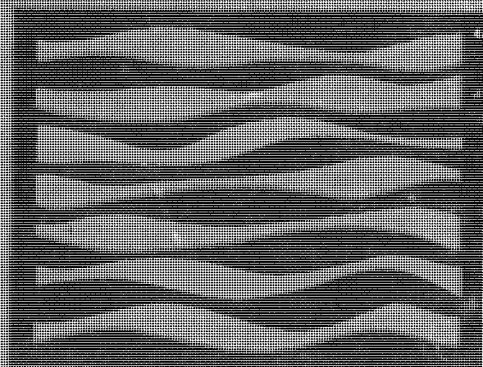


В. М. Шестаков
И. П. Кравченко
И. С. Пашковский

ПРАКТИКУМ

ПО
ДИНАМИКЕ
ПОДЗЕМНЫХ
ВОД



В. М. Шестаков,
И. П. Кравченко,
И. С. Пашковский

ПРАКТИКУМ ПО ДИНАМИКЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

**ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ,
ИСПРАВЛЕННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ**

Допущено Министерством высшего и среднего специального образования СССР в качестве учебного пособия для студентов вузов, обучающихся по специальности «гидрогеология и инженерная геология»

**ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКОВСКОГО УНИВЕРСИТЕТА
1975**

Практикум составлен по материалам практических занятий, проводимых на геологическом факультете МГУ для специальности «гидрогеология и инженерная геология» по курсу «Динамика подземных вод». При рассмотрении общих вопросов особое внимание уделяется пониманию физических основ фильтрации подземных вод и изложению методов моделирования. Вопросы методики гидрогеологических расчетов рассматриваются на конкретных практических примерах, причем особое внимание обращается на обоснование фильтрационной схематизации природных условий. Во втором издании пересмотрено изложение методов электрического моделирования в соответствии с современными достижениями в этой области, развиты вопросы интерпретации опытно-фильтрационных работ, включена глава по миграции подземных вод, а также проведена доработка ряда задач.

Рецензент
кафедра гидрогеологии Московского
геологоразведочного института
им. С. ОРДЖОНИКИДЗЕ

II $\frac{20806-136}{077(02)-75}$ 184-75

© Издательство Московского университета, 1975 г.

Предисловие

За последнее время в динамике подземных вод произошли серьезные качественные изменения, связанные с более обширными задачами, которые ставятся перед гидрогеологическими расчетами при решении вопросов мелиоративной гидрогеологии, подземного водоснабжения, дренажа подземных вод в районах водохранилищ, каналов и месторождений полезных ископаемых, загрязнения подземных вод и ряда других. При этом характерно стремление усилить роль гидродинамического анализа среди других методов гидрогеологических исследований, использовать его для раскрытия и прогноза достаточно тонких и сложных гидрогеологических процессов.

Развитие гидродинамических методов в основном идет по пути все более широкого привлечения аппарата математической физики с активным использованием математического моделирования как инструмента для решения конкретных задач. Эти преобразования должны, естественно, найти свое отражение в учебных программах и пособиях по курсу «Динамика подземных вод».

Предлагаемое пособие составлено по материалам практических занятий по динамике подземных вод, которые авторы проводили на кафедре гидрогеологии МГУ с 1960 г.

Главы I—III составляют практикум по общей части (основам) динамики подземных вод, а главы IV—IX составляют специальную часть, в которой рассматриваются методы решения конкретных гидрогеологических задач. Задачи специальной части базируются на реальных примерах и при их решении значительное внимание уделяется схематизации гидрогеологической обстановки, поскольку правильное решение этого вопроса имеет чрезвычайно важное значение.

Подробно и всесторонне изложены методы математического моделирования на сплошных и сеточных моделях, которые сейчас играют большую роль в гидрогеологических исследованиях.

Менее обстоятельно изложены материалы по технологии моделирования, поскольку предполагается, что они лучше всего усваиваются при конкретном проведении практических работ; в случае самостоятельной проработки технология моделирования должна изучаться с дополнительным привлечением специальной литературы.

Содержание глав специальной части соответствует различным направлениям и видам исследований (фильтрация в районах сооружений, дренаж, водозаборы, опытно-фильтрационные работы), однако их построение произведено таким образом, чтобы дать воз-

возможность развития систематического изложения методов гидродинамических исследований.

По сравнению с предыдущим изданием практикум существенно переработан в редакционном отношении и значительно дополнен новыми материалами. В частности, введены материалы по миграции подземных вод (глава VIII), расширен круг задач по интерпретации опытно-фильтрационных работ (глава VI), добавлены методы моделирования и задачи по моделированию на емкостных моделях (главы V и IX).

Работа между авторами распределялась следующим образом: И. П. Кравченко — задача 4 главы II, задачи 1, 3, 4, 5 главы III, задачи главы IV, задача главы V, задача 1 главы VI, задачи 1—4 главы VII; И. С. Пашковский — задачи 1—6 главы I, задачи 1—3 главы II, задача 2 главы III, задачи 2, 5, 6 главы VI, задача 5 главы VII, задача 1 главы IX (совместно с Р. С. Штенгеловым), задача 2 главы IX; В. М. Шестаков — теоретические разделы в каждой главе и общая редакция задач. Кроме того, задача 7 главы I написана Д. Т. Стрельцовой; задача 3 главы VI — Р. С. Штенгеловым; задачи 4, 7 и 8 главы VI — Ю. О. Зеегофером; задача 1 главы VIII — И. Т. Гавриловым и задача 2 главы VIII — А. А. Рошалею.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОТОКА И ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ И СТРУКТУРА ПОТОКА

Энергия потока определяется гидродинамическим напором потока H_d [1, 2]:

$$H_d = h_p + z + \frac{v^2}{2g}, \quad (I.1)$$

где $h_p = p/\gamma$ — высота давления в данной точке; p — давление жидкости с объемным весом γ ; z — ордината точки относительно плоскости сравнения напоров; v — скорость движения жидкости.

При фильтрации обычно скорость движения невелика и членом $v^2/2g$ можно пренебречь, так что энергия потока определяется гидростатическим напором H , причем

$$H = h_p + z = \frac{p}{\gamma} + z. \quad (I.2)$$

Поскольку величина h_p определяется высотой столба воды в скважине, установленной в данной точке, то гидростатический напор определяется уровнем воды в скважине относительно выбранной плоскости сравнения напоров. Линии, соединяющие точки с одинаковыми напорами, носят название линий равного напора.

Для описания структуры потока используется гидродинамическая сетка (рис. I.1), которая состоит из линий равного напора, проведенных с заданными интервалами напоров, и линий тока, которые в каждой данной точке показывают направление потока (вектора скорости). При установившемся режиме фильтрации линии тока совпадают с траекториями, показывающими путь движения частиц воды.

Самой общей структурной формой является пространственный (трехмерный) поток, гидродинамическая сетка которого деформируется по всем трем пространственным координатам. Анализ пространственных потоков чрезвычайно сложен, а условия, требующие пространственного представления потока, встречаются в гид-

рогеологической практике сравнительно редко (например, в основании и в зоне обходной фильтрации высоких плотин, располагаемых в узких долинах). Поэтому в практических расчетах пространственные потоки рассматриваются как исключение.

Основными формами потока, широко используемыми в гидрогеологических (геофильтрационных) расчетах, являются плоские

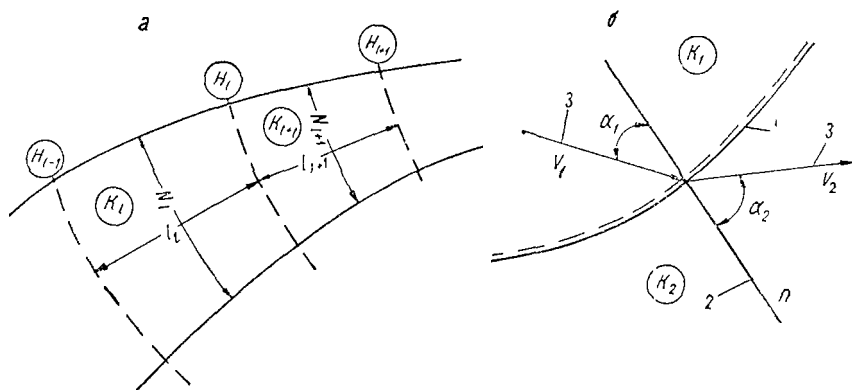


Рис. 1.1. К построению гидродинамической сетки:

a — элементы сетки движения потока (сплошные — линии тока, контурные — линии равного напора); b — преломление линий тока на границе зон различной проницаемости; 1 — граница двух сред; 2 — ортогональ к границе; 3 — линия тока

(двумерные) потоки в вертикальном сечении (профильные) и в плане (плановые), для которых характерна деформация гидродинамической сетки в какой-либо одной плоскости.

В профильных потоках деформации линий тока происходят преимущественно в вертикальной плоскости, а в плане поток имеет плоскопараллельный характер, т. е. в этом случае линии тока в плане направлены практически параллельно друг другу. Характерными примерами профильных потоков являются условия фильтрации в основании плотин среднего напора, располагаемых на широких реках, в зонах разгрузки потока по берегам рек, водохранилищ и каналов.

В плановых потоках деформации линий тока происходят в основном в плане, а в вертикальном сечении поток носит плоскопараллельный характер. Такие условия характерны для потоков большой протяженности, длина которых значительно превышает их мощность, что позволяет пренебрегать изменением напоров по глубине потока. Наиболее простой структурной формой является линейный (одномерный) поток, движение которого происходит в одном направлении; в общем случае это направление может быть

криволинейным (например, при рассмотрении потока в пределах криволинейной ленты тока).

Общей кинематической характеристикой потока является его расход Q , который представляет собой количество воды, протекающее через поперечное сечение потока в единицу времени. Расход потока, протекающий через единичную площадь поперечного сечения, называется скоростью фильтрации v . Следует подчеркнуть, что скорость фильтрации является мерой расхода потока и отличается от действительной скорости течения, причем средняя действительная скорость u связывается со скоростью фильтрации соотношением

$$u = \frac{v}{n}, \quad (1.3)$$

где n — активная пористость породы.

ОСНОВНОЙ ЗАКОН ФИЛЬТРАЦИИ

Расход фильтрационного потока связывается с потерями энергии потока основным законом фильтрации, главной формой которого является линейный закон Дарси, имеющий вид

$$Q = k\omega i, \quad (1.4)$$

где i — градиент напора (приращение напора, отнесенное к длине пути фильтрации) в направлении, нормальном к плоскости сечения ω ; k — коэффициент фильтрации, являющийся важнейшим фильтрационным параметром.

Используя понятие скорости фильтрации v , можно записать закон Дарси в виде

$$v = ki. \quad (1.5)$$

Следовательно, коэффициент фильтрации можно определить как отношение скорости фильтрации к градиенту напора или как скорость фильтрации при единичном градиенте.

При фильтрации жидкостей с различными свойствами вводится понятие коэффициента проницаемости $\bar{k}$, связанного с коэффициентом фильтрации соотношением

$$\bar{k} = k \frac{\nu}{g}, \quad (1.6)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости; g — ускорение силы тяжести.

Приведем значения ν для воды [1]:

Температура, °C	0	5	10	12	15	20	30	40	50
100 · ν , см ² /сек	1,78	1,52	1,31	1,24	1,14	1,01	0,81	0,66	0,65

В физической системе единиц размерность $\bar{k} = \text{см}^2$. Более употребительной единицей является дарси (D), причем $1D = 1,02 \times 10^{-8} \text{ см}^2$. Считая для воды $\nu = 0,01 \text{ см}^2/\text{сек}$, получим, что приближенно проницаемость 1D соответствует коэффициенту фильтрации 1 м/сут.

Коэффициент проницаемости не зависит от гидродинамических свойств фильтрующей жидкости и, следовательно, должен быть одинаковым для разных жидкостей, если только в процессе фильтрации не происходит переформирования порового пространства или не возникают дополнительные силовые поля. Это положение было доказано рядом экспериментов по фильтрации через кварцевый песок и стеклянные фильтры [3, 4].

Вместе с тем для пород, включающих глинистые минералы, которые вступают с водой в физико-химическое взаимодействие, проницаемость может уже весьма существенно зависеть от состава фильтрующей жидкости. Так, по данным М. Маскета [4], проницаемость песчаников для пресной воды оказывается ниже, чем для соленой, причем в чистых песчаниках это расхождение еще сравнительно невелико, а в глинистых песчаниках оно достигает двух порядков.

Особый интерес представляет изучение воздухопроницаемости пород, характеризующей их фильтрационные свойства без учета физико-химического взаимодействия породы и жидкости (флюида).

Судя по данным экспериментов [3, 4, 5], проницаемость по воздуху почти всегда оказывается несколько большей, чем по воде, причем для пород относительно высокой проницаемости это расхождение сравнительно невелико.

При значительных скоростях фильтрации закон Дарси нарушается сначала за счет влияния инерционных сил, а затем за счет турбулентности потока. В этом случае лучше пользоваться двучленной формой основного закона фильтрации [2, 5, 6]:

$$i = \frac{v}{k} (1 + \alpha v), \quad (I.7)$$

где α — параметр нелинейности закона фильтрации, для приближенного определения которого в сравнительно однородных песчаных породах можно пользоваться формулой [2]

$$\alpha = \alpha_0 \sqrt{\frac{k}{\nu g}}; \quad \alpha_0 = \frac{0,09}{n^2 \sqrt{1-n}}. \quad (I.8)$$

Как следует из (I.7), заметные нарушения линейного закона происходят, если αv соизмеримо с единицей. Считая допустимой погрешность 10%, получим, что верхняя граница применения закона Дарси определяется критической скоростью фильтрации

$$v_{\text{кр}} = \frac{0,1}{\alpha} = \frac{0,1}{\alpha_0} \sqrt{\frac{\nu g}{k}} \cong n^2 \sqrt{1-n} \sqrt{\frac{\nu g}{k}}. \quad (I.9)$$

ПРОНИЦАЕМОСТЬ НЕНАСЫЩЕННЫХ ПОРОД

Фiltrация (влагоперенос) в ненасыщенной среде рассматривается обычно для условий зоны аэрации, где неполное водонасыщение связывается с проявлением капиллярных сил.

