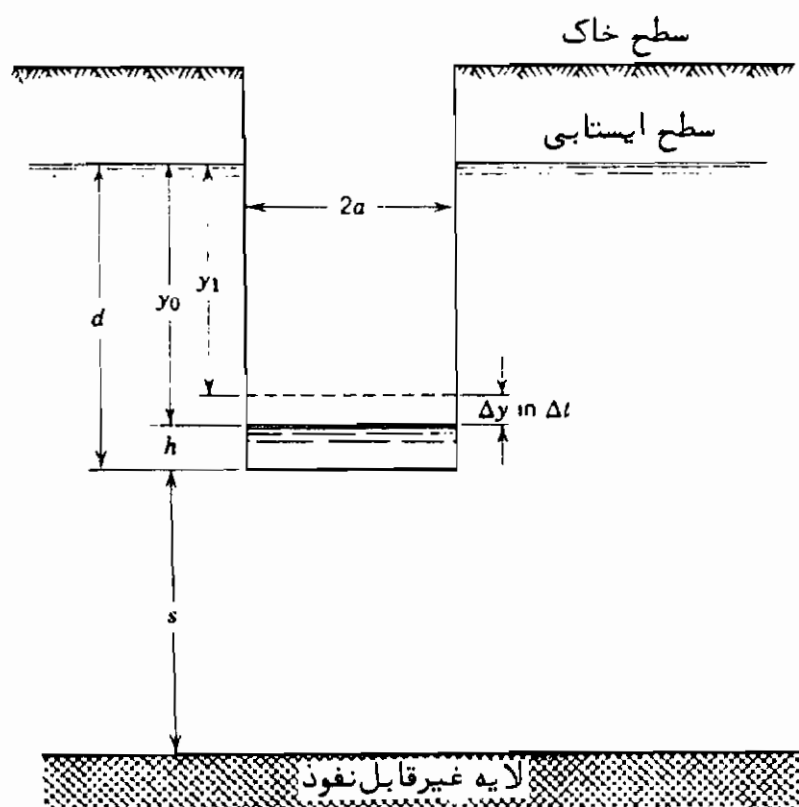
علی‌رغم محدودیتهایی که در بالا گفته شد یک نفر خاک‌شناس اگر به اندازه کافی تمرین کرده باشد خواهد توانست از روی بافت خاک و مشاهده عینی ساختمان خاک در مناطق خشک مقدار نفوذپذیری آن را به‌طور نسبتاً دقیق تعیین کند .

### اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی

#### در شرایطی که سفره آب زیرزمینی وجود دارد

به‌نظر می‌رسد از بین تمام روشهای وضع شده برای اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی در صحرا ساده‌ترین آنها حفریک چاهک در خاک تا زیر سطح آب زیرزمینی است . پس از برقرار شدن تعادل ، بین سطح آب در چاهک و آب خاک ، ابتدا سطح آب در چاهک را تعیین می‌کنیم سپس با خارج کردن آب چاهک سطح آب داخل آن را در ارتفاع جدیدی قرار می‌دهیم و سرعت بالا آمدن سطح آب در چاهک را اندازه‌گیری می‌کنیم . با این اندازه‌گیری ، هدایت هیدرولیکی خاک محاسبه می‌شود . اندازه‌گیری واقعی در مزرعه ساده است و مزیت آن در این است که از آب خاک برای اندازه‌گیری استفاده می‌شود و نمونه مورد اندازه‌گیری بزرگ است و سنگها یا سوراخهای ناشی از ریشه در مجاور چاهک تاثیر زیادی بر اندازه‌گیری ندارد به‌علاوه اندازه‌گیری فوق به‌میزان زیادی نشان‌دهنده هدایت هیدرولیکی افقی که درزه‌کشی جزء مهمی به‌شمار می‌آید ، می‌باشد . برای به‌دست آوردن هدایت هیدرولیکی خاک از روی سرعت بالا آمدن آب داخل چاهک فرمولهای مختلفی توسط عده‌ای از محققین وضع گردیده است . برخی از این فرمولها براساس حل دقیق نظری معادله لاپلاس و بقیه براساس حل تقریبی آن پایه‌گذاری شده است . در هر دو مورد ، برای رسیدن به شرایط آزمایش ، از لحاظ ریاضی تقریبهایی در نظر گرفته شده و شرایط فیزیکی خاصی هم فرض می‌شود . استفاده از فرمول اصولاً بستگی به دقت آن در به‌دست آوردن هدایت هیدرولیکی خاک مزرعه دارد . با استفاده از نتایج چندین هزار اندازه‌گیری که در استرالیا صورت گرفته است ماسلند و هاسکیو (Maasland and Haskew 1957) نشان داده‌اند که روش چاهک روش دقیقی است . به عقیده آنها اختلاف هدایت هیدرولیکی بین چاهکها مربوط به ناهمگنی خاک است و نه خطای فرمولها . غیر از روش چاهک روشهای صحرایی دیگری نیز ارائه شده است که هم در سال ۱۹۴۵ روشی را پیشنهاد کرد که اساس آن جریان آب به داخل حفره از سوراخ انتهای

لوله پیزومتر می‌باشد. چایلدز در سال ۱۹۵۲ روش چاهک مضاعف را پیشنهاد کرد که براساس آن برای اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی باید آب از یک چاهک به داخل چاهک دیگر پمپ شود. معادلات مورد استفاده در روشهای مختلف، همراه با توضیح مختصری در مورد بعضی تکنیکهای زراعی، در قسمتهای بعدی این فصل ارائه می‌شود. باید به‌خاطر داشت که وجود یا عدم وجود یک لایه غیرقابل نفوذ برای انتخاب فرمول مناسب اهمیت دارد. به‌علاوه فرمولها و تکنیکهای بخصوصی وجود دارد که می‌تواند برای خاکهای مطابق مورد استفاده قرار گیرد.

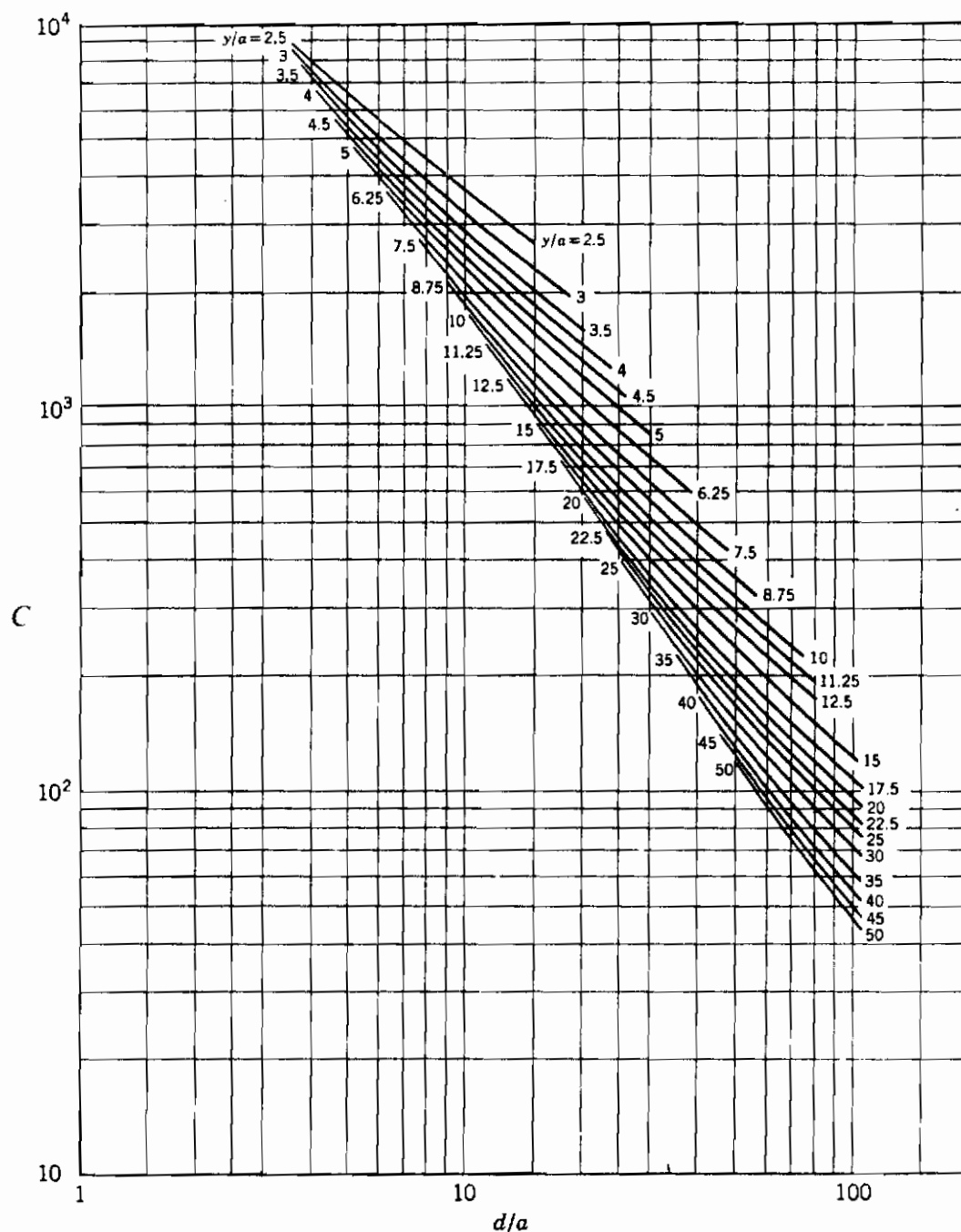


شکل ۹-۴: ابعاد هندسی در روش چاهک منفرد - در خاک همگن

### روش یک چاهکی

فرمول هوگهات (Hooghoudt) برای خاکهای همگن: دکتر اس. بی. هوگهات با ابداع و تکمیل روش چاهک برای تعیین هدایت هیدرولیکی خاک، کمک مهمی به طراحی زه‌کشی نموده است.

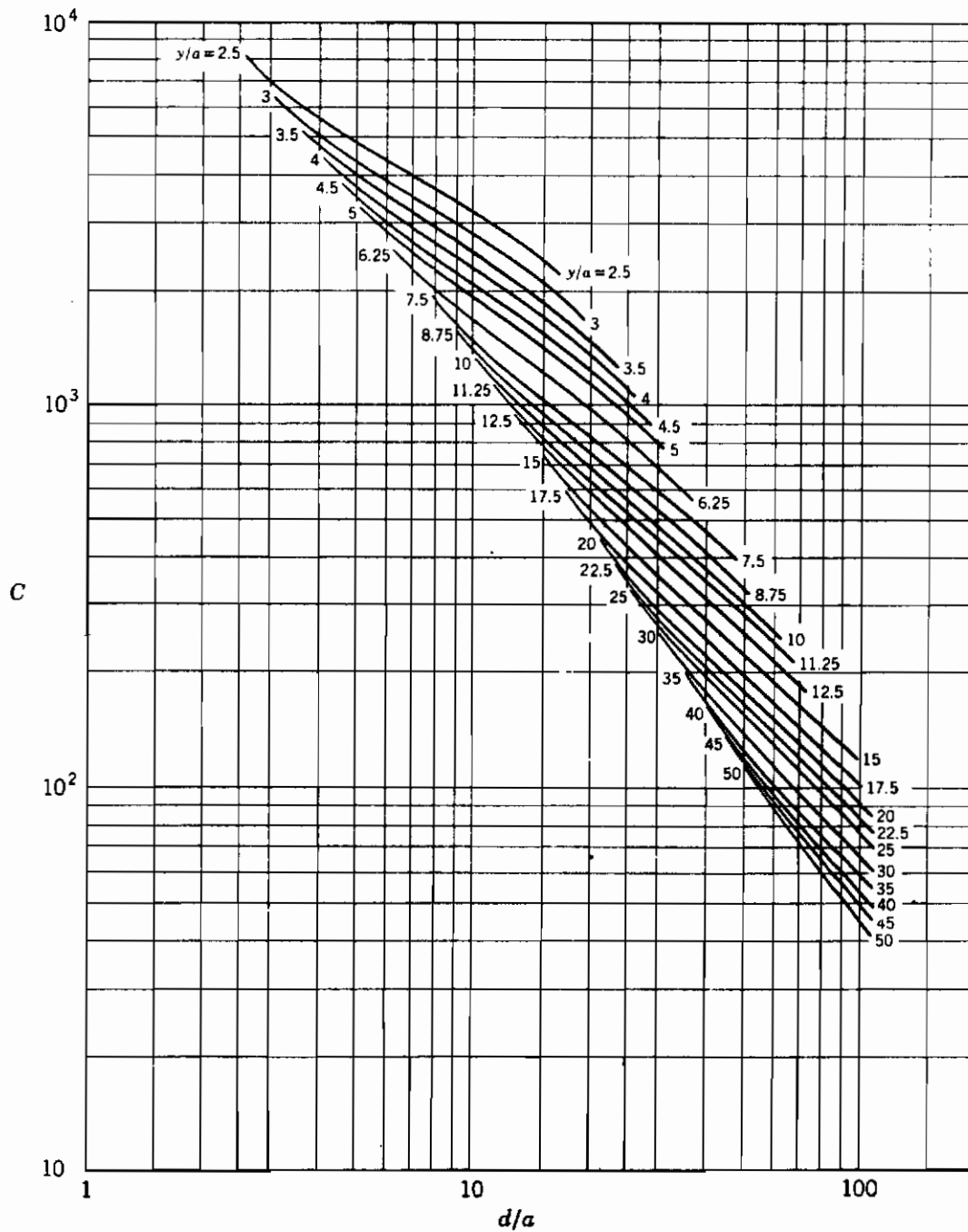
روش مورد استفاده خیلی ساده است و برای انجام آن تعداد وسایل کمی مورد نیاز است نحوه عمل به این ترتیب است که چاهکی در خاک تا زیر سطح آب زیر زمینی حفر می‌گردد.



شکل ۹-۵: منحنیهای ارنست (Ernst) برای حالتی که لایه غیرقابل نفوذ در کف چاهک قرار داشته باشد.  $dy/dt$  برحسب فوت در ثانیه و  $k$  برحسب فوت در روز است.

سپس اجازه داده می‌شود تا سطح آب در داخل چاهک با سطح آب زیرزمینی به حال تعادل درآید. آب داخل چاهک را پمپ کرده، سرعت بالا آمدن آب در چاهک اندازه‌گیری می‌شود. از این اندازه‌گیریها برای محاسبه هدایت هیدرولیکی استفاده می‌شود. برای این





شکل ۹-۶: منحنیهای ارنست (Ernst) برای حالتی که لایه غیرقابل نفوذ در عمق زیادی نسبت به کف چاهک قرار داشته باشد.  $dy/dt$  بر حسب فوت در ثانیه و  $k$  بر حسب فوت در روز است.

محاسبه به معادله‌ای نیاز است که هوگهات آیین معادله را ارائه داده است. باید در نظر داشت که بر روی معادله اولیه هوگهات اصلاحاتی صورت گرفته و برای ساده کردن محاسبات منحنیهای تهیه شده است (شکل‌های ۹-۵ و ۹-۶). در هر حال چون روشهای تجزیه و تحلیل هوگهات

می‌تواند برای سایر مسایل مربوط به جریان آب زیرزمینی کاربرد داشته باشد لذا بهتر است اصل و منشاء این روش بطور مفصل مورد بررسی قرار گیرد.

هوگهات دو فرمول به دست داد: یکی برای استفاده در مواردی که چاهک به یک لایه غیرقابل نفوذ منتهی می‌شود و فرمول دیگر برای مواردی که لایه غیرقابل نفوذ خیلی پایین‌تر از کف چاهک قرار دارد.

یکی از فرضیاتی که در استخراج این معادله در نظر گرفته شده این است که سطح ایستابی در طول مدت پمپاژ آب از چاهک تغییر نکند. البته این شرط برای مدت زمان کوتاهی بعد از پمپاژ صادق می‌باشد. ولی اگر عمل پمپاژ آب بطور متوالی ادامه داشته باشد این شرط حاصل نخواهد شد.

فرض دیگر هوگهات این بود که جریان آب از بدنه جانبی چاهک به داخل آن به‌طور افقی و از کف چاهک بطور عمودی و رو به بالا صورت می‌گیرد.

معادله هوگهات به صورت زیر به دست می‌آید. اگر فرض کنیم که حرکت آب از بدنه چاهک به درون آن بصورت افقی باشد، سرعت پرشدن چاهک از آب، با محیط دایره چاهک نسبت مستقیم و با سطح مقطع چاهک نسبت معکوس دارد هوگهات فرض کرد که سرعت بالا آمدن آب بر اثر جریان محیطی در زمان  $t$  باید به این صورت باشد که:

$$\frac{dy}{dt} = -k \frac{2\pi ad}{\pi a^2} \cdot \frac{y}{S} \quad (6)$$

ضریب ثابت  $S$  بستگی به  $a$ ،  $d$ ، و  $s$  داشته و به ارتفاع آب داخل چاهک در موقع اندازه‌گیری نیز بستگی دارد. هوگهات  $S$  را در یک آزمایش تحت کنترل به کمک یک استوانه شن تعیین نمود و پی برد که در معادله فرضی او مقدار  $S$  مطابق رابطه تجربی زیر بستگی به  $a$  (شعاع چاهک)، و  $d$  (فاصله سطح ایستابی از کف چاهک) دارد.

$$S = \frac{ad}{0.19}$$

که  $S$  دیمانسیون طول دارد. شرایط آزمایش انجام شده توسط هوگهات برای تعیین  $S$  طوری بوده است که به دلیل محدود بودن اندازه استوانه شن فقط تقریبی از شرایط صحرائی به دست می‌آید لذا هوگهات پیشنهاد می‌کند که با استفاده از ضریب  $0.19$  می‌توان دقتی در محدوده ۲۷ درصد مقدار واقعی به دست آورد (دقتی که وی آن را برای هدایت هیدرولیکی که مقدار آن از  $0.01$  تا بیش از  $1$  متر در روز تغییر می‌کند کافی تشخیص داد). ضریب  $0.19$  دارای

دیمنسیون طول است و باید فقط برحسب متر باشد. برای تبدیل به واحدهای دیگر طول، لازم است که ضرائب مناسب دیگری به کار برده شود. آب از کف چاهک نیز به سمت بالا حرکت می‌کند و فرض می‌شود که میزان جریان از کف چاهک بصورت زیر است.

$$\frac{dy}{dt} = -k \frac{\pi a^2}{\pi a^2} \cdot \frac{y}{S} = -\frac{ky}{S} \quad (7)$$

که در آن  $S$  همان مقدار ثابت قبلی است. اگر طرفین دو معادله ۶ و ۷ را با هم جمع کنیم خواهیم داشت که:

$$\frac{dy}{dt} = -\frac{2k}{aS} \frac{dy}{dt} - \frac{ky}{S} = -k \frac{2d+a}{aS} y \quad (8)$$

که عبارت است از سرعت بالا آمدن آب در چاهک در اثر جریان آب از کف و جدار آن. چنانچه از معادله ۸ بین دو حد  $y = y_0$  و  $y = y_1$  و  $t = 0$  و  $t = t$  انتگرال گرفته شود خواهیم داشت:

$$\ln \frac{y_0}{y_1} = k(2d+a) \frac{\Delta t}{aS} \quad (9)$$

یا اگر لگاریتم را بر مبنای ۱۰ در نظر بگیریم

$$k = \frac{2.3aS}{(2d+a)\Delta t} \log_{10} \frac{y_0}{y_1} \quad (10)$$

اگر چاهک تا لایه غیرقابل نفوذ حفر شده باشد در این صورت جریان آب از کف چاهک صفر شده و معادله ۱۰ به صورت زیر در می‌آید:

$$k = \frac{2.3aS}{2d\Delta t} \log_{10} \frac{y_0}{y_1} \quad (11)$$

چون  $S = ad/0.19$  است می‌توان آن را در معادلات بالا قرار داد لذا برای چاهکی که روی یک لایه غیرقابل نفوذ حفر شده باشد داریم که:

$$\begin{aligned} k &= \frac{2.3(a)^2 86,400}{(2) \cdot (0.19)} \frac{\log_{10} y_0/y_1}{\Delta t} \\ &= 523,000 a^2 \log_{10} \frac{y_0/y_1}{\Delta t} \end{aligned}$$

که در آن  $a$  شعاع چاهک برحسب متر و  $\Delta t$  زمان به ثانیه و  $k$  برحسب متر در روز می باشد . ضریب ۸۶۴۰۰ مربوط به تبدیل ثانیه به روز است .

مثالی در این زمینه به روشن شدن نحوه استفاده از معادله فوق در واحدهای متریک کمک می کند .

در شکل ۹-۴ داریم :

$$y_0 = 85 \text{ cm}$$

$$y_1 = 82 \text{ cm}$$

$$a = 3 \text{ cm}$$

$$\Delta t = 20 \text{ sec}$$

اگر مقادیر فوق را در معادله ۱۲ قرار دهیم خواهیم داشت :

$$k = 523,000 \left( \frac{3}{100} \right)^2 \frac{\log_{10}(85/82)}{20}$$

$$k = 0.358 \text{ m/day}$$

برای تبدیل متر در روز به اینچ در ساعت عدد فوق را می توان در ۱/۶۴ ضرب کرد .  
ارنست : ارنست مطالعات مفصلی بر روی جریان آب به داخل چاهک انجام داد و در ارتباط با آن گرافهایی را ارائه نمود که استفاده از آنها نسبت به فرمول هوگهات ساده تر است اگر مقادیر مربوط به مسأله فوق را پس از تبدیل به واحدهای انگلیسی روی گراف ببریم خواهیم داشت :

$$y/a = 83.5/3 = 27.8$$

$$d/a = 100/3 = 33.3$$

مقدار بالا آمدن آب ۳ سانتی متر یا ۰/۰۹۸۵ فوت است .

ابتدا مقدار  $d/a = 33/3$  را روی محور بالا و پایینی پیدا می کنیم و بین این دو خطی می کشیم تا منحنیهای مربوط به ۳۰ و  $y/a = 27.8$  را قطع کند . پس از پیدا کردن نقطه مناسب به روش انترپولاسیون یک خط افقی رسم می شود تا محور  $c$  را در نقطه  $C = 260$  قطع کند . در این صورت خواهیم داشت که :

$$k = C \frac{\Delta y}{\Delta t} = 260 \frac{0.0985 \times 12}{20 \times 24} = 0.64 \text{ in./hr}$$

و این رقم تقریباً " مساوی ۰/۵۹۶ یا ۰/۳۵۸×۱/۶۴=۰/۵۹۶ حاصله از فرمول هوگهات است .