Экспериментальными исследованиями доказано, что при гравитационном влагопереносе в зоне неполного насыщения скорость фильтрации определяется законом Дарси, в котором коэффициент фильтрации (влагопереноса) k оказывается резко зависящим от относительной влажности $\bar{\theta} = \theta/\theta_n$, где θ и θ_n — текущее и предельное влагосодержание свободной (несвязанной) воды в порах породы. Обычно принимается [2, 6], что зависимость k от $\bar{\theta}$ имеет степенной характер вида

$$k = k_n \bar{\theta}^n, \quad (I.10)$$

где k_n — коэффициент фильтрации при полном насыщении (когда $\bar{\theta} = 1$); для показателя степени рекомендуется принимать значение $n = 3-4$. Для неоднородных пород зависимость (I.10) также оказывается справедливой (хотя бы в ограниченных пределах), однако показатель степени n при этом будет меняться в более широком диапазоне.

В теории влагопереноса обычно вместо высоты давления используется величина давления всасывания $\psi = -h_p$. Величина ψ в зоне неполного насыщения определенным образом зависит от влажности; наиболее обоснованной [2, 6] считается экспоненциальная зависимость вида

$$\psi = \psi_0 e^{-\lambda \bar{\theta}}, \quad (I.11)$$

где ψ_0 и λ — экспериментальные параметры.

Следует иметь в виду, что при нестационарном режиме может существенно проявляться гистерезис влагопереноса, когда гидрофизические параметры зависят от направления процесса. Такой гистерезис объясняется различием в геометрии внутрипоровых менисков при повышении и понижении влажности, причем в случае иссушения эти величины всегда больше, чем при насыщении (это различие доходит до двух-трех раз).

ГИДРОДИНАМИЧЕСКАЯ СЕТКА И ГРАНИЧНЫЕ УСЛОВИЯ ПОТОКА

Гидродинамическая сетка, состоящая из системы линий равно напора и линий тока, служит для наглядного представления структурного характера плоского потока и распределения его гидродинамических элементов.

Полоса плоского потока, заключаемая между двумя соседними линиями тока, носит название ленты тока, а участки ленты то-

ка, заключаемые между соседними линиями равного напора, будем называть отсеками ленты тока. Обычно линии равного напора строятся с постоянным шагом изменения напора (такую сетку назовем равномерной).

В профильном потоке его толщина принимается обычно равной 1 м, тогда площадь поперечного сечения ленты тока будет численно равна ее ширине; при равномерной сетке, построенной с интервалом напора $\Delta H = H_i - H_{i-1} = H_{i+1} - H_i$ (рис. 1.1, а), выражения для расходов Q_i и Q_{i+1} в отсеках ленты тока номеров i и $i+1$ определим по формуле Дарси, принимая в качестве площади поперечного сечения и длины потока их средние значения в пределах каждого отсека; тогда

$$Q_i = k_i N_i \frac{\Delta H}{l_i}, \quad Q_{i+1} = k_{i+1} N_{i+1} \frac{\Delta H}{l_{i+1}}$$

и при неизменном расходе ленты тока ($Q_i = Q_{i+1}$) имеем

$$\frac{k_i N_i}{l_i} = \frac{k_{i+1} N_{i+1}}{l_{i+1}}, \quad \text{или} \quad \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{k_{i+1}}{k_i} \cdot \frac{N_{i+1}}{N_i}, \quad (1.12)$$

причем в однородном потоке, где $k_{i+1} = k_i$, из выражения (1.12) следует условие конформности отсеков ленты тока при равномерной сетке:

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{N_{i+1}}{N_i}, \quad \text{или} \quad \frac{l_{i+1}}{N_{i+1}} = \frac{l_i}{N_i}, \quad (1.13)$$

т. е. отношение длины отсека ленты тока к его ширине в этом случае оказывается постоянным.

В изотропном потоке линии тока и линии равного напора направлены ортогонально друг к другу.

На границах двух сред (слоев) с различными коэффициентами фильтрации k_1 и k_2 (рис. 1.1, б) происходит перелом линий тока, определяемый соотношением

$$\frac{\operatorname{tg} \alpha_1}{\operatorname{tg} \alpha_2} = \frac{k_1}{k_2}, \quad (1.14)$$

которое обычно называется «правило тангенсов» [2, 6].

Рассмотрим теперь граничные условия, задаваемые на различных участках потока.

При задании границы по контуру водоема обычно можно считать, что давление в водоеме изменяется с глубиной по гидростатическому закону, так что по его контуру (AD на рис. 1.2) $p = \gamma h_0$, а напор будет иметь постоянную величину H_0 , складывающуюся согласно (1.2) из глубины бассейна и ординаты контура бассейна z_0 :

$$H_0 = h_0 + z_0. \quad (1.15)$$

Следовательно, контур водоема представляет собой линию равно-го напора.

Непроницаемая граница (EF на рис. 1.2) является линией тока, а градиент напора по нормали к этой границе равен нулю.

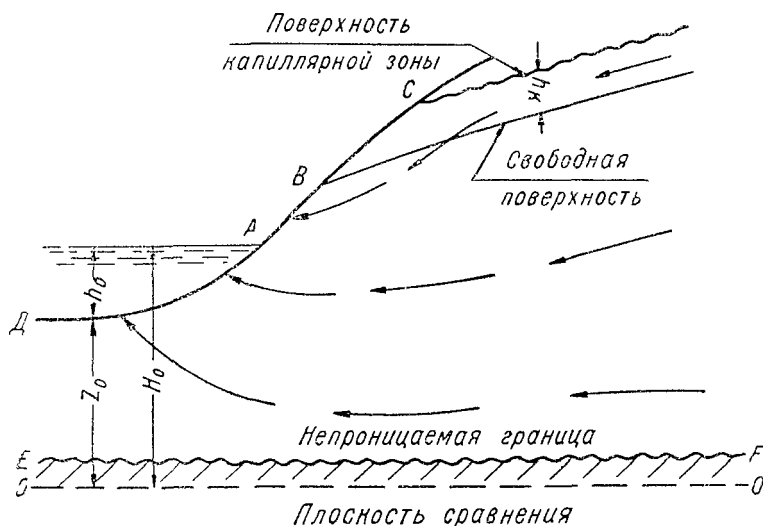


Рис 1.2. Схема границ фильтрационного потока

Свободная поверхность безнапорного потока является верхней границей гравитационной зоны безнапорного потока, так что давление на свободной поверхности равно атмосферному, которое обычно считается равным нулю. Тогда из общего выражения для напора (1.2) следует, что на свободной поверхности напор равен ее ординате относительно плоскости сравнения, т. е.

$$H = z. \quad (1.16)$$

Над свободной поверхностью формируется капиллярная зона, в которой влажность меняется по высоте в соответствии с зависимостью давления всасывания ψ от влажности θ (см. выше).

При подходе безнапорного потока к контуру стока свободная поверхность образует участок высачивания (AB на рис. 1.2), расположенный над уровнем воды, где давление является атмосферным p , следовательно, выполняется условие (1.16) при z , равном ординате поверхности откоса. В точке высачивания кривая депрессии направлена по касательной к поверхности откоса.

Задача 1.1.

Закон Дарси и границы его применимости

Для исследования верхней границы применимости закона Дарси используется прибор, показанный на рис. 1.3. Он состоит из трубки длиной $l=70$ см, диаметром $d=3$ см (сечение $\omega=7$ см²) и системы пьезометров. Трубка наполняется гравелистым грунтом с действующим диаметром частиц $d_{ef}=2-3$ мм. Пьезометры, выведенные из трубки, служат для определения напоров на границах. Загрузка трубки грунтом производится непосредственно в воде во избежание попадания воздуха в фильтрующую среду. Трубку заливают водой, после чего заполняют песком.

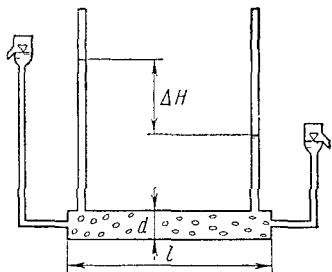


Рис. 1.3. Схема прибора для изучения границы применимости закона Дарси

Требуется: 1) определить коэффициент фильтрации k исследуемого грунта и параметр нелинейности α , входящий в уравнение (1.7); 2) определить по формуле (1.9) критическую скорость, при которой происходит заметное нарушение закона Дарси, и сравнить полученную величину с опытными данными.

Для решения поставленных вопросов необходимо получить опытные данные, связывающие скорость фильтрации v с напорным градиентом i . С этой целью на приборе (рис. 1.3) с помощью водосливов задаются граничные условия таким образом, чтобы напорный градиент составил величину порядка $i=0,01-0,03$, что соответствует разнице напоров в пьезометрах $\Delta H=1-3$ см. Так, величине $\Delta H=2,5$ см соответствует величина напорного градиента i , определяемая по формуле

$$i = \frac{\Delta H}{l} = \frac{2,5}{70} = 0,036.$$

После установления напоров на границе измеряем величину расхода Q . Для нашего случая ($i=0,036$) $Q=0,07$ см³/сек и скорость фильтрации

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,07}{7} = 0,01 \text{ см/сек.}$$

Таким же образом определяем величины скорости фильтрации, соответствующие другим значениям напорных градиентов, последовательно увеличивая их в 2, 3, 4 раза и более.

Величина расхода Q , см ³ /сек .	0,07	0,19	0,92	1,32	1,76	2,1
Скорость фильтрации v , см/сек	0,01	0,027	0,131	0,19	0,25	0,3
Напорный градиент i	0,036	0,1	0,5	0,75	1,0	1,25
$\frac{i}{v}$	3,6	3,7	3,8	3,92	4	4,17

По полученным данным строится график $v=f(i)$, при этом по оси ординат откладываются значения скорости фильтрации v , а на оси абсцисс — величины напорных градиентов (рис. I.4, а).

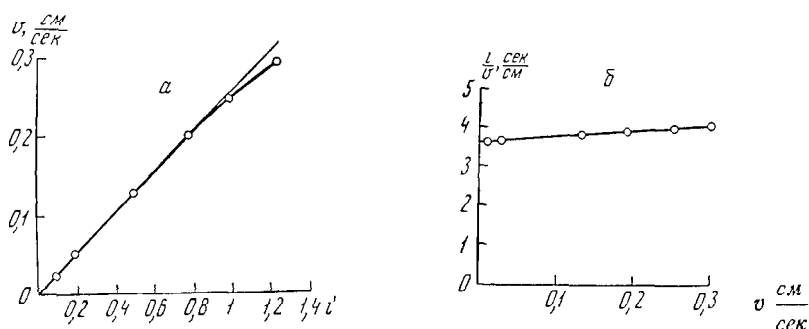


Рис. I.4. Графики зависимости:

$$a - v = f(i); \quad б - \frac{i}{v} = f(v)$$

При небольших значениях скорости фильтрации второе слагаемое в уравнении (I.7) мало в сравнении с единицей и можно считать, что в этом случае скорость фильтрации линейно зависит от напорного градиента; при большей же скорости фильтрации может произойти заметное нарушение линейности закона фильтрации. Поэтому для оценки границ применимости линейного закона фильтрации опыты должны продолжаться до тех пор, пока не будет отмечено отклонение графика $v=f(i)$ от прямой линии. По графику определяется скорость фильтрации $v_{кр}$, при которой происходит заметное отклонение графика от прямой. В нашем случае $v_{кр} = 0,2$ см/сек. Из зависимости (I.7) следует, что график опытных данных, построенный в координатах $\frac{i}{v}$ и v , должен быть прямой линией с угловым коэффициентом $\frac{a}{k}$ и отрезком, отсекаемым на оси ординат, равным $\frac{1}{k}$ (рис. I.4, б). По этому графику определяем величину $\frac{1}{k} = 3,56$ сек/см. Коэффициент фильтрации $k = 0,28$ см/сек = 240 м/сут. Далее, выбирая любую точку на графи-

из $\frac{i}{v} = f(v)$ ($v=0,2$ см/сек и $\frac{1}{v}=4$ сек/см), по формуле (1.7) определяем параметр нелинейности:

$$\alpha = \frac{k \left[i - \frac{v}{k} \right]}{v^2} = \frac{\left(\frac{i}{v} - \frac{1}{k} \right) k}{v} = \frac{(4 - 3,56) 0,28}{0,2} = 0,62 \text{ сек/см.}$$

Ориентировочно параметр нелинейности α можно получить из соотношения (1.8). Принимая величину пористости $n=0,2$ и коэффициент кинематической вязкости $\nu=0,01$ см²/сек, получим

$$\alpha = \frac{0,09}{0,04 \sqrt{1-0,2}} \cdot \sqrt{\frac{0,28}{0,01 \cdot 980}} = 0,42 \text{ сек/см.}$$

Как видно, величина параметра нелинейности α , определенная опытным путем, близка к значению, полученному по формуле (1.8). Скорость фильтрации, при которой происходит заметное нарушение линейности закона фильтрации, можно также определить из выражения (1.9):

$$v_{кр} = \frac{0,1}{0,62} = 0,16 \text{ см/сек.}$$

Эта величина близка к величине $v_{кр}=0,2$ см/сек, определенной по графику (см рис 1.4, а).

Задача 1.2.

Определение коэффициента фильтрации методом Каменского

Один из вариантов прибора для определения коэффициента фильтрации по схеме Каменского изображен на рис. 1.5. Это сосуд с пористым дном, частично заполненный исследуемым грунтом на высоту l . Перед началом опыта образец грунта насыщается водой; лучше всего производить насыщение путем подтопления водой снизу для того, чтобы в образце не осталось заземленного воздуха. После того как образец будет полностью насыщен, в трубку доливают воду до высоты h_0 . Пористое дно обеспечивает свободное высачивание воды, и уровень в трубке будет постепенно снижаться.

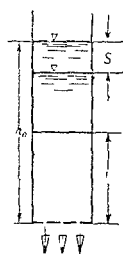


Рис 1.5
Схема опыта
Каменского

Используя данные о снижении уровня воды во времени, требуется определить коэффициент фильтрации грунта.

При решении величина фильтрующегося расхода определяется законом Дарси (1.4). Градиент фильтрационного потока i можно вычислить как разность напоров, отнесенную к длине пути фильтрации. Для определения напоров проведем плос-

кость сравнения по дну трубки. Значение напора определится в любой точке согласно (1.2). Так как на плоскости сравнения происходит высачивание воды, то давление на ней будет равно нулю ($p_1=0$), и напор на плоскости сравнения $H_1=0$. На поверхности образца в начале опыта давление $p_1=h_0-l$, а при снижении уровня в любой момент времени определится как

$$p_1 = h_0 - l - s, \quad (2)$$

где s — путь, пройденный уровнем воды к этому времени.