شکل ۹-۷: اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک به روش چاهک

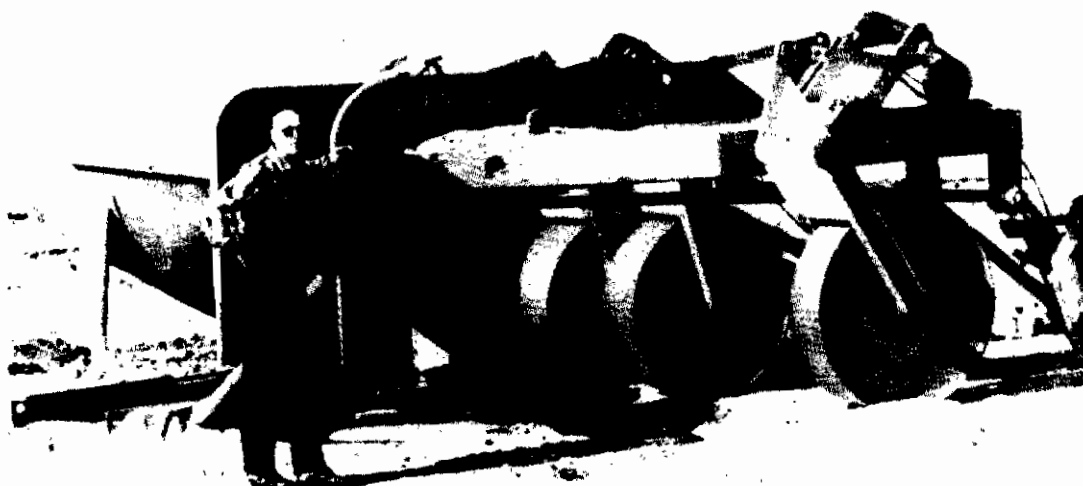
#### روش چاهکهای مضاعف چایلدز

چایلدز بجای یک چاهک روش چاهک مضاعف را برای خاکهای غیرلایه‌ای پیشنهاد کرده است. قطر این دو چاهک یک اندازه است و عمق آنها تا زیر سطح ایستابی نیز یکی است و در صورت وجود لایه غیرقابل نفوذ بهتر است چاهک تا رسیدن به این لایه گود شود. آب با دبی ثابت از یک چاهک پمپ و توسط یک لوله خرطومی به داخل چاهک دیگر ریخته می‌شود تا بین دو سطح آب در چاهکها اختلاف بارآبی کوچکی ایجاد گردد. اگر  $Q$  دبی پمپاژ،  $\Delta H$  اختلاف بارآبی بین دو چاهک،  $L$  طول قسمتی از چاهک که زیر سطح ایستابی قرار گرفته است،  $a$  شعاع هر چاهک و  $b$  فاصله بین مراکز دو چاهک باشد هدایت هیدرولیکی ( $k$ ) از فرمول زیر به دست می‌آید:

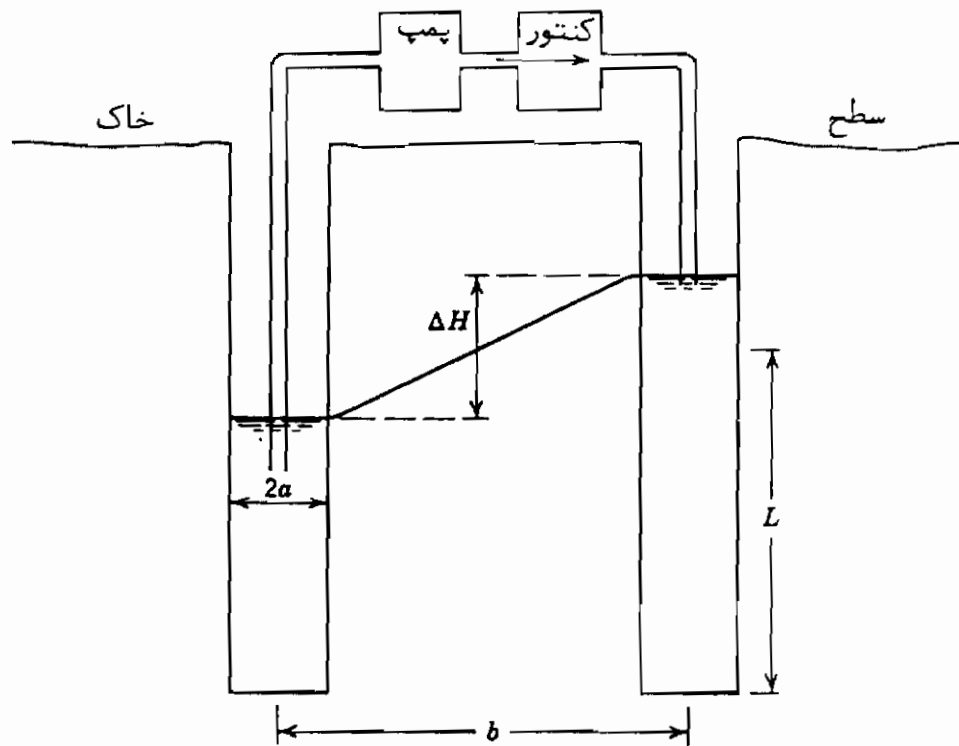
$$k = \frac{Q}{\pi L \Delta H} \cosh^{-1} \frac{b}{2a} \quad (۱۴)$$

این معادله در صورتی صادق است که کف چاهک روی لایه غیرقابل نفوذ قرار گرفته باشد. اگر چاهک به لایه غیرقابل نفوذ نرسد، برای در نظر گرفتن دبی ورودی به چاهک از کف، لازم است که تصحیح نهایی انجام شود. اثر کف چاهک را می‌توان به صورت معادل طول چاهک نیز در نظر گرفت و آن مقدار طولی از چاهک است که دبی حاصله از آن برابر دبی ورودی از کف چاهک است و مقدار آن بستگی دارد به عمق آن تا لایه غیرقابل نفوذ و همین‌طور اندازه چاهک.

برای اندازه چاهک‌هایی که چایلدز مورد آزمایش قرار داده پیشنهاد کرده است که ۲۰ سانتی‌متر به عنوان تصحیح نهایی به عمق اندازه‌گیری افزوده شود علاوه بر این جریان آب از منطقه نوار موینه‌ای باعث گسترده‌تر شدن منطقه جریان موثر بین دو چاهک می‌گردد. بار دیگر یادآور می‌شود که امکان جبران این جریان با افزایش طول موثر چاهک وجود دارد. گرچه امکان برآورد نوار موینه‌ای در صحرا و قراردادن نصف ضخامت نوار موینه‌ای به عنوان تصحیح وجود دارد ولی معمولاً "افزایش ۵ سانتی‌متر به طول  $L$  کافی به نظر می‌رسد.



شکل ۹-۸: گاواهن مخصوص برای شکستن لایه‌های خاک



شکل ۹-۹: روش چاهکهای مضاعف چایلدز

#### روش لوله با حفره انتهایی

کرکهام پیشنهاد کرده است که لوله‌ای در خاک فرو برده شود خواه در انتهای لوله حفره‌ای باقی بماند یا خیر بطوری که تا زیر سطح ایستابی امتداد یابد. سپس خاک داخل لوله را با مته خارج کرده، به آب زیرزمینی فرصت داده شود تا به حالت تعادل درآید. برای اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی خاک باید آب لوله با پمپ خارج شود. سرعت بالا آمدن آب در لوله را می‌توان با استفاده از فرمولهای مربوطه که توسط کرکهام ارائه شده است اندازه‌گیری و از روی آن مقدار هدایت هیدرولیکی خاک را به دست آورد.

معادله‌ای که کرکهام پیشنهاد کرده به صورت زیر است:

$$k = \frac{\pi r^2 \ln(y_0/y_1)}{S(t_2 - t_1)} \quad (15)$$

$$k = \frac{M}{Sy}$$

در این معادله:

$k$  = ضریب هدایت هیدرولیکی .

$y_0$  = فاصله سطح ایستابی از سطح آب در لوله در زمان  $t_1$  .

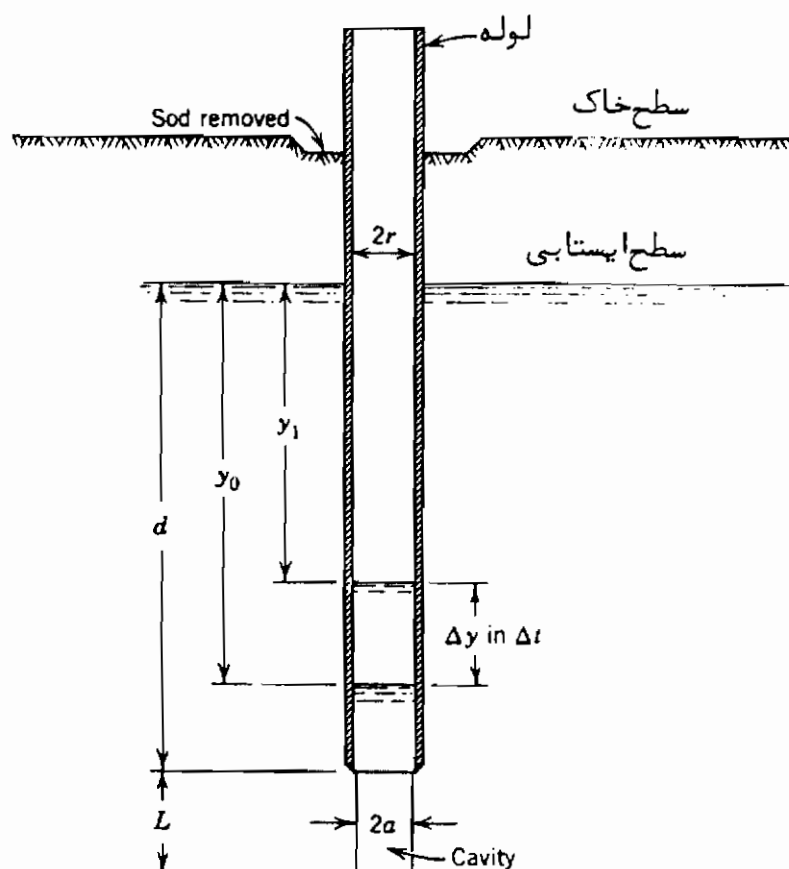
$y_1$  = فاصله سطح ایستابی از سطح آب در لوله در زمان  $t_2$  .

$r$  = شعاع لوله .

$t_2 - t_1$  = مدت زمانی که سطح آب از  $y_0$  به  $y_1$  می‌رسید .

$S$  = ضریبی است که می‌توان آن را با استفاده از مدل‌های الکتریکی به دست آورد .

معادله فوق برای استفاده از لوله‌ای با حفره انتهایی یا بدون حفره انتهایی مورد استعمال دارد . نحوه عمل این روش در مزرعه بدین‌گونه است که چاهکی با قطر کمی کمتر از قطر لوله توسط حفر شود سپس با تکنیک خاصی که فشرده‌گی را به حداقل می‌رساند لوله را به داخل چاهک فرو می‌کنند .



شکل ۹-۱۰: روش لوله با محفظه انتهایی

پس از ثابت شدن سطح آب لوله‌ای خرطوم‌می را که به یک پمپ وصل شده به داخل لوله فرو کرده، آب آن را پمپاژ می‌کنند . هدف از پمپاژ که گاهی اوقات لازم است چندین دفعه تکرار گردد از بین بردن فشرده‌گی خاک در جدار حفره می‌باشد . آب نفوذی به داخل حفره



خلل و فرج خاک را باز می‌کند. بعد از آن که اثر فشردگی خاک به حداقل رسانیده شد (ممکن است با بررسی نتایج حاصله از آزمایش در یک چاهک و مشاهده یکنواختی نتایج کنترل شود) به آب فرصت داده می‌شود تا در لوله بالا آید و سرعت بالا آمدن به کمک یک عمق یاب الکتریکی و زمان سنج تعیین می‌شود. اگر اندازه‌گیری در موقعیتی صورت گیرد که سطح آب در لوله از نصف فاصله تا سطح ایستابی کمتر باشد (اندازه‌گیری نسبت به انتهای لوله صورت می‌گیرد) شکل ساده شده معادله ۱۵ را می‌توان برای محاسبه به کار برد:

فرمولی که در زیر ارائه می‌شود فقط برای زمانی صادق است که لوله ۲ اینچی در انتهای آن حفره‌ای به قطر  $\frac{15}{16}$  و طول ۴ اینچ وجود داشته باشد. با داشتن  $S = 17 \text{ inch}$  خواهیم داشت که:

$$k = 655 \frac{\Delta y}{\Delta t} \frac{1}{\text{average head}}$$

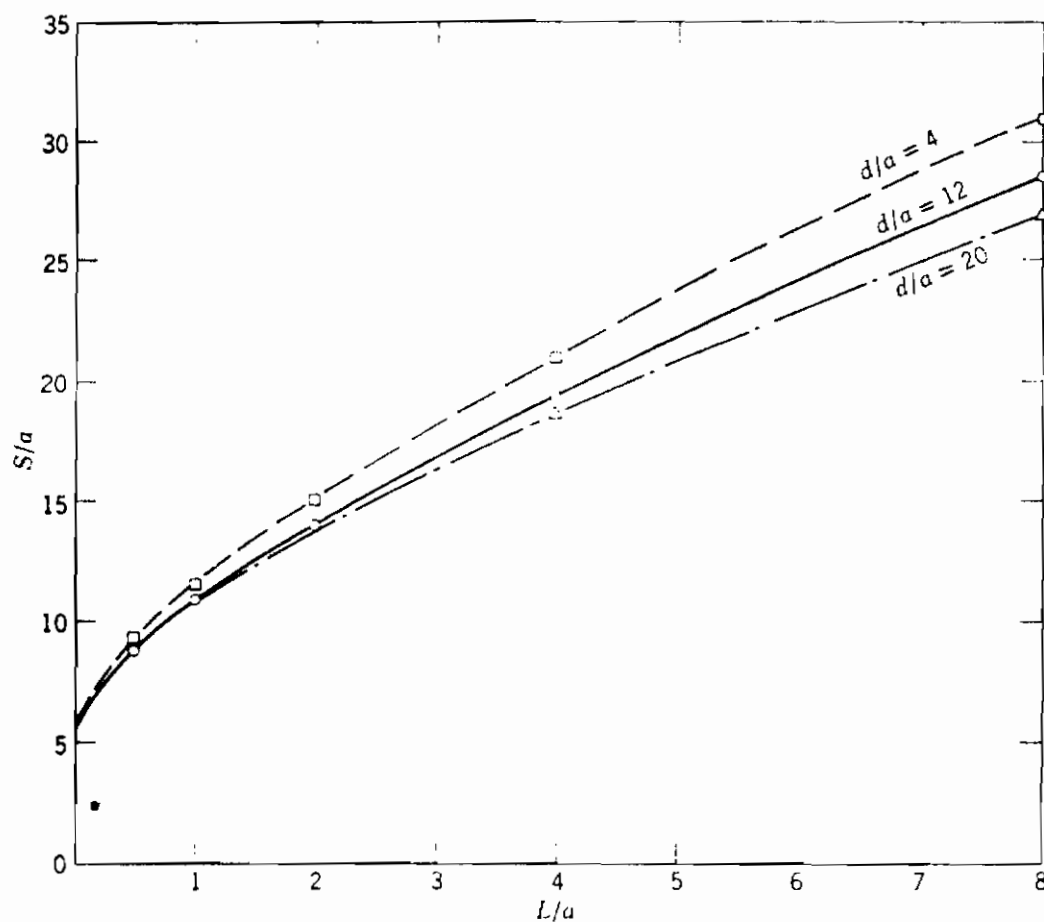
تمام اندازه‌گیریها بر حسب فوت و ثانیه است و  $k$  اینچ در ساعت به دست می‌آید.

اندازه‌گیری ضریب هدایت هیدرولیکی در صحرا  
در شرایطی که سفره آب زیرزمینی وجود نداشته باشد

روش پمپاژ به داخل چاه کم عمق

دفتر عمران امریکا روش پمپاژ به داخل چاه کم عمق را برای تحقیقات مربوط به نقاطی که در آنها سفره آب زیر زمینی وجود ندارد توصیه کرده است. اساس این روش عبارت است از اندازه‌گیری حجم جریان که به صورت افقی وارد چاهی می‌شود که سطح آب در آن بوسیله یک شیر شناور ثابت نگه داشته شده است. هدایت هیدرولیکی افقی که با این روش تعیین می‌گردد متوسطی است از تمام عمق چاهکی که مورد آزمایش قرار گرفته ولی بطور عمده نشان دهنده نفوذپذیری لایه‌هایی است که نفوذپذیری آنها بیشتر است.

چاهکی را با دست تا عمق مورد نظر حفر کرده سپس برای ثابت نگه داشتن ارتفاع آب در چاهک دستگاه شناوری در آن نصب می‌گردد. این دستگاه شناور توسط کابلی به یک مخزن ذخیره مدرج واقع بر روی سکویی در کنار چاه وصل می‌شود. سپس چاهک را تا سطح دریچه شناور پر آب کرده، سطح آب به وسیله این دریچه ثابت نگه داشته می‌شود. موقعی که تمام قسمت‌ها به خوبی کار کند زمان و عدد روی مخزن ثبت می‌شود. سپس در هر موقع دیگر که چاهک مورد بازدید قرار گیرد زمان و عدد روی مخزن ثبت و آب به داخل چاهک اضافه می‌شود.



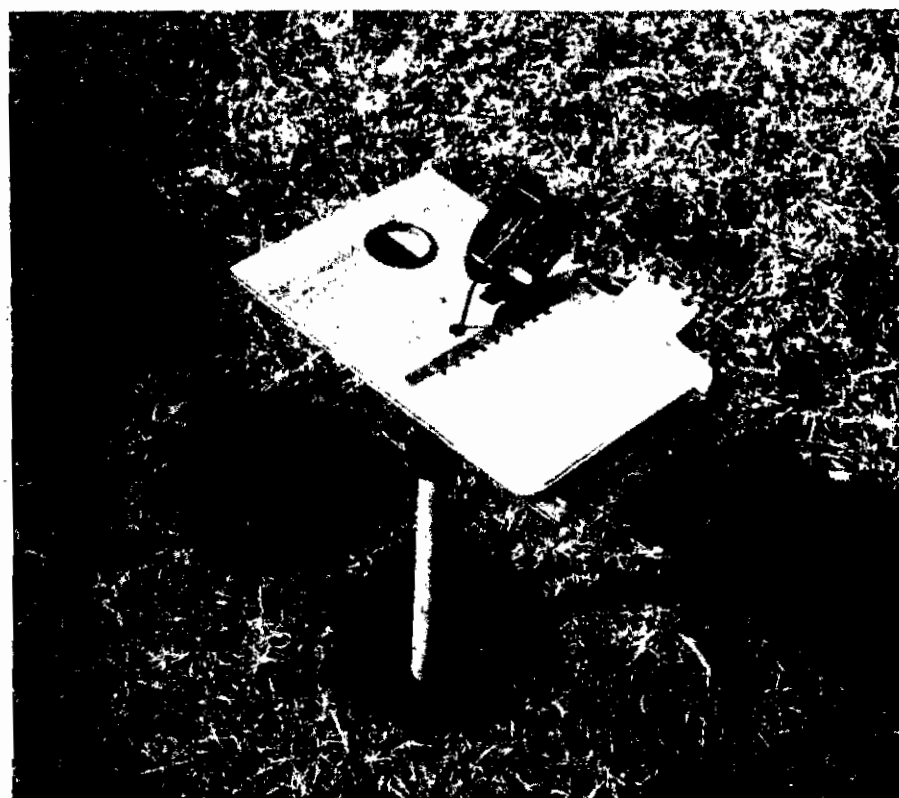
شکل ۹-۱۱: ضریب شکل در روش لوله با حفره انتهایی برای تعیین ضریب هدایت هیدرولیکی



شکل ۹-۱۲: نصب لوله برای اندازه‌گیری نفوذپذیری خاک با روش لوله و حفره انتهایی

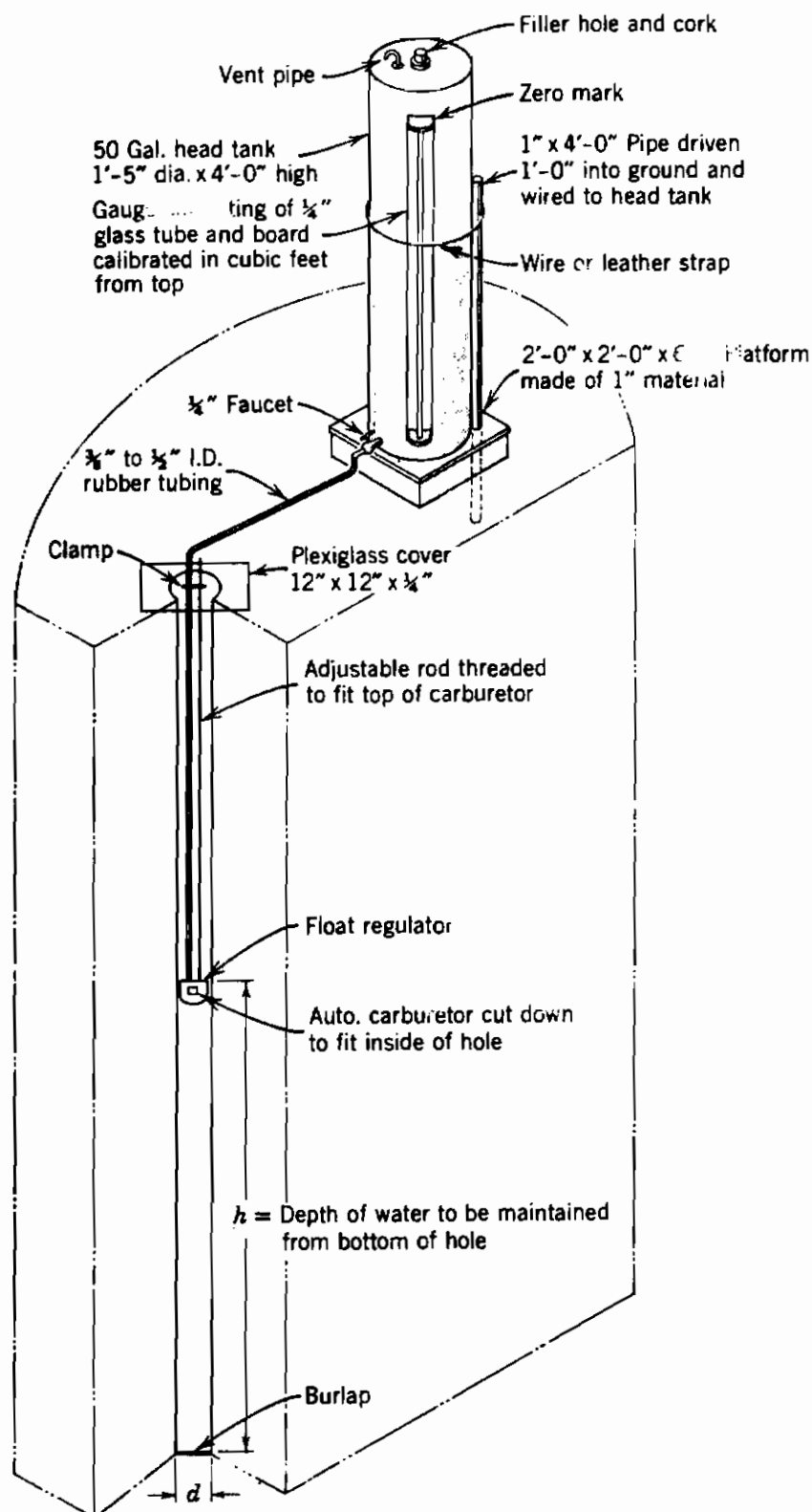


شکل ۹-۱۳: پمپاژ آب از لوله برای اندازه‌گیری نفوذپذیری باروش لوله و حفره انتهایی



شکل ۹-۱۴: اندازه‌گیری سرعت بالا آمدن آب

اگر تغییرات دمای آب بیش از ۲ درجه سانتیگراد باشد، باید برای در نظر گرفتن لزجت آب ضریب تصحیح به کار برده شود.