Напор H_2 на поверхности образца в любой момент времени определится из формулы Бернулли (1.2) при $z=l$:

$$H_2 = h_0 - s. \quad (3)$$

При длине пути фильтрации l значение градиента напора

$$i = \frac{h_0 - s}{l}. \quad (4)$$

Подставляя это выражение в (1.4), получим выражение для текущего расхода в любой момент времени:

$$Q = k\omega \frac{h_0 - s}{l}. \quad (5)$$

Учитывая также, что расход определяется скоростью снижения уровня в сосуде:

$$Q = \omega \frac{ds}{dt},$$

получим дифференциальное уравнение с разделяющимися переменными:

$$\omega \frac{ds}{dt} = k\omega \frac{h_0 - s}{l}$$

или

$$\frac{ds}{h_0 - s} = \frac{k}{l} dt.$$

Проинтегрируем левую часть этого уравнения в пределах от 0 до t , а правую часть в пределах от 0 до s :

$$-\ln \frac{h_0 - s}{h_0} = \frac{k}{l} t. \quad (6)$$

Решая (6) относительно коэффициента фильтрации k , получим

$$k = -\frac{l}{t} \ln \left(1 - \frac{s}{h_0} \right) = 2,3 \frac{l}{t} \lg \frac{h_0}{h_0 - s}. \quad (7)$$

Определение коэффициента фильтрации производится следующим образом. По данным замеров положения уровня воды в трубке на различные моменты времени строится график зависимости

$s=f(t)$ в координатах $\lg \left(\frac{h_0}{h_0-s} \right)$ и t . График должен иметь вид прямой линии с угловым коэффициентом $\frac{1k}{2,3l}$.

Пример.

Сосуд сечением $\omega=10 \text{ см}^2$ заполнен грунтом до высоты $l=10 \text{ см}$. После насыщения грунта водой производится налив воды до высоты $h_0=20 \text{ см}$. При снижении уровня производятся замеры его на различные моменты времени и рассчитываются значения

$$\frac{h_0}{h_0-s} \quad \text{и} \quad \lg \frac{h_0}{h_0-s}.$$

Данные для расчета следующие:

$t, \text{ сек}$	0	40	100	154	200	240	300	360	440	520
$s, \text{ см}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{h_0}{h_0-s}$	1	1,05	1,11	1,18	1,25	1,33	1,43	1,52	1,66	1,82
$\lg \frac{h_0}{h_0-s}$	0	0,02	0,045	0,07	0,1	0,125	0,155	0,182	0,22	0,26

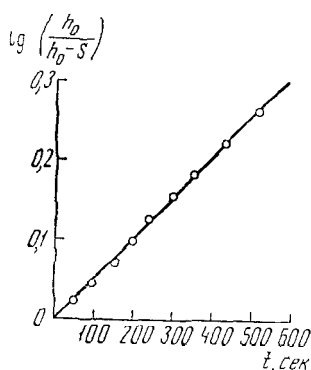


Рис 16 График зависимости $\lg \frac{h_0}{h_0-s} = f(t)$

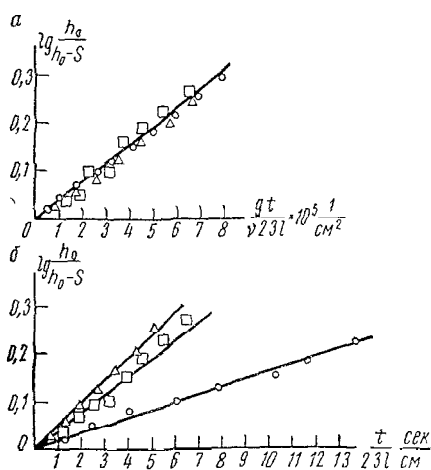


Рис 17 Графики зависимости

$$a - \lg \frac{h_0}{h_0-s} = \frac{q}{2,3\gamma l} f(t),$$

$$б - \lg \frac{h_0}{h_0-s} = \frac{1}{2,3l} f(t)$$

График $s=f(t)$, построенный в координатах $\lg \frac{h_0}{h_0-s}$ и t , показан на рис. 1.6.

Выбирая любую точку на графике, определяем величину коэффициента фильтрации по формуле (е). Так, для $t=200$ сек $k=$
 $=2,3 \frac{10}{200} \quad 0,1=0,0115$ см/сек $=10$ м/сут.

Задача 1.3.

Оценка влияния вязкости жидкости на коэффициент фильтрации

При фильтрации жидкостей, разнородных по составу, целесообразно пользоваться коэффициентом проницаемости $\bar{k}$, который для данного грунта должен быть постоянным независимо от фильтрующейся жидкости. Рассмотрим фильтрацию трех жидкостей: бензола, воды и 30%-ного раствора глицерина в воде при температуре 21°C . Коэффициенты кинематической вязкости для каждой жидкости будут соответственно равны $\nu_б=0,0073$ см²/сек, $\nu_в=0,01$ см²/сек и $\nu_г=0,023$ см²/сек. Опыт проводим по схеме Каменского. Данные о снижении уровня каждой жидкости приведены в табл. 1.1. В силу того что при насыщении породы жидкостью происходит некоторая усадка породы, длина l фильтрующего образца в каждом случае замерялась после насыщения. Так, для образцов, через которые происходила фильтрация бензола, воды и глицерина, эта величина составила $l_б=10$ см, $l_в=10$ см и $l_г=11$ см соответственно. Следуя зависимости (е), графики, построенные в координатах $\lg \frac{h_0}{h_0-s}$ и $\frac{t}{2,3l}$, должны представлять собой прямые, выходящие из начала координат и имеющие угловой коэффициент k . Пользуясь данными табл. 1.1, построим такие графики (рис. 1.7, б). В силу того что коэффициенты фильтрации породы в условиях движения рассматриваемых жидкостей различны, прямые имеют разные уклоны. Определим коэффициенты фильтрации всех трех жидкостей (см. задачу 1.2): бензола ($k_б=0,05$ см/сек), воды ($k_в=$
 $=0,04$ см/сек) и глицерина ($k_г=0,016$ см/сек). Определим коэффициенты проницаемости для этих жидкостей из (1.6):

$$\bar{k}_б = 0,05 \frac{0,0075}{980} = 3,8 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2,$$

$$\bar{k}_в = 0,04 \frac{0,01}{980} = 4,1 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2,$$

$$\bar{k}_г = 0,015 \frac{0,023}{980} = 3,75 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2.$$

Как видно, значения коэффициентов проницаемости, определенные для различных жидкостей, примерно равны между собой.

Если построить совмещенный график, откладывая по оси ординат $\lg \frac{h_0}{h_0-s}$, а по оси абсцисс $\frac{gt}{\nu 2,3l}$, то, как видно из

Данные опыта по фототраксу: а) безаэра, б) воэра и в) раствора глицина

а) t , сек.	0	30	38	95	140	182	227	269	317	372	427
s , см.	0	1	2	2	4	5	6	7	8	9	10
$\lg \frac{b_0}{b_0-s}$	0	0,021	0,045	0,072	0,097	0,121	0,155	0,187	0,22	0,26	0,3
$\frac{s}{b_0} t$	0	$5,5 \cdot 10^4$	$1,07 \cdot 10^5$	—	—	—	—	—	—	—	—
$2,3 W$	0	1,3	2,5	4,1	6,1	7,9	10,3	11,6	13,7	16,1	18,3
t	0	1,3	2,5	4,1	6,1	7,9	10,3	11,6	13,7	16,1	18,3
$2,3 I$	0	1,3	2,5	4,1	6,1	7,9	10,3	11,6	13,7	16,1	18,3
б) t , сек.	0	16	34	50	68	88	100	120	129	129	129
s , см.	0	1	2	3	4	5	6	7	7	7	7
$\lg \frac{b_0}{b_0-s}$	0	0,027	0,058	0,089	0,124	0,166	0,205	0,252	0,252	0,252	0,252
$\frac{s}{b_0} t$	0	$0,33 \cdot 10^4$	$1,75 \cdot 10^4$	$2,6 \cdot 10^4$	$3,5 \cdot 10^4$	$4,5 \cdot 10^4$	$5,7 \cdot 10^4$	$6,7 \cdot 10^4$	$6,7 \cdot 10^4$	$6,7 \cdot 10^4$	$6,7 \cdot 10^4$
$2,3 W$	0	0,33	1,75	2,6	3,5	4,5	5,7	6,7	6,7	6,7	6,7
t	—	0,64	1,36	2	2,7	3,5	4,5	6,2	6,2	6,2	6,2
$2,3 I$	—	0,64	1,36	2	2,7	3,5	4,5	6,2	6,2	6,2	6,2
в) t , сек.	0	24	35	47	60	75	90	107	126	126	126
s , см.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	8	8
$\lg \frac{b_0}{b_0-s}$	0	0,042	0,068	0,097	0,109	0,158	0,187	0,222	0,26	0,26	0,26
$\frac{s}{b_0} t$	0	$1,23 \cdot 10^4$	$1,8 \cdot 10^4$	$2,4 \cdot 10^4$	$3,05 \cdot 10^4$	$3,85 \cdot 10^4$	$4,6 \cdot 10^4$	$5,5 \cdot 10^4$	$6,5 \cdot 10^4$	$6,5 \cdot 10^4$	$6,5 \cdot 10^4$
$2,3 W$	0	1,23	1,8	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,5	6,5	6,5
t	0	1,23	1,8	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,5	6,5	6,5
$2,3 I$	0	1,23	1,8	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,5	6,5	6,5

рис. I.7, а, точки для разных жидкостей ложатся примерно на одну прямую с угловым коэффициентом, равным коэффициенту проницаемости рассматриваемого песка $\bar{k}=4 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2=40 \text{ D}$.

Задача I.4.

Определение зависимости коэффициента фильтрации и всасывающего давления от влажности

Постановка задачи и методика расчета. Для определения зависимости всасывающего давления и коэффициента фильтрации от влажности используется прибор, показанный на рис. I.8. Прибор

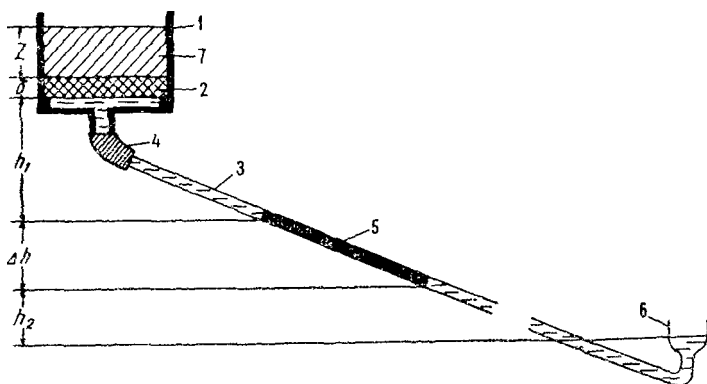


Рис. I.8. Прибор для определения зависимости всасывающего давления и коэффициента фильтрации от влажности

состоит из металлического или пластмассового стакана (1), имеющего диаметр 2,5 см, дном которого является пористая мембрана (2). Мембраной может служить любой пористый материал: керамика, мел, пористое стекло и др. Средний размер пор мембраны должен быть на порядок меньше пор исследуемого образца (обычно используется керамика с размером пор 1—2 мк). Снизу к стакану с помощью вакуумной резиновой трубки (4) присоединяется капиллярная трубка (3) длиной около 80 см, имеющая внутренний диаметр 0,9 мм с расширением на конце (6).

Перед началом опыта капиллярная трубка поднимается вверх так, чтобы уровень воды в стакане (6) был на 5—10 см выше мембраны. В стакан заливается вода до тех пор, пока вся система не будет заполнена и над мембраной не появится тонкий слой воды. После этого в стакан (6) заливается ртуть. Ртуть следует заливать в небольшом количестве (0,2—0,5 мл) так, чтобы в капилляре столбик ртути (5) имел длину 10—20 см. В этом положении капиллярная трубка должна находиться до тех пор, пока ртуть не пере-

двинется к противоположному концу трубки. После проведения подготовительной работы капиллярная трубка устанавливается в горизонтальном положении. В стакан (1) помещается образец породы (7), полностью насыщенный водой. Важно, чтобы между образцом и мембраной был хороший контакт. Насыщение образца можно провести на этом же приборе, подняв стакан (6) выше образца.

Для создания разряжения под мембраной опустим конец капиллярной трубки на 3—5 см. Величина разряжения ψ_0 будет определяться по формуле

$$\psi_0 = \Delta h \gamma_p + (h_1 + h_2) \gamma_v, \quad (a)$$

где h_1 и h_2 — проекции длин капиллярной трубки, заполненной водой, а Δh — проекция длины капиллярной трубки, заполненной ртутью, на вертикальную ось; γ_v и γ_p — объемный вес воды и ртути ($\gamma_p = 13,6$ г/см³). Под действием собственного веса столбик будет двигаться вниз до тех пор, пока всасывающее давление в образце ψ не сравняется с величиной заданного разряжения ψ_0 . При этом из образца вытечет некоторое количество воды V , определяемое длиной пути s , пройденного ртутью, и сечением капиллярной трубки ω' ($V = s\omega'$). Влажность, соответствующую всасывающему давлению ψ_0 , определим по формуле

$$\theta = \frac{V_{об} n - V}{V_{об}}, \quad (б)$$

где $V_{об}$ — объем образца; n — пористость; V — объем воды, вытекшей из образца.

Расход воды из образца в каждый момент времени можно определить по формуле

$$Q = \frac{dV}{dt} = \omega' \frac{ds}{dt}. \quad (в)$$

С другой стороны, считая режим фильтрации квазистационарным, расход воды можно определить по формуле

$$Q = \omega \frac{\psi_0 - \psi}{\frac{0,5\Delta z}{k} + \Phi}; \quad \Phi = \frac{\delta}{k_k}, \quad (г)$$

где ω — сечение образца; ψ — всасывающее давление в центре образца; Φ — сопротивление единицы площади мембраны, определяемое заранее; δ и k_k — толщина и коэффициент фильтрации мембраны. Приравнявая выражение (в) к (г), получим уравнение баланса воды в образце:

$$\frac{dV}{dt} = \omega' \frac{ds}{dt} = -\omega \frac{\psi_0 - \psi}{\frac{0,5\Delta z}{k} + \Phi}. \quad (д)$$

Сложность решения этого уравнения состоит в том, что и коэффициент фильтрации и всасывающее давление являются величинами, зависящими от влажности. Однако можно считать, что в пределах небольшого интервала влажности коэффициент фильтрации будет постоянным и соответствующим средней влажности. Зависимость всасывающего давления от влажности в пределах этого интервала можно считать линейной. Применительно к рассматриваемой схеме опыта удобнее считать всасывающее давление линейной функцией вытекающего из образца объема воды:

$$\psi = aV + b \quad (\varepsilon)$$

или

$$\psi = \omega'as + b. \quad (\text{ж})$$

С учетом (ж) перепишем уравнение (д) в виде

$$\frac{ds}{dt} = \alpha (s_0 - s), \quad (\text{з})$$

$$\alpha = \frac{a\omega}{\omega'} \cdot \frac{1}{\frac{0,5\Delta z}{k} + \Phi}, \quad (\text{и})$$

где s_0 — весь путь, пройденный ртутью на данной ступени разряжения; s — путь, пройденный ртутью от начала разряжения до момента времени t . Величина a определяется по формуле

$$a = \frac{\psi_i - \psi_{i-1}}{s_0}, \quad (\text{к})$$

где ψ_i и ψ_{i-1} — значения всасывающего давления на начало и конец рассматриваемой ступени разряжения. Разделяя переменные в уравнении (и) и интегрируя, получим

$$\alpha t = \ln \frac{s_0}{s_0 - s}. \quad (\text{л})$$

Для определения величины α , а затем и коэффициента фильтрации следует построить полулогарифмический график в координатах t и $\lg(s_0 - s)$.