شکل ۱۵-۹: تجهیزات مورد لزوم برای روش پمپاژ در چاه کم عمق

آزمایش باید تا اشباع کامل مواد اطراف چاهک و ثابت شدن دبی آب از مخزن (تانک) ادامه یابد و بعد از هر بازدید نفوذپذیری محاسبه گردد. وقتی که نفوذپذیری در مدت ۲۴ ساعت نسبتاً ثابت بماند می‌توان فرض کرد که پیرامون چاهک اشباع شده است.

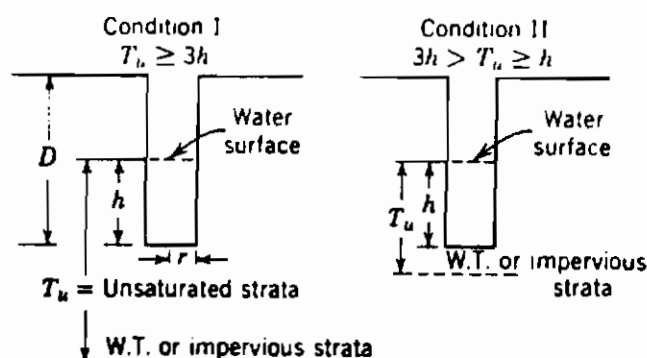
$D = 6.0$  total depth of hole (feet)

$r = 0.167$  radius of hole (feet)

W.T. or impervious strata = 7.0 depth below ground surface (feet)

$T_u = 4.5$  depth of W.T. or impervious strata from surface of water maintained (feet)

$h = 3.5$  depth of water maintained from bottom of hole (feet)



G.S.	Log of hole
SL	0'-2' Lt. br. sandy loam, friable, nonsticky.
SCL	2'-7' Lt. grayish brown sandy clay loam, friable, slight stickiness, damp at about 7'. Fair permeability. Slight compaction at 6' to 7'.
WT 7.2'	
SL	7'-10' Lt. brown sandy loam, friable, good permeability, nonsticky.

Initial		Final		Time min	Tank reading Cu ft		Q cubic ft/min	Temp of water °C	Viscosity of water Centipoise	Adj Q cubic ft/min	Hydr cond in./hr
Date	Time	Date	Time		Initial	Final					
10- 8-58	0800	10- 8	1100	180	0	6.12	0.034				
10- 8-58	1100	10- 8	1400	180	0	5.97	0.033				
10- 8-58	1400	10- 8	1800	240	0	6.00	0.025				
10- 9-58	1800	10- 9	0530	690	0	12.41	0.018				
10- 9-58	0530	10- 9	1130	360	0	6.82	0.019	16	1.1111	0.019	0.90
10- 9-58	1130	10- 9	1800	390	0	7.65	0.020	19	1.0299	0.019	0.90
10- 9-58	1800	10-10	0530	690	0	12.10	0.018	13	1.2028	0.020	0.95
10-10-58	0530	10-10	1130	360	0	6.63	0.018	15	1.1404	0.019	0.90

Remarks: No trouble with apparatus, assumed test satisfactory and results reliable.

Calculation:  $h = 3.5$  (ft)

$r = 0.167$  (ft)

$T_u = 4.5$  (ft)

$h/r = 20.96$

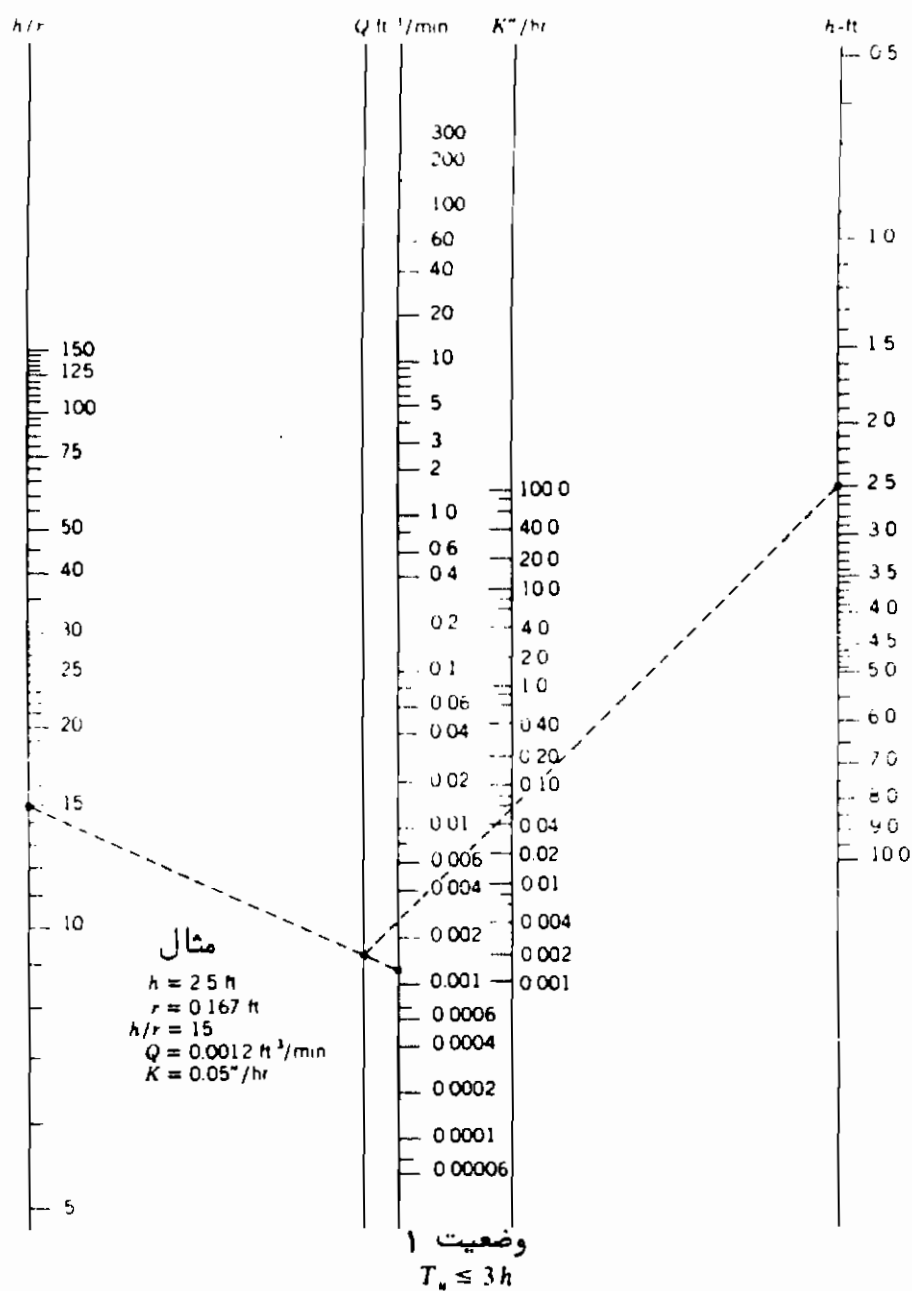
(Use Condition II):  $\frac{h}{T_u} = 0.78$

$K = 0.90$ "/hr

$Q = 0.019$  ft<sup>3</sup>/min

شکل ۹-۱۶: روش محاسبه در آزمایش نفوذپذیری

یکی از معایب عمده این روش اینست که به‌زمان ۲ الی ۶ روز و مقدار قابل ملاحظه‌ای لوازم نیاز دارد. همچنین مقدار نسبتاً زیادی آب مورد احتیاج است مخصوصاً اگر نفوذپذیری مواد بیش از ۲-۳ اینچ در ساعت باشد.



شکل ۹-۱۷: گراف مورد استفاده در تعیین هدایت هیدرولیکی به روش پمپاژ در چاه کم عمق.

روش نفوذسنجی (هدایتسنجی)

بعد از انتخاب محل مناسب، چاهی به ابعاد ۴×۴ فوت و تا عمقی که ۳ اینچ داخل لایه مورد نظر قرار می گیرد حفر می شود. سه اینچ انتهایی موقعی حفر می شود که لوازم برای نصب

آماده باشد. لوازم کار عبارتند از یک استوانه ۱۸ اینچ که در وسط این چاه نسبتاً بزرگ تا عمق ۶ اینچ داخل خاک فرو می‌رود. برای جلوگیری از شسته شدن خاک در حین انجام آزمایش لایه‌ای از شن نفوذپذیر و تمیز به ضخامت یک اینچ بطور یکنواخت روی سطح خاک داخل استوانه پخش می‌شود.