Угловой коэффициент прямой α можно определить по двум любым точкам графика:

$$\alpha = \frac{2,3 \lg \left(\frac{s_0 - s_1}{s_0 - s_2} \right)}{t_2 - t_1}; \quad (\text{м})$$

коэффициент фильтрации определяется согласно (и) по формуле

$$k = \frac{\Delta z}{2 \left(\frac{a}{\alpha} \cdot \frac{\omega}{\omega'} - \Phi \right)}. \quad (\text{н})$$

Полученное значение коэффициента фильтрации будет соответствовать средней влажности $\theta_{\text{ср.}i}$ на конец и начало ступени разряжения:

$$\theta_{\text{ср.}i} = \frac{2V_{\text{об}} \cdot n - v_{i-1} - v_i}{V_{\text{об}}}, \quad (o)$$

где V_{i-1} и V_i — объемы воды, вытекшие к началу и концу i -той ступени разряжения.

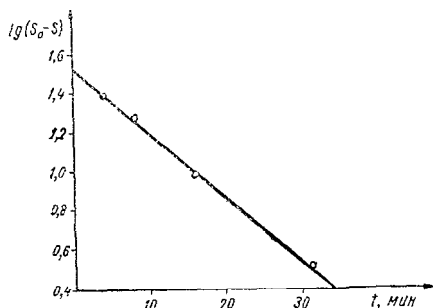
Обработка опытных данных. Определим зависимость коэффициента фильтрации и всасывающего давления для образца суглинка. Образец имеет высоту 2 см и диаметр 2,5 см, пористость суглинка 0,46. Единичное сопротивление мембраны $\Phi = 1,45 \cdot 10^2$ мин. Разряжение при первой ступени опыта составило $\psi_0 = 32$ см. При этом из образца вытекло $0,33 \text{ см}^3$ воды. Влажность θ , соответствующую всасывающему давлению, равному 30 см, определим по формуле (б):

$$\theta = \frac{9,8 \cdot 0,46 - 0,33}{9,8} = 0,42.$$

Материалы наблюдения за движением столбика ртути во времени для первой ступени разряжения:

t , мин	4	8	16	31	90	187	200
s , см	27	33	42,5	48,8	52	52	52
$s_0 - s$	25,1	19	9,5	3,2	0	0	0
$\lg(s_0 - s)$	1,4	1,28	0,98	0,52	—	—	—

Результаты опыта дают возможность определить $s_0 = 52$ см и построить график $\lg(s_0 - s)$ от t (рис. 1.9). Пользуясь этим графиком,



определим угловой коэффициент прямой α по формуле (м), приняв $t_1 = 4$ мин, $t_2 = 31$ мин и соответствующие им значения $\lg(s_0 - s_1) = 1,4$ см и $\lg(s_0 - s_2) = 0,51$ см:

$$\alpha = \frac{2,3(1,4 - 0,51)}{31 - 4} = 0,076 \frac{1}{\text{мин}}.$$

Рис. 1.9. К определению параметров влагопереноса — график зависимости $\lg(s_0 - s)$ от t

Далее, используя соотношение (к), определим значение $a = \frac{32}{52} = 0,62$, а затем по формуле (н) найдем коэффициент фильтрации:

$$k = \frac{2}{2 \left(\frac{0,62 \cdot 4,9}{0,076 \cdot 0,063} - 0,014 \right)} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ см/мин} = 2,9 \cdot 10^{-2} \text{ м/сут.}$$

Полученное значение коэффициента фильтрации будет соответствовать средней влажности $\theta = 0,44$. Используя этот метод, можно получить значения коэффициентов фильтрации и всасывающего давления для других ступеней разряжения:

Разряжение φ_0 , см . . .	0	32	65	133	177	233
Объем вытекшей воды V , см ³	0	0,33	0,54	0,79	1,12	1,26
Объем оставшейся воды, V , см ³	4,45	4,12	3,91	5,66	3,33	3,19
Объемная влажность θ .	0,46	0,42	0,40	0,38	0,34	0,33
$\bar{\theta}$	1	0,9	0,79	0,71	0,6	0,52
θ	0,46	0,44	0,41	0,39	0,36	0,34
k , м/сут	0,1	0,33	0,005	0,001	0,0007	0,0005

График полученной зависимости коэффициента фильтрации и всасывающего давления от влажности показан на рис. 1.10. Таким же образом можно получить эти зависимости и для насыщения. Для этого после достижения максимального разряжения, около 800 см вод. ст. (при большем разряжении наблюдается проникновение воздуха через мембрану), свободный конец капиллярной трубки постепенно («ступенями») следует поднимать вверх до исходного положения. Обработка данных каждой ступени производится так же, как и в случае осушения образца.

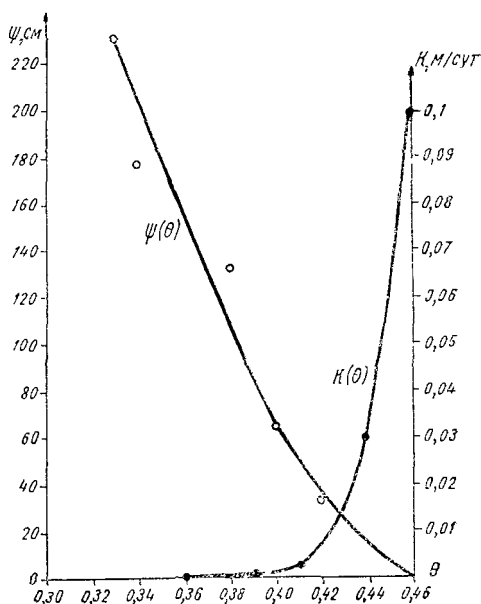


Рис. 1.10. График зависимости всасывающего давления ψ и коэффициента фильтрации k от влажности θ

Задача 1.5.

Определение коэффициента фильтрации по данным налива в кольцо

Для определения коэффициента фильтрации супесей, состоящих верхнюю часть зоны аэрации, проводился налив в кольца по

способу Болдырева и Нестерова. Схема опыта показана на рис. I.11, а. В небольшой зумпф вдавлены два кольца: внешнее диаметром 2 м и внутреннее диаметром 1,5 м. В центре пробуре-

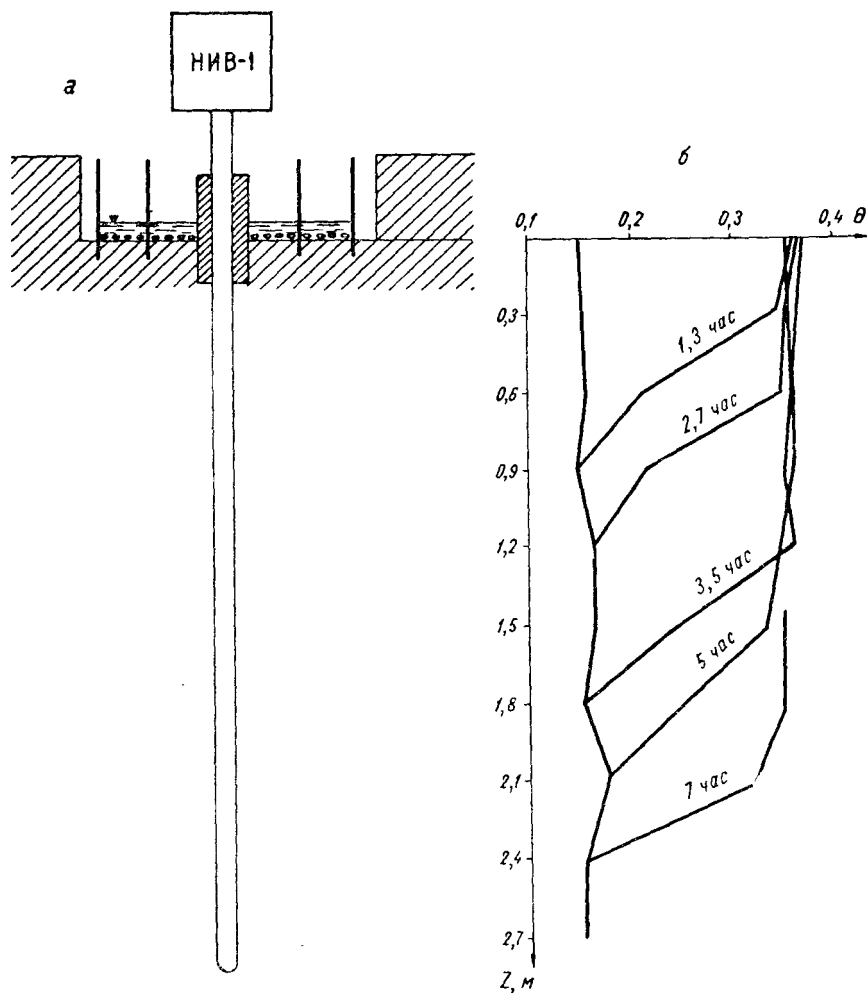


Рис. I.11. Определение коэффициента фильтрации по данным опытного налива:

а—схема опыта; б—распределение влажности по глубине на разные моменты времени

на скважина для наблюдения за влажностью нейтронно-импульсным влагомером (НИВ-1). Для того чтобы не происходило пристенной фильтрации, у скважины установлено предохранительное кольцо, заполненное глиной.

Налив производился по обычной методике, согласно которой в обоих кольцах уровень поддерживался постоянным на высоте 5 см. При этом проводились измерения расхода из внутреннего и внешнего кольца. Через 30 мин после начала опыта расходы стабилизировались. Скорость инфильтрации $w=1,9$ м/сут в дальнейшем оставалась постоянной, испытывая незначительные колебания. Влажность на различных глубинах определялась прибором НИВ-1 через каждые 1,5—2 час. Профили влажности на различные моменты времени от начала опыта показаны на рис. I.11, б. Как видно, инфильтрация в течение всего опыта происходит при постоянной влажности $\theta=0,36$, при этом породы не достигают полного насыщения ($\theta_{\max}=0,42$). Последнее может быть связано с кольматацией приповерхностного слоя мелкими частицами, находящимися во взвешенном состоянии в подаваемой воде. Отмеченная особенность заставляет с осторожностью подходить к определению коэффициента фильтрации, используя обычные приемы, в основе которых лежит предпосылка о том, что инфильтрация из колец происходит при полном насыщении пород.

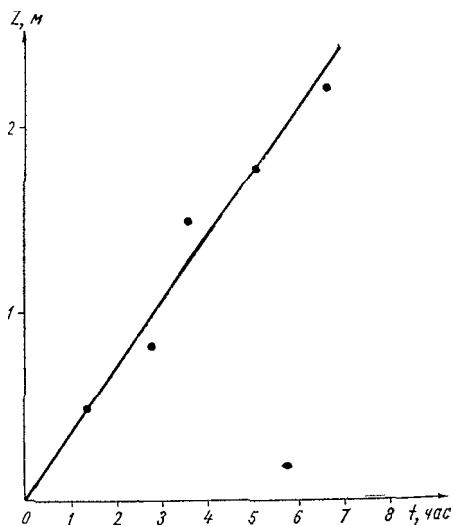


Рис I 12. График зависимости глубины промачивания от времени

Кроме того, можно заметить, что профили влажности сохраняют свою форму в течение всего опыта. Откладывая на графике зависимость пути, пройденного точкой со средней влажностью ($\theta=0,25$), от времени (рис. I.12), можно видеть, что скорость движения фронта просачивания постоянна во времени $v_l=8,7$ м/сут. Для описания процесса впитывания примем, что при просачивании образуется четко выраженная область I, в пределах которой влажность практически постоянна.

Движение здесь происходит за счет свободного стекания при напорном градиенте, равном единице, а влажность на фронте просачивания изменяется скачкообразно от начального значения θ_l до θ . Тогда из балансового уравнения для бесконечно малого продвижения фронта промачивания dl за время dt следует

$$(\theta - \theta_l) dl = w dt, \quad (a)$$

или

$$v_l = \frac{dl}{dt} = \frac{w}{\theta - \theta_l}. \quad (б)$$

Имея в виду, что $w = k\theta$, и используя выражение (I.10) для $k\theta$, получим

$$w = k\theta = k \left(\frac{\theta}{\theta_n} \right)^n, \quad (в)$$

или

$$\theta = \theta_n \left(\frac{w}{k} \right)^{1/n}, \quad (г)$$

после чего выражение (б) приобретает вид

$$v_l = \frac{w}{\theta_0 (w/k)^{1/n} - \theta_l}. \quad (д)$$

Если начальная влажность сравнительно невелика, то, полагая в (д) $\theta_l = 0$, получим более простое выражение для скорости инфильтрационного просачивания:

$$v_l = \frac{1}{\theta_n} w^{1 - \frac{1}{n}} k^{-\frac{1}{n}}. \quad (е)$$

Принимая, в частности, $n=3$, придем к решению, впервые полученному Н. Н. Биндеманом [2, 3]:

$$v_l = \frac{1}{\theta_n} \sqrt[3]{w^2 k}. \quad (ж)$$

Пользуясь этими формулами, можно определить величину интенсивности инфильтрации w , если по данным натурных наблюдений известна скорость просачивания v_l или коэффициента фильтрации при полном насыщении:

$$\lg k = 3 \lg v_l \theta_n - 2 \lg w. \quad (з)$$

Согласно рассмотренной схеме инфильтрации определим скорость движения фронта промачивания по формуле (б) при $\theta_l = 0,15$; $\theta = 0,36$ и $w = 1,9$ м/сут:

$$v_l = \frac{1,9}{0,21} = 9,1 \text{ м/сут.}$$

Как видно, полученная величина находится в соответствии с непосредственными наблюдениями.