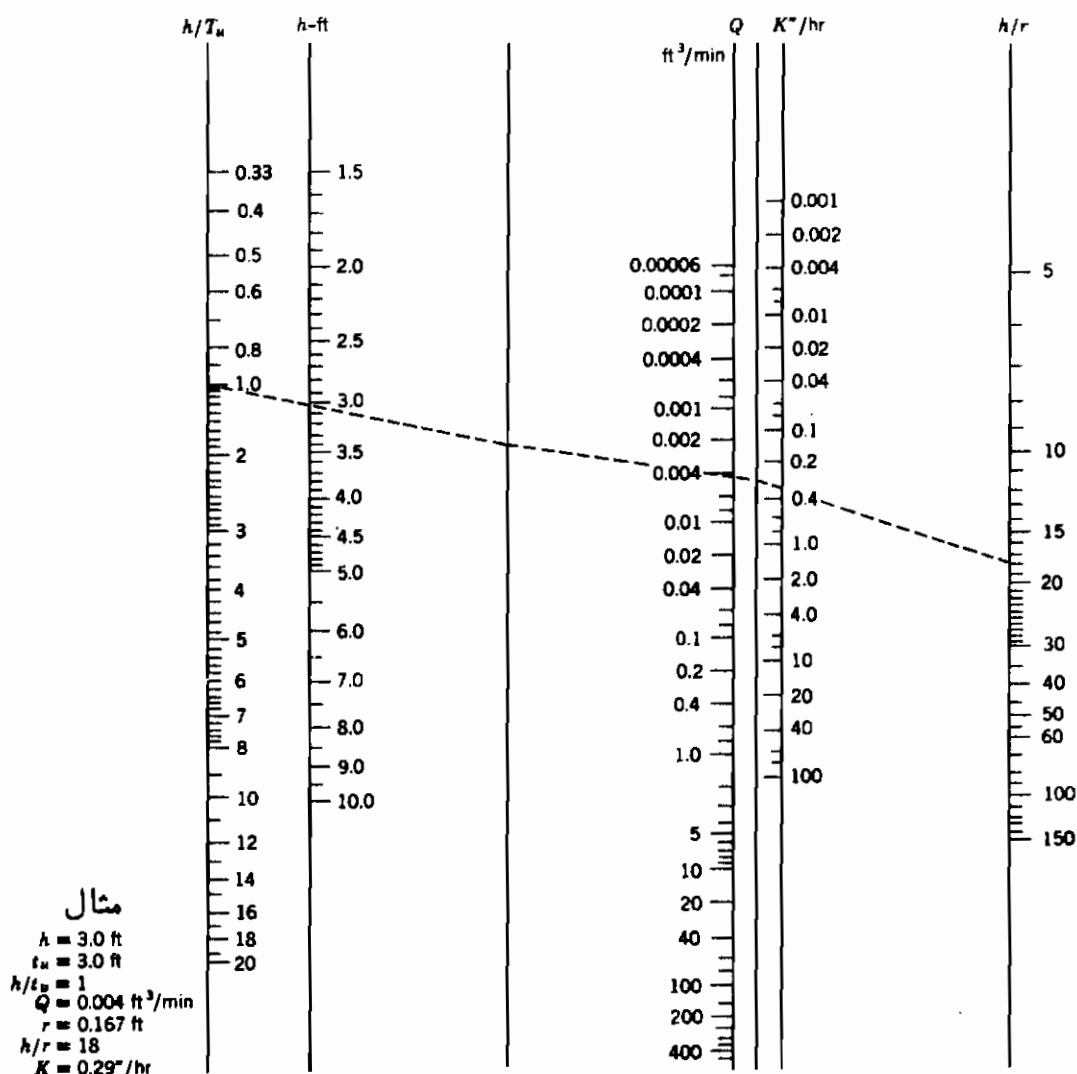
دو پیزومتر ۱۸ اینچی مقابل همدیگر و در دو طرف استوانه به فاصله ۳ الی ۴ اینچ از آن طوری نصب می‌شود که ۹ اینچ آن زیر خاک قرار گیرد. طرز نصب آنها به این ترتیب است که ۲ الی ۳ اینچ به داخل خاک فرو می‌رود سپس با مته محتوی آنها خالی می‌شود. این عمل آنقدر ادامه می‌یابد تا عمق ۹ اینچ از خاک خالی شود. سپس حفره‌ای به عمق ۴ اینچ در انتهای پیزومتر ایجاد نموده و با شن نرم و تمیز پر می‌کنند.

دو تانسیموتر نیز که کالیبره و آزمایش شده‌اند مقابل هم و در دو طرف استوانه به فاصله ۳-۴ اینچ از آن طوری نصب می‌گردد که خط اتصال آنها بر خط اتصال دو پیزومتر عمود باشد. سپس برای تأمین بار ثابت ۶ اینچ، دریچه شناوری در استوانه بزرگ نصب می‌شود این دریچه با یک لوله پلاستیکی  $\frac{3}{8}$  اینچی به مخزن تأمین بار فشار متصل می‌گردد. زمانی که تانسیموتر صفر را نشان می‌دهد آبی در پیزومتر وجود نداشته و نشان دهنده این است که آب با دبی ثابتی در داخل لایه ۶ اینچی مورد آزمایش در حرکت است در این جا می‌توان فرض کرد که شرایط قانون دارسی حاکم می‌باشد. جریان آب در داخل خاک سیلندر بصورت جریان شعاعی در می‌آید و می‌توان با استفاده از قانون دارسی آن را محاسبه کرد.

#### روش نفوذ در حوضچه

برای رفع اشکال مربوط به فشردگی خاک که اصولاً در نمونه‌های دست نخورده به وجود می‌آید توصیه شده است که آزمایش نفوذپذیری روی سطح وسیعی از خاک انجام گردد. حوضچه‌ای به قطر حدود ۴۰۰ سانتی‌متر که پیرامون آن با خاک بصورت پشته درآمده و از آب پر شده باشد برای این منظور توصیه شده است. حوضچه‌های دایره‌ای بر نوع مستطیلی آن رجحان دارد زیرا تلفات ناشی از نفوذ جانبی به‌ازای سطح حوضچه در یک شکل دایره‌ای کمتر از مستطیل است. پس از آنکه آب به اندازه کافی وارد حوضچه گردید تا این که خاک تا عمق لایه مورد نظر یعنی لایه‌ای که قرار است نفوذپذیری آن تعیین شود خیس گردد. افت سطح آب در حوضچه بدون این که آبی به داخل آن ریخته شود ثبت می‌گردد. سرعت افت سطح آب بستگی به توانایی خاک در عبور آب آبیاری یا آب زه‌کشی از لایه به اصطلاح غیرقابل نفوذ دارد. با توجه به این که در این مورد جریان تقریباً بطور کامل تحت تأثیر نیروی ثقل

است مقدار شیب هیدرولیکی یک می‌شود و هدایت هیدرولیکی با استفاده از حالت ساده معادله داری، که در آن شیب هیدرولیکی واحد فرض می‌شود، محاسبه می‌گردد.



وضعیت ۲

$$3h > T_u \geq h$$

$$K = 720 \left[ \frac{3 \log_e \frac{h}{r} Q}{\pi h (h + 2t_u)} \right]$$

شکل ۹-۱۸ گراف مورد استفاده در تعیین نفوذپذیری به روش پمپاژ در چاه کم عمق.



### مسائل

۱ - در خاکی حفره‌ای برای اندازه‌گیری هدایت هیدرولیکی آن با روش چاهک حفر گردیده است اطلاعات به دست آمده به شرح زیر می‌باشد .

$$a = 3 \text{ سانتی متر}$$

$$y_0 = 85 \text{ "}$$

$$y_1 = 82 \text{ "}$$

$$\text{زمان} = 44 \text{ ثانیه}$$

$$d = 100 \text{ سانتی متر}$$

اگر لایه غیرقابل نفوذ در کف چاهک قرار گرفته باشد مقدار  $k$  را با استفاده از فرمول هسگهات و گرافهای ارنست محاسبه کنید .

۲ - با استفاده از یک نفوذسنج با بار متغیر و یک لوله شیشه‌ای به قطر داخلی  $3/5$  میلی‌متر اطلاعات زیر جمع‌آوری شده است :

اختلاف بار از  $15$  سانتی‌متر تا  $5$  سانتی‌متر

زمان افت -  $10$  ثانیه

درجه انحراف آب  $69$  درجه فارنهایت

هدایت هیدرولیکی این خاک بر حسب سانتی‌متر در ساعت چقدر است ؟

نفوذسنج از نوع  $A$  و قطر داخلی آن  $2$  اینچ و طول آن  $51/2$  اینچ می‌باشد . به علت صعود مویینه‌ای باید بارهای فشار تصحیح شود .

۳ - لوله‌ای به قطر داخلی  $1 \frac{7}{8}$  اینچ طوری در خاک نصب گردیده است که به اندازه  $2$  فوت زیر سطح ایستابی قرار می‌گیرد . حفره‌ای به طول  $4$  اینچ زیر انتهای لوله ایجاد شده است برای صعود آب از نقطه‌ای به فاصله  $5/8$  اینچ از انتهای لوله به نقطه دیگر به فاصله  $6$  اینچ از انتهای لوله  $20$  ثانیه وقت لازم است .

هدایت هیدرولیکی چقدر است ؟

قطر داخلی حفره  $1 \frac{3}{4}$  اینچ .

## مآخذ

- Aronovici, V. S. 1947. The mechanical analysis as an index of subsoil permeability. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, **11**:137-141.
- Beers, W. J. F. van, 1958. *The Auger-Hole Method*. Bull. 1. Int. Inst. for Recl. and Imp. Wageningen, The Netherlands.
- Bradshaw, G. B., and W. W. Donnan. 1950. *A falling Head Permeameter for Evaluating Permeability*. U.S. Dept. Agr. Soil Cons. Serv. Mimeograph.
- Childs, E. C., and N. Collis-George. 1950. The permeability of porous materials *Proc. Roy. Soc. (London)*, **A201**:392-405.
- Fair, G. M., and Hatch, L. P. 1933. Fundamental factors governing the streamline flow of water through sand. *J. Am. Water Works Assoc.*, **25**:1551-1665.
- Fireman, M. 1944. Permeability measurements on disturbed soil samples. *Soil Sci.*, **58**:337-353.
- Kirkham, Don. 1946. Proposed method for field measurement of permeability of soil below the water table. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, **10**:58-68.
- Kirkham, Don. 1955. Measurement of the hydraulic conductivity of soil in place. Symposium on Permeability of Soils. *Am. Soc. Testing Mater. Spec. Tech. Pub.*, **163**:80-97.
- Kirkham, Don. 1958. Theory of seepage of water into an auger hole above an impermeable layer. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, **22**:204-208.
- Kirkham, Don, and C. H. M. van Bavel. 1949. Theory of seepage into auger holes. *Soil. Sci. Soc. Am. Proc.*, **13**:75-82.
- Kozeny, J. 1927. Ueber capillare Leitung des Wassers im Boden. *Sitzungsber. Wien. Akad. Wissensch.*, **136(2a)**:271-306.
- Luthin, J. N., and D. Kirkham. 1949. A piezometer method for measuring permeability of soil *in situ* below a water table. *Soil Sci.*, **68**:349-358.
- Marshall, T. J. 1957. Permeability and the size distribution of pores. *Nature*, **180**:664-665.
- Maasland, M., and H. C. Haskew. 1957. The auger hole method of measuring the hydraulic conductivity of soil and its application to tile drainage problems. 3rd Cong. Intl. Comm. Irrig. and Drainage. R. 5, *Questions*, **8**:8.69-8.14.
- Neal, J. H. 1934. Proper spacing and depth of tile drains determined by the physical properties of the soil. *Minnesota Agr. Exp. Sta. Tech. Bull.* 101.
- Smiles, D. E., and E. G. Youngs. 1965. Hydraulic conductivity determinations by several field methods in a sand tank. *Soil Sci.* **99**:83-87.
- Wenzel, L. K. 1942. Methods for determining permeability of water bearing materials. *U.S. Geol. Surv., Water Supply Paper* 887.
- Winger, R. J. 1960. *In-place Permeability Tests and their Use in Subsurface Drainage*. Int. Comm. of Irrigation and Drainage, Madrid.

## فصل دهم

### فاصله و عمق زه کشها

در تئوریهای زه کشی، جریان آب در داخل یک سیستم ایده آل خاک و آب مورد بررسی قرار می گیرد. برای رسیدن به یک راه حل ریاضی معمولاً "مسائل واقعی که در مزرعه وجود دارد بصورت ساده ای ارائه می شود. شرایط خاک در مزرعه بی شمار است و تئوریهای زه کشی فقط تقریبی از شرایط واقعی را به دست می دهد. قبل از کاربرد هرگونه تئوری در مورد مسائل صحرایی خاص باید فرضیاتی که برای استخراج آن تئوری شده است در نظر گرفته شود. سپس این فرضیات که در تئوری به کار رفته است با شرایط مساله مورد مقایسه قرار گیرد. در بسیاری موارد فرضیات دقیقاً با شرایط صحرایی مطابقت ندارد. بنابراین لازم است یک نوع داوری در استفاده از تئوری صورت گیرد. در بعضی موارد تئوری بخوبی صادق است و می تواند در محاسبه عمق و فواصل زه کشها مورد استفاده قرار گیرد. در موارد دیگر هم تئوری فقط از نظر تخمین اولیه طراحی مفید است. بهر حال معادلات زه کشی از نظر حل مسائل کمک بزرگی است و می تواند بوسیله افراد غیر متخصص و بدون تجربه نیز مورد استفاده قرار گیرد.