Большой интерес в данном случае представляет оценка коэффициента фильтрации, соответствующего полному насыщению. Это можно сделать, используя формулу (I 10), принимая $n=3$:

$$k_{\phi} = \frac{1,9}{\left(\frac{0,36 - 0,15}{0,42 - 0,15} \right)^3} = 4 \text{ м/сут}$$

или по формуле (з), принимая $\theta_{\kappa} = 0,42 - 0,15 = 0,27$:

$$\lg k = 3 \lg 8,7 \cdot 0,27 - 2 \lg 1,9 = 0,54.$$

Таким образом, $k = 3,5$ м/сут. Как видно, полученные значения коэффициента фильтрации вполне сопоставимы, причем они в 2 раза больше скорости инфильтрации, наблюдаемой при опыте.

Задача 1.6.

Определение коэффициента фильтрации экрана

При проведении изыскательских работ с целью определения эффективности экранирования канала был заложен опытный котлован квадратной формы в плане, экранированный слоем гидротона толщиной $\delta = 0,1$ м (рис. 1.13). В основании котлована залегают

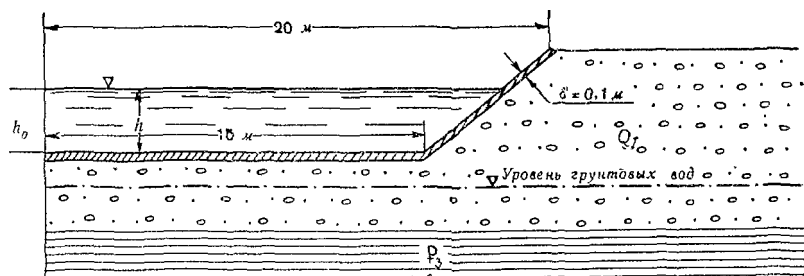


Рис. 1.13. Схема фильтрации из котлована

песчано-гравийные отложения древней речной долины четвертичного возраста, подстилаемые практически водоупорными глинами.

Уровень грунтовых вод находится на глубине 1 м от дна котлована и при наливе воды в котлован не поднимается до подошвы экрана, так что в процессе опыта имеет место режим свободной фильтрации из котлована. В котлован производится одновременный налив воды и прослеживается снижение уровня воды во времени (рис. 1.14, а).

Требуется определить коэффициент фильтрации экрана по характеру снижения уровня воды в котловане.

При решении воспользуемся схемой Каменского. Если пренебречь фильтрацией через стенки котлована, то скорость снижения уровня в котловане v_{κ} в любой момент времени равна скорости фильтрации v :

$$v_k = v \quad \text{или} \quad \frac{dh}{dt} = ki. \quad (a)$$

Величина напорного градиента определится как разность напоров в котловане H_2 и на подошве экрана H_1 , отнесенная к длине пути фильтрации δ , т. е.

$$i = \frac{H_2 - H_1}{\delta}. \quad (б)$$

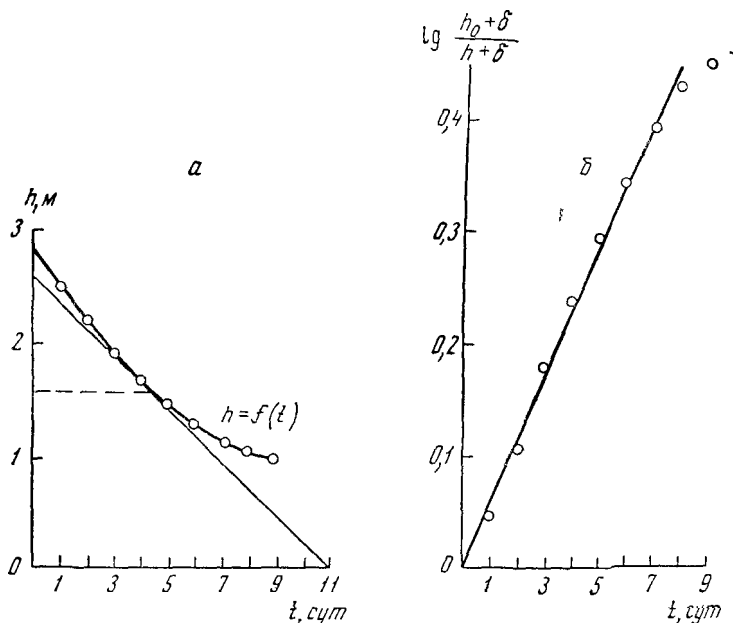


Рис. 1.14. К определению коэффициента фильтрации экрана:

a — график изменения уровня воды в котловане $h=f(t)$;

б — график зависимости $\lg \frac{h_0 + \delta}{h + \delta} = f(t)$

Для определения напоров проведем плоскость сравнения по подошве экрана. На подошве экрана $z=0$; вследствие свободного режима фильтрации давление $p=0$, и напор, определяемый из уравнения Бернулли (1.2), $H_1=0$. Напор в котловане будет меняться в течение опыта и будет зависеть от положения уровня воды в котловане.

При глубине воды в котловане h напор H_2 определяется из уравнения Бернулли: $H_2=h+\delta$. Подставляя значения напоров H_1 и H_2 в уравнение (б), получим выражение для напорного градиента:

$$i = \frac{h + \delta}{\delta}.$$

Скорость снижения уровня в любой момент времени определится из уравнения (а):

$$v = k \frac{h + \delta}{\delta} = \frac{dh}{dt}.$$

Разделим переменные в этом уравнении:

$$\frac{k}{\delta} dt = \frac{dh}{h + \delta}.$$

Если мы проинтегрируем левую часть в пределах от $t=0$ до $t=t$, а правую в пределах от $h=h_0$ до $h=h$, где h_0 — первоначальная глубина воды в котловане, то

$$\frac{k}{\delta} t = -\ln \frac{h + \delta}{h_0 + \delta}.$$

Преобразуя это выражение, получим окончательную зависимость для определения коэффициента фильтрации:

$$k = \frac{\delta}{t} 2,3 \lg \frac{h_0 + \delta}{h + \delta}. \quad (в)$$

По данным опытных работ строится график зависимости величины $\lg \frac{h_0 + \delta}{h + \delta}$ от времени t (рис. 1.14, б). При построении графика удобно воспользоваться табл. 1.2, в которую сведены все данные опыта.

Таблица 1.2

Расчетные данные для определения коэффициента фильтрации экрана

t , сут	Глубина воды в котловане h , м	$h + \delta$	$\frac{h_0 + \delta}{h + \delta}$	$\lg \frac{h_0 + \delta}{h + \delta}$
0	2,85	2,95	1	0
1	2,55	2,65	1,11	0,045
2	2,2	2,3	1,28	0,107
3	1,85	1,95	1,52	0,182
4	1,6	1,7	1,74	0,24
5	1,4	1,5	1,97	0,294
6	1,25	1,35	2,2	0,342
7	1,1	1,2	2,46	0,39
8	1,0	1,1	2,68	0,428
9	0,95	1,05	2,81	0,45

Выбираем любую точку на графике и по формуле (в) определяем коэффициент фильтрации экрана. Так, для $t=4$ сут

$$h = 1,6 \text{ м} \quad \text{и} \quad \lg \frac{h_0 + \delta}{h + \delta} = 0,225,$$

$$k = \frac{0,1}{4} 2,3 \cdot 0,225 = 0,013 \text{ м/сут.}$$

В том случае, когда нельзя пренебречь фильтрацией воды через стенку котлована, целесообразно рассмотреть фильтрацию через дно и стенки котлована отдельно.

Расход воды Q_1 , фильтрующийся через дно площадью ω' , определится по формуле, аналогичной формуле (в):

$$Q_1 = v\omega' = k\omega' \frac{h + \delta}{\delta}.$$

При определении расхода через стенки котлована следует учитывать, что величина напорного градиента i меняется вдоль стенки от величины $i_1 = \frac{h + \delta}{\delta}$ до $i_2 = 1$. При расчете расхода мы принимаем среднюю величину градиента i :

$$i = \frac{i_1 + i_2}{2} = \frac{h + 2\delta}{2\delta},$$

и расход определится по формуле

$$Q_2 = \omega'' k i = \omega'' k \frac{h + 2\delta}{2\delta},$$

где ω'' — площадь поперечного сечения потока, фильтрующегося через борта котлована, определяемая как разность между площадью зеркала воды в котловане ω и площадью дна котлована ω' :

$$\omega'' = \omega - \omega'. \quad (г)$$

Общее количество воды Q , фильтрующееся из котлована в данный момент времени, определится суммой расходов Q_1 и Q_2 : $Q = Q_1 + Q_2$, или

$$Q = k\omega' \frac{h + \delta}{\delta} + k\omega'' \frac{h + 2\delta}{2\delta}.$$

Учитывая (г), получим выражение для определения коэффициента фильтрации:

$$k = \frac{\omega v_k}{(\omega - \omega') \frac{h + 2\delta}{2\delta} + \omega' \frac{h + \delta}{2\delta}}, \quad (д)$$

где v_k — скорость снижения уровня воды в котловане $\left(v_k = \frac{Q}{\omega}\right)$.

Преобразуя выражение (д), получим в окончательном виде

$$k = \frac{\omega v_k}{\omega \frac{h + 2\delta}{2\delta} + \omega' \frac{h}{2\delta}} = \frac{2\delta \omega v_k}{\omega (h + 2\delta) + \omega' h}. \quad (е)$$

Определение коэффициента фильтрации по опытным данным производится следующим образом. По графику (см. рис. I.14, а) определяем скорость снижения уровня воды в котловане v_k как угловой коэффициент касательной в точке, соответствующей глубине $h = 1,6$ м — $v_k = \frac{2,6}{11} = 0,25$ м/сут. Далее, определим площадь зеркала воды в котловане ω при глубине воды в котловане $h = 1,6$ м. При глубине котлована, равной 4 м, площадь его по верху $\omega_0 = 1600$ м². Площадь дна котлована $\omega' = 900$ м² (см. рис. I.13). Так как площадь поперечного сечения котлована меняется линейно в зависимости от глубины, то для любого сечения ω на глубине h получим

$$\omega = \omega' + \frac{(\omega_0 - \omega')}{h_0} h, \quad (ж)$$

где ω_0 — площадь котлована при любой известной глубине.

Так как в нашем случае $\omega_0 = 1600$ м² и $h_0 = 4$ м, то глубине воды $h = 1,6$ м соответствует площадь ω , определяемая по формуле (ж): $\omega = 900 + \frac{1600 - 900}{4} 1,6 = 1180$ м². Подставляя численные значения в формулу (е), получим

$$k = \frac{2 \cdot 0,1 \cdot 1180 \cdot 0,25}{1180 (1,6 + 0,1 \cdot 2) + 900 \cdot 1,6} = 0,016 \text{ м/сут.}$$

Как видно, полученная величина коэффициента фильтрации близка к значению, определенному без учета фильтрации через стенки котлована, так что в данном случае влияние этого фактора оказывается несущественным.

Задача I.7.

Определение элементов фильтрационного потока в грунтовом лотке

Грунтовый лоток, схема которого показана на рис. I.15, предназначен для ознакомления с основными элементами фильтрационного потока. Лоток, заполненный песком, образует модель массива между каналом (К) и дренажной (Д). Питание лотка осуществляется из верхнего бака. Профильтровавшаяся через песок вода выводится водосливом. Верхний и нижний водосливы B_1 и B_2 поддерживают на заданной постоянной отметке уровни воды в модели канала и дренажи, создавая между ними перепад напоров ΔH .

Слой мелкого гравия толщиной 1—2 см поверх песчаного мас-

сива предупреждает осыпание откосов модели канала и дрены. Боковая стенка лотка изготовлена из органического стекла и оборудована пьезометрами для наблюдения за потоком и измерением напоров.

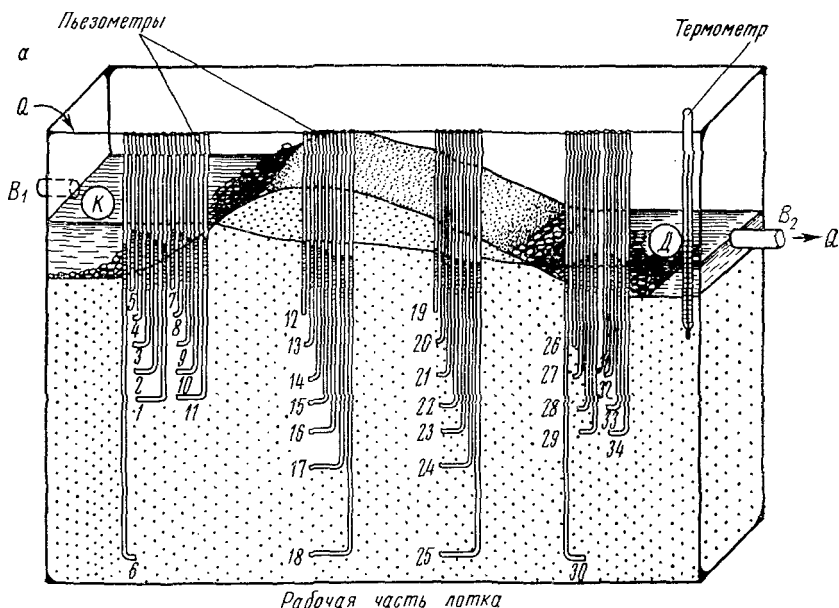


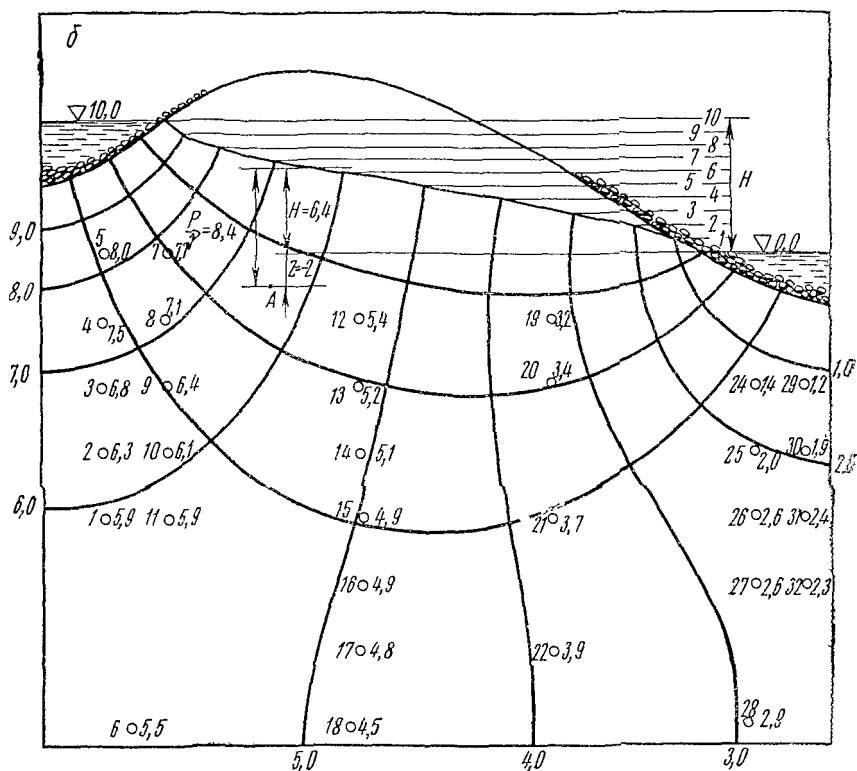
Рис. 1.15. К определению элементов фильтрационного потока:
 а — схема фильтрационного лотка; б — гидродинамическая сетка фильтрации в лотке

Требуется: 1) определить фильтрационный расход из канала в дренаж при заданном перепаде напоров между ними $\Delta H = 10$ см; 2) измерить напоры по сечению модели и построить гидродинамическую сетку потока; 3) определить по гидродинамической сетке основные элементы фильтрационного потока: напоры H , градиенты i , коэффициенты фильтрации k и проницаемости $\bar{k}$, скорости фильтрации v .