علاوه بر فواصل زه کشها با بررسی تئوریهای زه کشی به نتایج عملی دیگری نیز می توان دست یافت، نتایجی که به هیچ نوع دیگر، رسیدن به آنها ممکن نیست. به کمک این نتایج می توان در حل مسأله به استدلالهایی رسید که یک تئوری خاص مستقیماً آن را به دست نمی دهد. همان طور که در بالا گفته شد مسائل زه کشی که در صحرا اتفاق می افتد بسیار متنوع است. لازم است شرایط عمده منطقه انتخاب گردد و تئوری مناسب با آن شرایط به کار برده شود. هدف از سیستم زه کشی ایجاد زه کشهای مزرعه است ولی برای انجام این هدف باید موارد دیگری از قبیل نیاز به زه کش اصلی و وجود آب برای رشد گیاهان در طی ماههای تابستان که مقدار بارندگی کم است، نیز در نظر گرفته شود. در بررسی مسائل مربوط

به مناطق مرطوب، هلندیها پیشگامان توسعه و تکنیکها و روشهایی هستند که در این تحلیلها به کار برده می شود. بسیاری از این روشها هنوز در حال تکامل است. در این جا فقط روشهایی که به اثبات رسیده توضیح داده خواهد شد. مسلماً در آینده تکنیکهای دقیق تری به وجود خواهد آمد، ولی با روشهایی که در این جا ذکر می شود می توان مسائل را در حد تقریب قابل قبول حل کرد.

در مناطق تحت آبیاری، دفتر عمران اراضی امریکا پیشقدم تجزیه و تحلیل مسائل زهکشی بوده است. گرچه نوع مساله در مناطق تحت آبیاری با مناطق مرطوب متفاوت است ولی از نظر روشهای تحلیل بین آن دوشباهت زیادی وجود دارد.

در حل مسائل زهکشی مساعی دکتر هوگهات در هلند حایز اهمیت است. وی حالت تعادل بین بارندگی و سطح سفره آب را در نظر گرفت و مسأله ای را که حل کرد کلاً "به شرح زیر است. در شرایطی که مقدار بارندگی، نفوذپذیری خاک و فاصله و عمق زهکشها مشخص باشد میزان بالا آمدن سطح ایستابی چقدر خواهد بود؟ هم چنین لازم است عمق لایه ای که از جریان پایین رونده آب جلوگیری به عمل می آورد مشخص باشد. اگر زهکشها نصب شده باشد، سطح آب تا زمانی بالا می آید که مقدار جریان آب به داخل زهکشها درست معادل مقدار باران یا آب باشد که از سطح خاک به داخل آن نفوذ می کند. در این هنگام گفته می شود که سطح سفره آب با آب آبیاری یا بارندگی در حالت تعادل است. مساله این است که باید موقعیت سطح سفره آب در هنگام تعادل مشخص گردد. وضعیت سطح سفره آب به عوامل زیر بستگی دارد.

۱ - شدت بارندگی یا آبی که به صورت آبیاری وارد می شود.

۲ - ضریب هدایت هیدرولیکی خاک.

۳ - عمق و فواصل بین زهکشها.

۴ - عمق لایه غیر قابل نفوذ.

معمولاً برای ساده شدن محاسبات ریاضی از عوامل دیگر از قبیل جذب آب توسط گیاهان، تراوش عمقی، لایه ای بودن خاک و غیره صرف نظر می شود.

در تجزیه و تحلیل ریاضی مساله، فرضیات بالا در نظر گرفته شده و بدین وسیله ارتفاعی که آب تحت شرایط خاص بالا خواهد آمد، محاسبه می شود. پس از تعیین ارتفاع سطح سفره آب لازم است مشخص شود آیا هیچ گونه صدمه ای به گیاه و خاک وارد خواهد آمد یا خیر؟

در هلند به منظور تعیین اهمیت جنبه های کنترل سطح آب در رشد گیاه اندازه گیریها و مشاهدات صحرایی زیادی صورت گرفته است. دو گروه عوامل از نظر اندازه گیری حائز اهمیت می باشد. اولاً لازم است سطح سفره آب در طی ماههای زمستان بحدی پایین نگه داشته

شود که مانع رشد گیاه نشود. در هلند حداکثر بارندگی در فصل زمستان بوده و زهکشها به منظور پایین آوردن سطح سفره آب به کار برده می شود که عمق آنها بستگی به خاک و گیاهی دارد که در آن رشد می کند. "ثانیا" در طی ماههای تابستان کمبود بارندگی بخصوص در لایه سطحی خاک مشهود است. در این زمان باید سطح سفره آب بالا نگهداشته شود تا احتیاجات گیاه تامین گردد. در ماههای تابستان جریان آب در زهکشها برعکس است و آب از آنها به خارج مزرعه جریان پیدا می کند.

در قسمتهای بعدی این فصل روشهای دیگر توسعه تئوریهای زهکشی مورد بررسی قرار می گیرد. مساله جریانهای ماندگار که در بالا تشریح شد با موفقیت توسط دکتر هوگهات در هلند و دکتر دان کرکهام در ایالات متحده به کار برده شده و منجر به پیدایش تئوریهای زهکشی شده است. در ابتدا تئوری دکتر هوگهات تشریح می شود. این تئوری بر اساس فرضیاتی است که کرکهام از کاربرد آنها خودداری نموده است. البته تئوری هوگهات نیاز به ریاضیات مقدماتی داشته و از مزیت ساده بودن برخوردار است حال آنکه در روش کرکهام ریاضیات پیشرفته به کار برده شده است و برای حل آن نیاز به توابع پیچیده ریاضی است.

### معادله هوگهات برای سطح ایستابی در حالت تعادل با بارندگی یا آب آبیاری

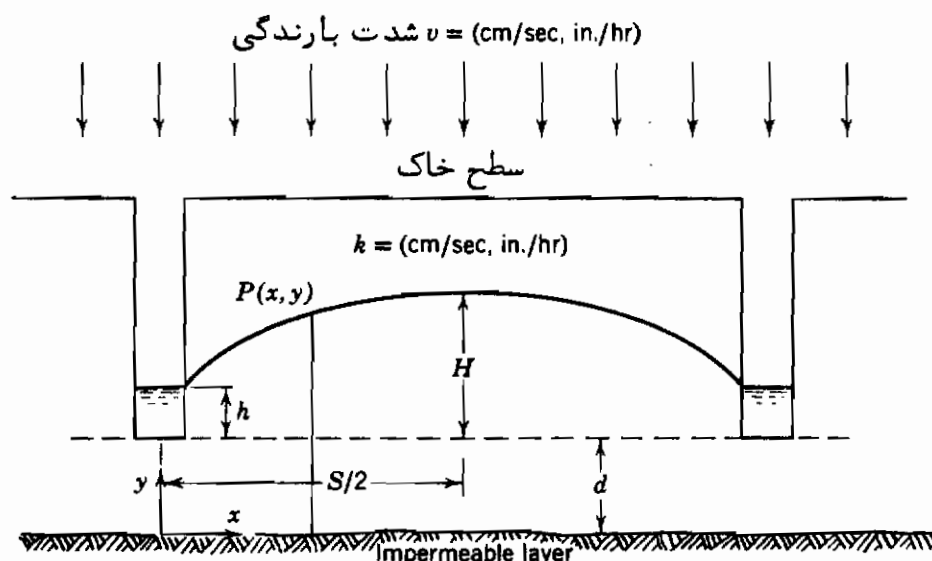
مساله ای که به وسیله هوگهات ارائه شده است در شکل ۱۰-۱ نشان داده شده است. در این مورد خاک همگن با قابلیت نفوذ مشخص روی لایه ای غیر قابل نفوذ قرار گرفته است. فرض می شود خاک به وسیله یک سری نهرهای موازی زهکشی شود. نشان داده خواهد شد که همان روش تحلیل در مورد زهکشهای زیرزمینی نیز به کار برده می شود.

در روش هوگهات فرض می شود شدت بارندگی روی سطح خاک ثابت باشد. هم چنین به منظور ساده تر کردن عملیات ریاضی فرض می شود شیب هیدرولیکی در هر نقطه مساوی شیب سطح آب در بالای همان نقطه است. این فرضیات به نام فرضیات دوپوئی - فورشایمر (د-ف) معروف است.

از فرضیات (د-ف) چنین بر می آید که آب در جهت افقی حرکت می کند زیرا تمام خطوط همپتانسیل در صفحات عمودی قرار گرفته اند. البته این خود تصویر اشتباهی از مسیر واقعی جریان آب است. بخصوص این وضعیت در نزدیکی زهکشها که سطح آب کاملاً "منحنی" شکل است صحیح نمی باشد. بهر حال در جاهایی که سطح ایستابی صاف باشد فرضیات (د-ف) تقریباً "صادق" است استواری فرضیات (د-ف) بر این حقیقت است که گرچه مسیر جریان آب بطور

مجزا دقیقاً" مورد بررسی قرار می‌گیرد ولی نتایج حاصله مقدار دقیق (با ۱۰ درصد تقریب) جریان آب به داخل زهکشها را به دست می‌دهد. فرضیات هوگهات را می‌توان بصورت زیر خلاصه کرد:

- ۱- خاک همگن بوده و ضریب هدایت هیدرولیکی آن  $k$  است.
- ۲- زهکشها به فواصل مساوی  $S$  از یکدیگر قرار گرفته‌اند.
- ۳- شیب هیدرولیکی در هر نقطه مساوی شیب سطح ایستابی در بالای آن نقطه  $dy/dx$  است.
- ۴- قانون دارسی در مورد حرکت آب در داخل خاک صادق است.
- ۵- لایه غیرقابل نفوذ به عمق  $d$  در زیر زهکشها واقع شده است.
- ۶- سرعت وارد شدن آب به داخل خاک  $v$  است.
- ۷- مرکز مختصات روی لایه غیرقابل نفوذ و زیر مرکز یکی از زهکشها قرار گرفته است.



شکل ۱۰-۱: دیاگرام هوگهات در مورد تعیین فاصله زهکشها، سطح آب زیرزمینی با بارندگی یا آب آبیاری در حالت تعادل است.

در شکل ۱۰-۱ مشاهده می‌شود که اگر از وسط فاصله بین دو زهکش صفحه‌ای عمودی بگذرانیم این صفحه سطح تقسیم‌کننده آب خواهد بود. کلیه آبهایی که در طرف راست این صفحه وارد خاک می‌شود به زهکش سمت راست و کلیه آبهای طرف چپ به زهکش سمت چپ وارد می‌گردد.