При решении после насыщения лотка водой и установления фильтрации из канала в дренаж через водослив B_2 замеряется расход объемным способом: $Q = \frac{V}{t}$, где V — количество профилировавшейся воды за время t :

t , сек	30	60	90	120
V , см ³	90	179	270	360
Q , см ³ /сек	3	2,9	3	3

Напор согласно выражению (1.2) вычисляется как сумма пьезометрической высоты, фиксируемой пьезометром в точке его расположения, и высоты его положения от выбранной плоскости сравнения. Если принять за плоскость сравнения уровень воды в дре-



не, то напор в точке расположения, например, пьезометра 11, находящегося на 20 см ниже плоскости сравнения и показывающего высоту давления воды 25,9 см, равен $H = 25,9 \text{ см} - 20 \text{ см} = 5,9 \text{ см}$.

Линии равных напоров, соединяющие точки с одинаковыми значениями напоров, строятся с заданным интервалом (в данном случае через 1 см) путем интерполяции значений, определенных в точках расположения пьезометров. Контуры дна канала и дрены в нашей задаче являются линиями максимального (10 см) и минимального (0 см) значений напоров. К непроницаемым поверхностям лотка — его стенкам и дну — линии равных напоров направляются по нормали.

Линии тока совпадают с направлением движения потока. На модели они хорошо прослеживаются при окрашивании струй потока введением кристалликов марганцевокислого калия, которые укладывают на некотором расстоянии друг от друга по дну канала

вдоль прозрачной стенки лотка. Окрашенные струйки потока фиксируются на стенке лотка, а затем переносятся на чертеж. После построения линий тока следует уточнить положения линий равного напора из условия их ортогональности.

Кривая депрессии, на которой давление равно атмосферному ($p=0$), определяется из условия $H=z$. С этой целью общий перепад напоров разбивается по вертикали на 10 равных частей (рис. 1.15, б), причем точки пересечения линий равных напоров с соответствующими по значению напоров горизонтальными линиями и являются точками кривой депрессии.

Гидродинамическая сетка позволяет определить все элементы фильтрационного потока. Напор в любой точке потока определяется интерполяцией по линиям равных напоров. Например, в точке А (рис. 1.15, б) напор $H=6,4$ см находится путем линейной интерполяции вдоль линии тока, проходящей через эту точку, между линиями с напорами 6 и 7 см. Пьезометрическая высота $\frac{p}{\gamma}$ в той же точке, отстоящей от плоскости сравнения на расстоянии $z=-2$ см, равна $\frac{p}{\gamma}=6,4 \text{ см} + 2 \text{ см} = 8,4 \text{ см}$.

Градиент напора i определяется как изменение напора ΔH между двумя точками фильтрационного поля, отнесенное к длине пути фильтрации Δl между ними. Например, градиент по направлению потока, проходящему через точку А, равен

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{1 \text{ см}}{6,6 \text{ см}} = 0,15.$$

Для определения фильтрационного расхода Q по гидродинамической сетке рассмотрим отсек, ограниченный двумя линиями равных напоров с известным перепадом $\Delta H=1$ см и крайними линиями токов — кривой депрессии и непроницаемой стенкой лотка. По ширине отсек разбит линиями тока на n отдельных лент тока, расход вдоль которых постоянен. Для отсека расход Q может быть определен в соответствии с (1.4) по формуле

$$Q = k \sum_{i=1}^n \omega_i i_i = k \Delta H \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i}{\Delta l_i},$$

где $\omega_i = B_i s$ и Δl_i — средняя площадь поперечного сечения потока и средняя длина пути фильтрации в пределах ленты тока рассматриваемого отсека (B_i — расстояние между двумя линиями тока, s — ширина лотка).

При известном расходе Q может быть определен коэффициент фильтрации грунта в лотке.

Расход, замеренный объемным способом, равен $3 \text{ см}^3/\text{сек}$. Ширина лотка $s=15,5$ см. Коэффициент фильтрации, определенный по сетке фильтрации, в пределах отсека между линиями равных

напоров $H=7$ см и $H=8$ см, кривой депрессии и стенкой лотка равен

$$k = \frac{3 \text{ см}^3/\text{сек}}{1 \text{ см} \cdot 15,5 \text{ см} \left(\frac{4,6}{4,6} + \frac{5,0}{5,0} + \frac{6,0}{6,0} + \frac{7,0}{7,0} \right)} = 0,0485 \text{ см/сек} \approx \\ \approx 40 \text{ м/сут.}$$

Скорость фильтрации v в любой точке потока определяется согласно (1.5). При $k=0,0485$ см/сек, $i=0,15$ скорость в точке A будет равна $v=ki=0,0485 \text{ см/сек} \cdot 0,15=0,0073 \text{ см/сек} \approx 0,44 \text{ см/мин}$

Действительную скорость фильтрации u , которая связана со скоростью фильтрации v отношением $u = \frac{v}{n}$, где n — пористость, можно определить путем непосредственных измерений за движением введенного в поток индикатора. В качестве индикатора в задаче был использован кристаллик марганцевокислого калия. Замеренная действительная скорость движения окрашенной струйки в точке A равна примерному значению $u=1$ см/мин, что соответствует величине пористости песка $n=0,23$.

Коэффициент проницаемости $\bar{k}$, зависящий от свойств пористой среды, определяется формулой (1.6):

$$\bar{k} = \frac{kv}{g} = \frac{0,0485 \text{ см/сек} \cdot 0,0114 \text{ см}^2/\text{сек}}{981 \text{ см/сек}^2} = 0,54 \cdot 10^{-6} \text{ см}^2 = 54 \text{ Д},$$

где $0,0114 \text{ см}^2/\text{сек}$ — значение коэффициента кинематической вязкости при температуре $t=15^\circ$, по данным на стр. 7.

Число Рейнольдса для рассматриваемого потока при эффективном диаметре частиц $d_{ef}=0,01$ см

$$R_e = \frac{vd_{ef}}{\nu} = \frac{0,0073 \text{ см/сек} \cdot 0,01 \text{ см}}{0,0114 \text{ см}^2/\text{сек}} \approx 0,006,$$

что соответствует ламинарному режиму фильтрации.

РАСЧЕТЫ СТАЦИОНАРНЫХ ПЛАНОВЫХ ПОТОКОВ

Плановые потоки имеют наибольшее распространение при схематизации геофильтрационных условий и поэтому заслуживают наиболее подробного разбора.

В плановом потоке удобно вместо скорости фильтрации использовать понятие удельного расхода потока q , который представляет собой расход планового потока шириной 1 м; таким образом, площадь поперечного сечения для удельного расхода численно равна мощности пласта m . При однородном строении пласта по вертикали для записи выражения удельного расхода можно непосредственно воспользоваться формулой закона Дарси (1.3), полагая в ней $Q=q$ и $\omega=m$, т. е.

$$q = kmi = Ti, \quad (\text{II.1})$$

где T — проводимость потока, представляющая собой удельный расход потока при единичном градиенте; в однородном по вертикали потоке $T=km$. Для планового потока, состоящего из слоев различной проницаемости, по формуле (II.1) можно определить удельные расходы $q_1, q_2, \dots$ в слоях с коэффициентами фильтрации $k_1, k_2, \dots$ и мощностями $m_1, m_2, \dots$, а общий расход в пласте получится суммированием значений расходов отдельных слоев, причем поскольку в плановом потоке градиенты напора во всех слоях будут одинаковыми, то $q=q_1+q_2+\dots=(k_1m_1+k_2m_2+\dots)i$, откуда видно, что в этом случае

$$T = k_1m_1 + k_2m_2 + \dots, \quad (\text{II.2})$$

т. е. проводимость слоистого пласта складывается из проводимостей отдельных его слоев.

При решении задач плановой фильтрации рассматриваются три основные схемы строения водоносных пластов по вертикали (рис. II.1): 1 — постоянной проводимости, 2 — однородного по вертикали на горизонтальном водоупоре (схема Дюпюи), 3 — горизонтальнослоистого (схема Гиринского), причем наибольшее практическое значение имеет самая простая схема 1 (пласта постоянной проводимости), которая в дальнейшем будет использоваться как основная [1, 2]. От зависимостей, построенных для основной схе-

мы 1, можно перейти к зависимостям для схемы Дюпюи, заменяя напоры H на соответствующие величины $0,5h^2$, а проводимость пласта T — на коэффициент фильтрации k [2], т. е. правила перехода

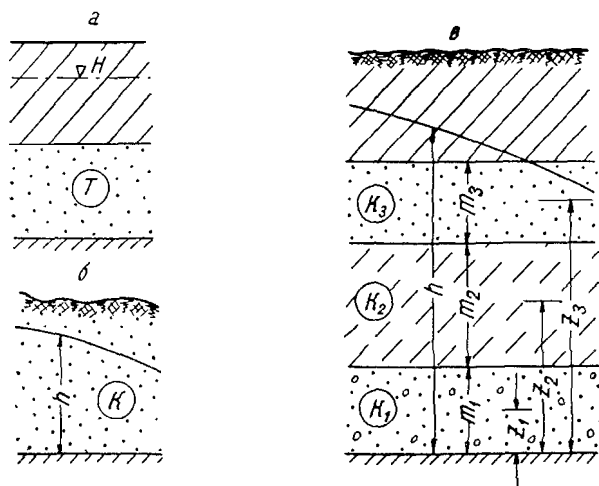


Рис. II.1. Типовые схемы фильтрационного потока по вертикали:

a — схема 1 — постоянной проводимости; $б$ — схема 2 — однородного потока; $в$ — схема 3 — слоистого потока

между расчетными зависимостями для этих схем (1 и 2) имеют вид

$$T \rightarrow k, \quad H \rightarrow 0,5h^2. \quad (\text{II.3})$$

Для схемы Гиринского в качестве напорной функции выступает так называемая функция Гиринского G [2], вычисляемая для сечения с глубиной потока h (рис. II.1, в) по формуле

$$G = k_1 m_1 (h - z_1) + k_2 m_2 (h - z_2) + \dots + k_n m_n (h - z_n), \quad (\text{II.4})$$

где $z_1, z_2, \dots, z_n$ — ординаты середины отдельных слоев, отсчитываемые от водоупора.

Соответственно для перехода между расчетными зависимостями основной схемы (постоянной проводимости) и схемы Гиринского справедливы соотношения

$$H \rightarrow G, \quad T \rightarrow 1. \quad (\text{II.5})$$

РАСЧЕТНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ ЛИНЕЙНЫХ (ОДНОМЕРНЫХ) ПОТОКОВ

В однородном по длине потоке (рис. II.2, а) при наличии инфильтрации одинаковой интенсивности w напор H в любой точке определяется общим уравнением

$$H = C_1 x + C_2 - \frac{\omega x^2}{2T}, \quad (\text{II.6})$$

где C_1 и C_2 — постоянные интегрирования, определяемые по данным о граничных условиях. Так, если заданы уровни H_0 при $x=0$

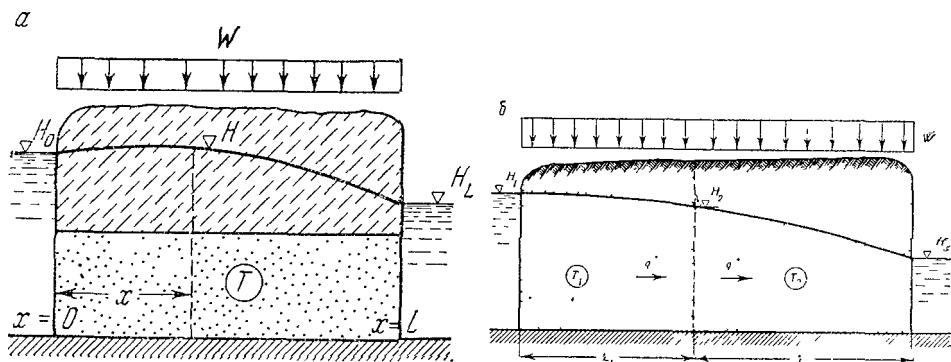


Рис. II.2. Схемы фильтрации в междуречном массиве при наличии постоянного вдоль профиля инфильтрационного питания:

a — с постоянной проводимостью вдоль профиля; *б* — с фрагментно изменяющейся проводимостью пласта

и H_L при $x=L$, то для определения C_1 и C_2 составляются уравнения

$$H_0 = C_2 \text{ и } H_L = C_1 L + C_2 - \frac{\omega L^2}{2T} \quad (\text{II.6a})$$

или

$$C_1 = \frac{H_L - H_0}{L} + \frac{\omega L}{2T}. \quad (\text{II.6б})$$

Следовательно, уравнение для H будет

$$H = H_0 + \frac{H_L - H_0}{L} x + \frac{\omega x}{2T} (L - x). \quad (\text{II.7})$$

В частном случае отсутствия инфильтрации ($\omega=0$) напоры H определяются уравнением прямой линии

$$H = H_0 + \frac{H_L - H_0}{L} x. \quad (\text{II.8})$$

Для построения аналогичных уравнений для однородного по вертикали потока (схема Дюпюи) заменим в уравнении (II.7) в со-

ответствии с правилами перехода (II.3) H на $0,5h^2$, H_0 на $0,5h_0^2$, H_L на $0,5h_L^2$ и T на k , после чего получим уравнение одномерного инфильтрационного потока для схемы Дюпюи:

$$h^2 = h_0^2 + \frac{h_L^2 - h_0^2}{L} x + \frac{w}{k} x(L - x), \quad (\text{II.9})$$

или

$$h = \sqrt{h_0^2 + \frac{h_L^2 - h_0^2}{L} x + \frac{w}{k} x(L - x)}. \quad (\text{II.9a})$$

В частном случае отсутствия инфильтрации

$$h = \sqrt{h_0^2 + \frac{h_L^2 - h_0^2}{L} x}. \quad (\text{II.10})$$

Уравнения для горизонтальнослоистого потока (схема 3) получим, положив $T=1$ и заменяя в (II.7) H на G , H_0 на G_0 , H_L на G_L , где G , G_0 и G_L — значения функции Гиринского в сечениях x , $x=0$ и $x=L$. Определив величину G , можно далее найти соответствующую ей глубину потока h , для чего целесообразно воспользоваться предварительно построенным графиком зависимости $G(h)$.

Удельный расход потока q_x в сечении x для основной схемы (1) получится согласно (II.1) при $i = -\frac{dH}{dx}$:

$$q_x = -T \frac{dH}{dx} = T \frac{H_0 - H_L}{L} - w(0,5L - x). \quad (\text{II.11})$$

В частности, в граничных сечениях получим расходы q_0 и q_L , полагая $x=0$ и $x=L$:

$$q_0 = T \frac{H_0 - H_L}{L} - \frac{wL}{2} \quad (\text{а}); \quad q_L = T \frac{H_0 - H_L}{L} + \frac{wL}{2} \quad (\text{б}). \quad (\text{II.12})$$

Аналогично, для схемы Дюпюи:

$$q_0 = k \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L} - \frac{wL}{2} \quad (\text{а}), \quad q_L = k \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L} + \frac{wL}{2} \quad (\text{б}) \quad (\text{II.13})$$

и для схемы Гиринского:

$$q_0 = \frac{G_0 - G_L}{L} - \frac{wL}{2} \quad (\text{а}), \quad q_L = \frac{G_0 - G_L}{L} + \frac{wL}{2} \quad (\text{б}). \quad (\text{II.14})$$

Формулы для случая отсутствия инфильтрации получаются из приведенных выше при $w=0$. В частности, для однородного безнапорного потока (схема Дюпюи) из выражений (II.13) при $w=0$,

когда расход по длине потока остается постоянным ($q_0 = q_L = q$), следует широко распространенная формула Дюпюи

$$q = k \frac{h_0^2 - h_L^2}{2L}. \quad (\text{II } 15)$$

Если параметры пласта меняются по его длине, то обычно эффективным оказывается применение метода фрагментов, когда поток разделяется на участки (фрагменты), в пределах каждого из которых параметры задаются неизменными. Затем решения для каждого фрагмента «сшиваются» на границах фрагментов из условия неразрывности напоров и расходов потока, — в последнем случае используется условие, что поток, приходящий к правой границе левого фрагмента, равен потоку, уходящему от левой границы правого фрагмента

Рассмотрим в качестве примера использования метода фрагментов схему потока, состоящего из двух участков (фрагментов) с различной проводимостью T_1 и T_2 и одинаковой интенсивностью инфильтрации ω (рис II 2, б) На границе фрагментов расход q' , приходящий слева, определится по формуле (II 12б) при $H_0 = H_1$, $H_L = H_2$, $L = L_1$ и $T = T_1$:

$$q' = T_1 \frac{H_1 - H_2}{L_1} + \frac{\omega L_1}{2}, \quad (\text{II } 16)$$

а расход q'' , выходящий справа, определится по формуле (II 12а) при $H_0 = H_2$, $H_L = H_3$, $L = L_2$ и $T = T_2$:

$$q'' = T_2 \frac{H_2 - H_3}{L_2} - \frac{\omega L_2}{2}. \quad (\text{II } 16a)$$

Из условия неразрывности расходов ($q' = q''$) может быть далее получено выражение для напора H_2 на границах фрагментов

$$H_2 = \frac{T_1 H_1 L_2 + T_2 H_3 L_1 + \frac{1}{2} \omega L_1 L_2 (L_1 + L_2)}{T_1 L_1 + T_2 L_2}. \quad (\text{II } 16б)$$

На формирование потока грунтовых вод вблизи водоемов существенное влияние может оказывать сопротивление их ложа, оп-

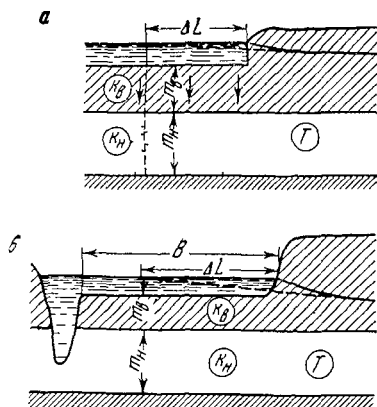


Рис II 3 Схема ложа водоема двухслойного строения
а — водоем неограниченной ширины, б — водоем с руслом, порезающим скранирующий слой

ределяющее условия взаимодействия поверхностных и подземных вод. Для наиболее характерного случая наличия гидравлической связи между водоемом и грунтовыми водами (подпертый режим фильтрации) сопротивление ложа водоема, располагаемого вдоль границы потока, можно учитывать путем формального сдвига его уреза на величину ΔL , определяемую строением ложа водоема. В частности, при двухслойном строении ложа (рис. II.3) и значительной (теоретически — неограниченной) ширине водоема

$$\Delta L = \frac{T}{k_n m_n b}; \quad b = \sqrt{\frac{k_b}{k_n m_n}}, \quad (\text{II.17})$$

где T — проводимость потока (в общем случае отличная от проводимости пласта под водоемом $k_n m_n$).

Для схемы, представленной на рис. II.3, б, когда экранирующий слой прорезается руслом на расстоянии B от уреза водоема:

$$\Delta L = \frac{T}{k_n m_n b} \operatorname{th} bB. \quad (\text{II.17a})$$

При условии $B > 1,5/b$ практически

$\operatorname{th} bB \cong 1$ (с погрешностью до 10%) и выражения (II.17) и (II.17a) совпадают, так что это условие можно использовать для обоснования применимости схемы водоема неограниченной ширины.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ В ОДНОМЕРНЫХ ПОТОКАХ

Приведенные выше зависимости могут применяться как для решения прямых задач, когда при известных геофильтрационных параметрах (ω , T , k) определяются элементы потока (напоры, расходы), так и для решения обратных задач, когда по известным элементам потока (полученным по данным режимных наблюдений) определяются некоторые геофильтрационные параметры.

При стационарном режиме фильтрации для решения обратных задач необходимо наличие наблюдательного створа по крайней мере из трех скважин (рис. II.4, а), расположенных вдоль по потоку. Выбирая период, когда можно пренебречь инфильтрацией, можем согласно (II.1) записать выражения для расходов q_1 и q_2 соответственно на участках между скв. 1—2 и 2—3:

$$q_1 = T_1 i_1 \quad \text{и} \quad q_2 = T_2 i_2, \quad (\text{II.18})$$

где T_1 и T_2 — средние значения проводимости пласта между скв. 1—2 и 2—3, а i_1 и i_2 — градиенты потока на этих же участках.

Поскольку при отсутствии инфильтрации $q_1 = q_2$, то в этом случае

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{i_2}{i_1}. \quad (\text{II.19})$$

При наличии стационарной постоянной по профилю инфильтрации интенсивностью ω для составления расчетной зависимости можно

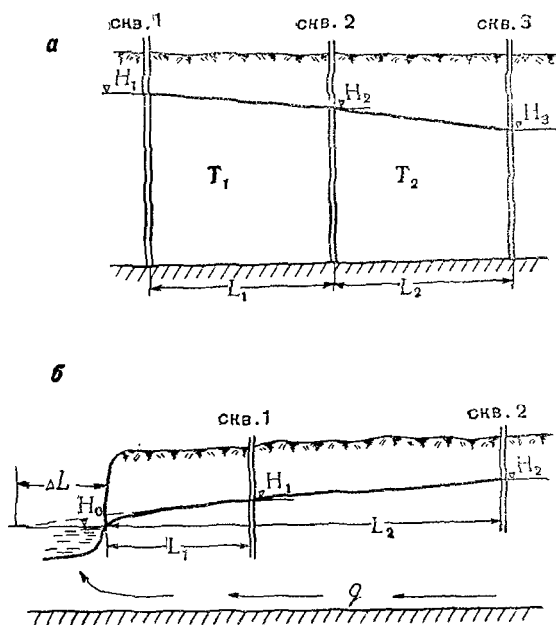


Рис. 11.4. К решению обратных задач:
а — определение соотношения проводимостей;
б — определение сопротивления ложа водоема

воспользоваться системой уравнений (II.16) — (II.16а), решая его относительно ω/T_1 :

$$\frac{\omega}{T_1} = 2 \frac{T_2}{T_1} \frac{i_2 - i_1}{L_1 + L_2}; \quad i_1 = \frac{H_1 - H_2}{L_1}; \quad i_2 = \frac{H_2 - H_3}{L_2}. \quad (\text{II.20})$$

Входящее в это уравнение соотношение проводимостей T_2/T_1 должно либо определяться по данным режимных наблюдений на период отсутствия инфильтрации в пределах наблюдательного створа, либо устанавливаться по литологической неоднородности водоносного пласта с использованием коррелятивных зависимостей между проницаемостью и гранулометрическим составом пород.

В местах гидравлической связи потока с водоемом (рекой, каналом, озером и т. п.) необходимо учитывать сопротивление ложа водоема удлинением потока на величину ΔL , которая, как правило, должна определяться по данным режимных наблюдений.

Для определения ΔL необходимо иметь наблюдения за стационарным режимом по створу из двух скважин, заложенных в основной водоносный горизонт (рис. II.4, б), в условиях установившегося режима при $w=0$. При этом удельный расход q на участке между скважинами 1—2 будет

$$q = T \frac{H_2 - H_1}{L_2}. \quad (\text{II.21})$$

Этот же расход между скв. 1 и водоемом с учетом перемещения уреза на величину ΔL будет

$$q = T \frac{H_1 - H_0}{L_1 + \Delta L}. \quad (\text{II.21a})$$

Исключая из (II.21) и (II.21a) величину q , найдем формулу

$$\Delta L = \frac{H_1 - H_0}{H_2 - H_1} L_2 - L_1. \quad (\text{II.22})$$

Следует отметить, что использование зависимостей для расхода в форме (II.21) и (II.21a) предопределяет возможность применения формулы (II.22) только в тех случаях, когда поток имеет прямолинейный характер в плане и направлен по нормали к урезу водоема.

ПОТОК ПЕРЕМЕННОЙ ПЛОТНОСТИ

При изучении геофильтрации высокоминерализованных подземных вод существенное влияние может оказывать их переменная плотность, связанная с изменением минерализации. Учет этого фактора требует анализа специфических гидродинамических закономерностей такого потока, связанных прежде всего с отсутствием потенциальной функции, однозначно определяющей энергетический уровень в каждой точке потока [2, 5]. Напомним, что в потоке постоянной плотности такой функцией является напор H . В плановом потоке переменной плотности скорость фильтрации v_l в направлении l определится выражением

$$v_l = -k \left(\frac{1}{\gamma} \frac{\partial \rho}{\partial l} + \sin \alpha \right), \quad (\text{II.23})$$

где α — угол наклона пласта к горизонту. Для построения плана течения в этом случае используется понятие приведенного напора $H_{\text{пр}}$, определяемого таким образом, чтобы направление течения совпадало с направлением максимального изменения приведенного напора, т. е. линии тока оказываются ортогональными с изолиниями приведенного напора. Величина приведенного напора в точке с ординатой z определяется выражением

$$H_{\text{пр}} = \frac{1}{\gamma^0} \left(p + \int_{z_0}^z \gamma dz \right), \quad (\text{II.24})$$

где z_0 — выбранный уровень отсчета напоров (плоскость сравнения); p — давление в расчетной точке, определяемое умножением высоты столба воды в наблюдательной скважине на средний объемный вес воды в скважине; γ^0 — расчетный объемный вес воды, который целесообразно принимать равным некоторому среднему значению γ в области потока; расчет интеграла сил гравитации должен производиться по направлению линии тока, причем между ближайшими скважинами можно считать

$$\int_{z_1}^{z_2} \gamma dz = \gamma_{\text{ср}} \Delta z, \quad \gamma_{\text{ср}} = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2}, \quad \Delta z = z_2 - z_1. \quad (\text{II.25})$$

Поскольку направления линий тока заранее неизвестны, то построение поля приведенных напоров следует производить подбором, считая направление линий тока в данной точке совпадающим с направлением максимального градиента приведенного напора. С этой целью целесообразно предварительно построить поле изолиний напоров осредненного потока $H^0 = \frac{p}{\gamma^0} + z$ и поле объемного веса γ . Зная эти поля, можно определить разницу приведенных напоров $H_{\text{пр}}$ между любыми двумя точками по формуле

$$\Delta H_{\text{пр}} = \Delta H^0 + \frac{(\gamma_{\text{ср}} - \gamma^0) \Delta z}{\gamma^0}, \quad (\text{II.26})$$

где ΔH^0 и $\gamma_{\text{ср}}$ — разница значений напоров H^0 и среднее значение объемного веса между расчетными точками. В первом приближении линии тока проводятся нормально к изолиниям напоров осредненного потока. Для уточнения направления линий тока можно далее для каждой точки рассчитать величины $\Delta H_{\text{пр}}$ и градиента приведенного напора в различных направлениях; линия тока будет совпадать с таким направлением, где значение градиента приведенного напора окажется максимальным.

Заметим, что для плановых потоков расчеты p и z следует проводить для точек середины пласта.

Задача II.1.