در ابتدا مقدار جریان را از صفحه‌ای که از نقطه  $P$  عمود بر لایه غیرقابل نفوذ رسم شده است در نظر می‌گیریم کلیه آبهایی که از طرف راست این صفحه وارد خاک می‌شود برای ورود به زهکش از این صفحه عبور می‌کنند. چون  $v$  مقدار آبی است که به واحد سطح خاک وارد

می‌شود - مقدار آبی که از این صفحه عبور می‌کند عبارت است از  $v$  ضرب در سطح واقع بین این صفحه و نقطه وسط بین دو زهکش. این سطح برابر است با  $(S/2 - x)$  که  $۱$ ، واحد طول در جهت عمود بر صفحه کاغذ می‌باشد. به عبارت دیگر برای خاک، عرض واحد در نظر گرفته می‌شود. مقدار آبی که در واحد زمان از این صفحه می‌گذرد عبارت است از:

$$q_x = \left(\frac{S}{2} - x\right)v \quad (۱)$$

با به کار بردن قانون داری در مورد جریان از این صفحه می‌توان  $q_x$  را به صورت دیگری توصیف کرد. اولاً "به خاطر آورید که فرض شده است شیب هیدرولیکی در هر نقطه مساوی شیب سطح ایستابی در بالای آن نقطه است. به عبارت دیگر شیب هیدرولیکی عبارت است از  $dy/dx$  چون فاصله سطح ایستابی تا لایه غیرقابل نفوذ  $y$  است، سطح مقطع جریان در صفحه برابر  $y$  می‌باشد. اگر این مقادیر در قانون داری گذاشته شود خواهیم داشت که:

$$q_x = ky \frac{dy}{dx} \quad (۲)$$

طرف راست معادله (۱) باید معادل طرف راست معادله (۲) باشد زیرا مقدار جریان در هر دو حالت برابر است. بنابراین:

$$\left(\frac{S}{2} - x\right)v = ky \frac{dy}{dx}$$

اگر طرفین را در  $dx$  ضرب کنیم:

$$\left(\frac{S}{2} - x\right)v dx = ky dy$$

$$\frac{vS}{2} dx - vx dx = ky dy$$

این رابطه یک معادله دیفرانسیلی معمولی است و به ترتیب ذیل از آن انتگرال گرفته می‌شود:

$$\int \frac{vS}{2} dx - \int vx dx = \int ky dy$$

پس از انتگرال گیری:

$$\left(\frac{vS}{2}\right)x - \frac{vx^2}{2} = \frac{ky^2}{2}$$

حدود انتگرال عبارتند از: به ازای  $x = 0$  مقدار  $y = h + d$  به ازای  $x = S/2$  مقدار  $y = H + d$  خواهد بود، با به کار بردن این حدود خواهیم داشت که:

$$(vS/2)x \left[ \frac{S/2}{0} - \frac{1}{2}vx^2 \right]_0^{S/2} = \frac{1}{2}ky^2 \left[ \frac{H+d}{h+d} \right]$$

و سپس رابطه ذیل به دست می آید:

$$S^2 = \frac{4k(H^2 - h^2 + 2dH - 2dh)}{v}$$

که عبارت از معادله هوگهات برای نه‌رهای رو باز و زهکشهای زیر زمینی مثل لوله‌های سفالی می باشد. نکته مهمی که بعداً در مورد آن توضیح داده خواهد شد، عامل  $d$  یا فاصله بین زهکش تا لایه غیرقابل نفوذ است. اگر این فاصله به سمت بی‌نهایت میل کند، مقدار  $s$  یا فاصله بین زهکش نیز بی‌نهایت می شود. این موضوع به این علت است که در فرضیات (د-ف) جریان شعاعی آب به طرف کف زهکش در نظر گرفته نشده است. در عمل فرض می شود که زهکشا خالی باشد. بنابراین معادله هوگهات بصورت زیر در می آید:

$$S^2 = \frac{4kH}{v} (2d + H) \quad (3)$$

همین معادله است که در طرحهای زهکشی در هلند، استرالیا به کار برده شده است. اگر مبداء مختصات به نقطه وسط بین دو زهکش انتقال یابد مشاهده خواهد شد که معادله (۳) معادله یک بیضی است. قبل از به کار بردن حدود انتگرال معادله بصورت:

$$\frac{vS}{2}x - \frac{vx^2}{2} = \frac{ky^2}{2}$$

بوده است. برای انتقال مبداء مختصات به نقطه وسط بین دوزهکش تبدیل زیر را به کار می بریم:

$$x_1 = \frac{S}{2} - x$$

پس از جایگزینی

$$\frac{y^2}{S^2v/4k} + \frac{x_1^2}{S^2/4} = 1$$

که معادله یک بیضی است که نصف محورهای بزرگ و کوچک آن به ترتیب عبارتند از  $S/2$  و  $S/2\sqrt{v/k}$ .



## معادله هوگهات در مورد خاکهای لایه‌ای

در مواردی که خاک از دولایه با ضرایب هدایت هیدرولیکی مختلف تشکیل یافته‌است می‌توان روش هوگهات را برای استخراج فرمول تعیین فاصله بین زهکشیها به کار برد . اگر  $k_a$  ضریب هدایت هیدرولیکی در لایه بالایی خط زهکش و  $k_b$  ضریب هدایت هیدرولیکی در پایین خط زهکش باشد فرمول هوگهات عبارت خواهد بود از :

$$S^2 = \frac{4}{v} (k_a H^2) + \left( \frac{8}{v} k_b dH \right)$$

که  $d$  عمق معادل است و از گرافهای هوگهات به دست می‌آید . در خاکهایی که تعداد لایه‌های آن زیاد است می‌توان متوسط وزنی ضریب هدایت هیدرولیکی افقی را در نظر گرفت . مثلاً "فرض کنید ، لایه بالای خط زهکش خود از سه لایه که ضرایب هدایت هیدرولیکی آنها  $k_1$  ،  $k_2$  و  $k_3$  و ضخامت آنها  $l_1$  ،  $l_2$  ،  $l_3$  است تشکیل شده باشد . در این صورت متوسط هدایت هیدرولیکی آن عبارت است از :

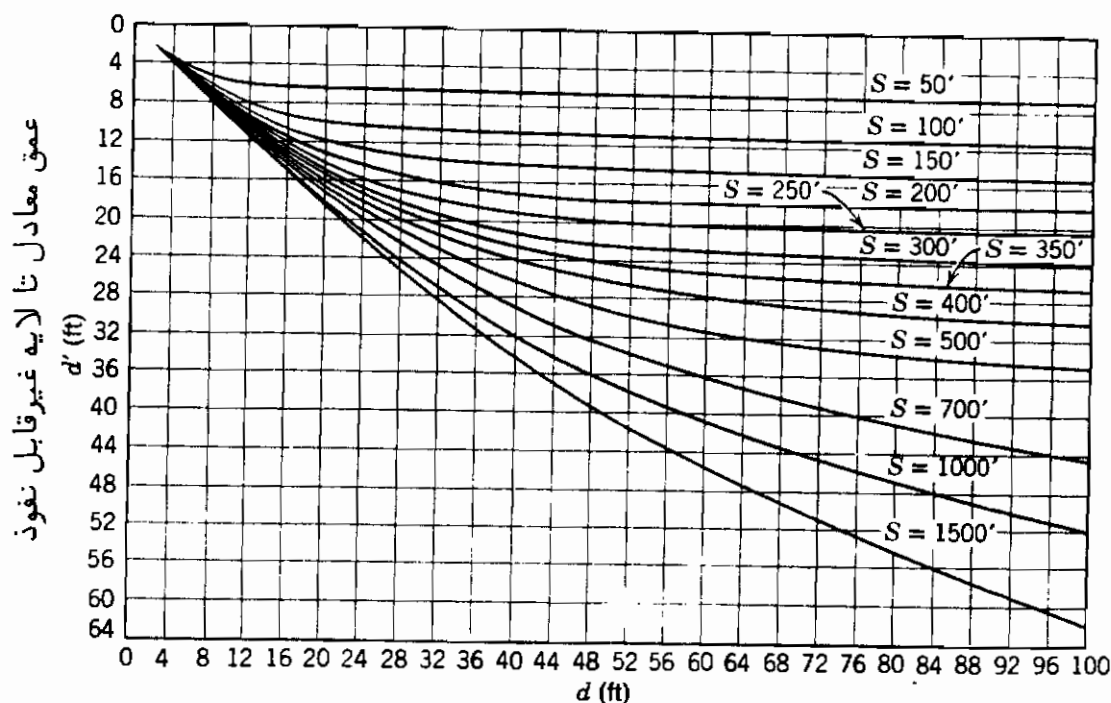
$$k_a = \frac{k_1 l_1 + k_2 l_2 + k_3 l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

## کاربرد معادله هوگهات

## عمق لایه غیرقابل نفوذ

همان‌طور که در بالا گفته شد فرمول هوگهات نمی‌تواند برای مقادیر زیاد  $d$  (عمق لایه غیرقابل نفوذ) صادق باشد . هوگهات این مشکل را تشخیص داده و برای تعیین مقدار جریان آب در زیر زهکش روش تحلیلی جداگانه‌ای را ارائه نموده است . وی فرض کرد که جریان از نوع شعاعی است . سپس مقدار جریان را در حالتی که شعاعی فرض شده است با حالتی که جریان بصورت افقی است مقایسه و جدول عمق معادل را تهیه کرد (Wesseling 1964) . خاطرنشان ساخته است که جدول عمق معادل هوگهات تا حدود ۵ درصد صحیح است . در معادله ۳ بجای  $d$  باید مقدار عمق معادل که باروش هوگهات به دست می‌آید به کار برده شود . مشخص کردن لایه غیرقابل نفوذ در مزرعه غالباً با اشکال مواجه است . یک لایه چقدر باید غیرقابل نفوذ باشد تا به عنوان یک مانع تشخیص داده شود . از نظر حل مساله اگر نفوذ پذیری لایه زیرین یک دهم لایه بالایی باشد می‌توان آن لایه را نفوذناپذیر فرض کرد . ولی

این بدان معنی نیست که آب قادر به نفوذ به داخل لایه به اصطلاح غیرقابل نفوذ نمی‌باشد، بلکه باید انتظار داشت بدون آن‌که در الگوی جریان تغییری به وجود آید، مقدار زیادی آب از طریق این لایه به خارج تراوش نماید.



عمق اندازه‌گیری شده تا لایه غیرقابل نفوذ

شکل ۱۰-۲: رابطه بین  $d$  و  $d'$  در صورتی که فوت  $r = 0.7$  و  $S$  فاصله بین دو زهکش باشد. منحنیها براساس تصحیحات هوگهات رسم شده است.

اندازه‌گیری شدت بارندگی یا آبیاری؛ میزان جریان آب به داخل لایه آبدار عملاً بستگی به میزان تراوش در خاک دارد بهر حال در کاربرد معادله هوگهات مقدار  $v$  براساس شدت بارندگی یا آبیاری تعیین می‌شود، در زمان بارندگی بندرت می‌توان گفت که شدت بارندگی در طی یک دوره زمانی ثابت باشد. در واقع مقدار  $r$  علاوه بر شدت بارندگی یا میزان آب آبیاری به عوامل متعدد دیگری نیز بستگی دارد. در ابتدا وضعیتی را در مناطق مرطوب در نظر بگیرید که در آنجا مساله زهکشی ناشی از افزایش بارندگی باشد. توصیف دقیق‌تر  $v$  این خواهد بود که آن را سرعتی بنامیم که آب منطقه زیر سطح ایستابی را تغذیه می‌نماید. کاربرد  $v$  در استخراج فرمول در حالت ماندگار براساس این توصیف است.

مسئله "سرعت تغذیه آب در منطقه سطح ایستابی برابر شدت بارندگی یا میزان آبی که بصورت آبیاری وارد زمین می‌شود نیست. در زیر به ذکر برخی از عوامل مؤثر بر تغذیه"