Определение расхода

«напорно-безнапорного» потока

Водоносный горизонт приурочен к выдержанному по мощности ($m=10$ м) слою песков с коэффициентом фильтрации $k=5$ м/сут. Сверху и снизу этот горизонт перекрыт водоупорными породами ($k_1=0$). Водоносный горизонт ограничен рекой, а на расстоянии

$l=1000$ м от реки вскрывается котлованом В котловане вода отводится дренажной канавой Уровень воды в канаве находится на отметке подошвы слоя песков Уровень воды в реке на 10 м выше кровли водоносного горизонта Таким образом, в той части, где водоносный горизонт перекрыт водоупором и отметки пьезометрической поверхности выше его кровли, он будет напорным. В области дренирования поток имеет свободную поверхность и является безнапорным (рис. II 5)

Требуется определить расход потока подземных вод

При решении выделим фрагменты I и II напорного и безнапорного потоков, граница между которыми проходит в месте пересе-

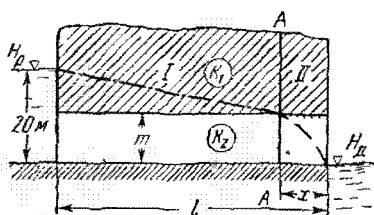


Рис II 5 К оценке расхода «напорно-безнапорного» потока

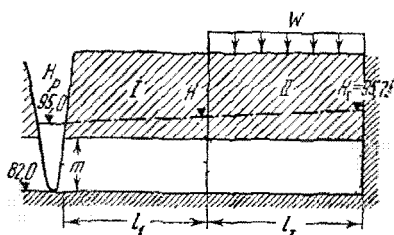


Рис II 6 Схема фильтрации на массиве орошения

чения пьезометрической кривой кровли водоносного горизонта — сечение А—А. Обозначим длину области безнапорной фильтрации через x . Совместим плоскость сравнения с подошвой водоносного горизонта В этом случае напор в реке $H_p=20$ м, напор в области дренирования $H_d=0$, напор на границе между фрагментами $H=m=10$ м. В соответствии с (1.4) расход потока в общем виде можно определить по формуле

$$q = kh_{cp}i_{cp}. \quad (a)$$

В первом фрагменте мощность потока постоянна: $h_{cp}=m$, расстояние между рекой и границей фрагментов $l-x$ Поэтому выражение (a) примет вид

$$q = km \frac{H_p - m}{l - x}. \quad (b)$$

Во втором фрагменте мощность потока меняется от величины $h=m$ до $h=0$, и средняя мощность $h_{cp} = \frac{m}{2}$. Так как напор на границе фрагментов $H=m$, а в области дренирования $H_d=0$, то величина напорного градиента определится из соотношения $i = \frac{m}{x}$

Выражение (а) для второго фрагмента будет иметь вид

$$q = k \frac{m^2}{2x}. \quad (\text{в})$$

Решая совместно уравнения (б) и (в) относительно величины расхода q , получим

$$q = km \frac{(2H_p - m)}{2l}. \quad (\text{г})$$

Подставляя численные значения параметров в формулу (г), получим

$$q = 5 \cdot 10 \frac{(2 \cdot 20 - 10)}{2 \cdot 1000} = 0,75 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Задача об определении расхода «напорно-безнапорного» потока может быть решена с применением функции Гиринского. В этом случае

$$q = \frac{G_p - G_d}{l}. \quad (\text{д})$$

Значение функции G_p в сечении у реки определяется по формуле (II.4) как для двухслойного пласта. Так как $k_1 = 0$, первый член выражения (II.4) будет равен нулю; поскольку $h = H_p$ и $z = \frac{m}{2}$, то

$$G_p = km \left(H_p - \frac{m}{2} \right).$$

На расстоянии l от реки в области дренирования потока $G_d = 0$, так как в этом случае мощность потока $m = 0$.

Величина расхода определится по формуле (д):

$$q = \frac{G_p - G_d}{l} = \frac{km \left(H_p - \frac{m}{2} \right)}{l} = \frac{km (2H_p - m)}{2l}. \quad (\text{е})$$

Как видно, это выражение тождественно выражению (г), полученному при решении задачи методом фрагментов.

Задача II.2.

Определение интенсивности инфильтрации на массиве орошения по данным режимных наблюдений

Орошаемая территория расположена в пределах террасы, примыкающей к цоколю, сложенному плотными глинами (рис. II.6). В строении террасы принимают участие аллювиальные отложения, представленные песками и галечниками с коэффициентом фильтра-

ции $k=15$ м/сут и общей мощностью 10 м. Пески подстилаются глинами с абсолютной отметкой кровли 82 м. Сверху аллювиальные отложения перекрыты покровом делювиальных суглинков. Ширина террасы 500 м. Участок шириной 300 м, примыкающий к цоколю террасы, орошается. Вследствие инфильтрации на участке формируется поток подземных вод, который дренируется рекой. В скважине, пробуренной в 500 м от реки в месте примыкания террасы к цоколю, уровень установился на абсолютной отметке 95,75 м. Абсолютная отметка уровня воды в реке 95,00 м.

Требуется определить интенсивность инфильтрации на участке орошения.

Будем считать поток линейным в плане, ограниченным с правой стороны непроницаемой границей (коренной берег), а с левой стороны границей с постоянным напором $H_p=95,00$ м. Так как кривая депрессии целиком проходит в толще слабопроницаемых суглинков, можно считать, что мощность водоносного горизонта ($m=10$ м) постоянна, и при решении задачи принимается схема потока с постоянной проводимостью $T=150$ м²/сут. Режим фильтрации будем считать установившимся.

Для решения задачи воспользуемся методом фрагментов. Выделим на рассматриваемой территории две области. Первая (I) (рис. II.6) длиной $l_1=200$ м включает в себя территорию, на которой инфильтрация полностью отсутствует, и вторая (II) шириной $l_2=300$ м включает массив орошения. Напор в реке (в абсолютных отметках) $H_p=95,00$ м, а на непроницаемой границе $H_r=95,75$ м. Условимся считать границу между фрагментами за начало координат и обозначим напор на этой границе H_x . Погонный расход в первом фрагменте определится по формуле

$$q = -T \frac{H_x - H_p}{l_1}. \quad (a)$$

Знак «минус» определяет направление потока, противоположное направлению оси x .

Для определения погонного притока к границе между фрагментами со стороны участка, на котором производится полив, решаем уравнение (II.6) для случая, когда поток ограничен на расстоянии l_2 непроницаемой границей. На непроницаемой границе расход равен нулю:

$$x = l_2; \quad q = 0. \quad (б)$$

Подставим граничные условия (б) в уравнение (II.6):

$$q = -T \frac{dH}{dx} = -TC_1 + wx. \quad (в)$$

Определим значение постоянной C_1 :

$$C_1 = \frac{wl_2}{T}. \quad (г)$$

Подставляя (г) в (в), получим

$$q = -w(l_2 - x). \quad (д)$$

Так как на границе между фрагментами $x=0$, то приток к границе между фрагментами определится из соотношения

$$q_0 = -wl_2. \quad (е)$$

Для определения напора в любой точке x решим уравнение (II.6), считая, что у непроницаемой границы напор $H=H_\Gamma$, т. е. при

$$x = l_2 \quad H = H_\Gamma. \quad (ж)$$

Подставляя граничное условие (ж) в уравнение (II.6) и учитывая (г), получим

$$H_\Gamma = \frac{wl_2^2}{T} + C_2 - \frac{wl_2^2}{2T},$$

откуда значение постоянной C_2 определится как

$$C_2 = H_\Gamma - \frac{wl_2^2}{2T}. \quad (з)$$

Для определения напора на границе фрагментов подставим значение постоянной интегрирования C_2 из выражения (з) в уравнение (II.6):

$$H = \frac{wl_2}{T}x + H_\Gamma - \frac{wl_2^2}{2T} - \frac{wx^2}{2T}$$

определим напор на границе фрагментов, считая $x=0$:

$$H_x = H_\Gamma - \frac{wl_2^2}{2T}. \quad (и)$$

Величина расхода, поступающего к границе фрагментов со стороны массива с инфильтрацией, равна расходу, определяемому выражением (а). Приравнявая (а) и (е), получим

$$T \frac{H_x - H_p}{l_1} = wl_2. \quad (к)$$

Подставляя значение H_x из уравнения (и) в (к) и подставляя численные значения величин, решим это уравнение относительно интенсивности инфильтрации w :

$$T \frac{H_\Gamma - \frac{wl_2^2}{2T} - H_p}{l_1} = wl_2,$$

откуда

$$w = \frac{T(H_r - H_p)}{l_2 \left(\frac{l_2}{2} + l_1 \right)} = \frac{150(95,75 - 95,00)}{300(150 + 200)} = 10,7 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут.}$$

Задача II.3

Определение параметров фильтрационного потока по данным режимных наблюдений

С целью определения фильтрационных параметров и величины инфильтрации на опытном участке перпендикулярно урезу реки

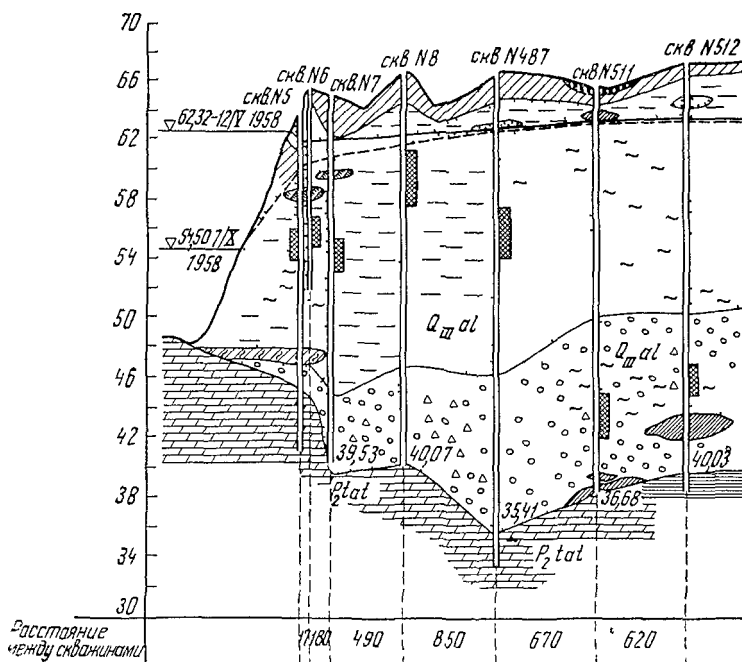


Рис II.7 Геологический разрез по створу скважин

был оборудован створ наблюдательных скважин (рис. II.7). Скважины вскрыли толщу аллювиальных песчано-гравийных и песчано-галечниковых отложений четвертичного возраста (Q_{mal}), в основании которой залегают известняки и глины пермского возраста, принимаемые за водоупор. Водоносный горизонт грунтовых вод дренируется рекой. В пределах выбранного створа скважин поток можно считать линейным в плане. По данным режимных наблю-

дений по скважинам (рис. II.8) **требуется** определить отношение проводимостей $\frac{T_1}{T_2}$ на участке потока между скв. 487, 511, 512 и величину ΔL , характеризующую сопротивление потока в области дренирования его рекой.

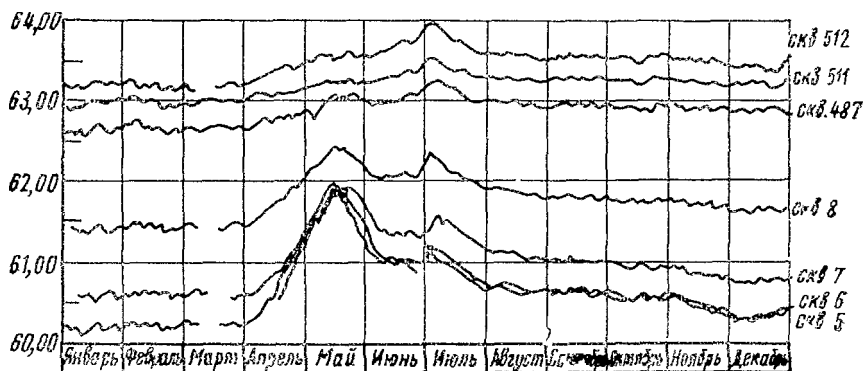


Рис II.8. Графики колебания уровня грунтовых вод в скважинах

1. Для **определения** отношения проводимости T_1 на участке между скв. 512 и 511 к проводимости T_2 на участке между скв. 511 и 487 воспользуемся данными режимных наблюдений на тот период времени, когда режим фильтрации можно считать установившимся и инфильтрация отсутствует. Этим условиям более всего удовлетворяет зимний период. Обозначим напоры в скв. 512, 511 и 487 через H_1 , H_2 и H_3 соответственно. Отношение проводимостей $\frac{T_1}{T_2}$ определяется отношением градиентов $\frac{i_2}{i_1}$ (II.19) на каждом из выделенных участков:

$$i_1 = \frac{H_1 - H_2}{L_1}; \tag{a}$$

$$i_2 = \frac{H_2 - H_3}{L_2}. \tag{б}$$

Для определения напоров в скважинах воспользуемся данными режимных наблюдений на 31 января 1958 г.: по скв. 512 — $H_1 = 63,2$ м, по скв. 511 — $H_2 = 63$ м, по скв. 487 — $H_3 = 62,7$ м. Расстояния между скважинами $L_1 = 620$ м, $L_2 = 670$ м. Подставляя численные значения величин в формулы (а) и (б), получим

$$i_1 = \frac{63,2 - 63}{620} = 3,2 \cdot 10^{-4}; \quad i_2 = \frac{63 - 62,7}{670} = 4,5 \cdot 10^{-4}.$$

Следуя формуле (II.19), найдем соотношение проводимостей:

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{4,5 \cdot 10^{-4}}{3,2 \cdot 10^{-4}} \cong 1,5.$$

Такое различие в проводимостях объясняется несколько большей мощностью водоносного горизонта на участке со скв. 512 и 511, а также увеличением мощности галечников.

2. **Для оценки** фильтрационного сопротивления ложа реки воспользуемся данными режимных наблюдений, характеризующими установившийся период фильтрации и отсутствие инфильтрации. Этой цели лучше всего удовлетворяет зимний период наблюдений. В качестве расчетных выберем скв. 5 и 8, одна из которых (скв. 5) находится недалеко от реки. Величина напора на 7 ноября 1958 г. в реке $H_p=54,5$ м, в скв. 5 — $H_5=60,5$ м, в скв. 8 — $H_8=61,7$ м. Расстояния между рекой и скв. 5 — $L_1=400$ м, между скв. 5 и 8 — $L_2=687$ м.

Для определения фильтрационного сопротивления ложа реки целесообразно представить его в виде дополнительной длины пути фильтрации ΔL , которая определяется по формуле (II.22) как

$$\Delta L_2 = L_2 \frac{(H_5 - H_p)}{H_8 - H_5} - L_1. \quad (в)$$

Подставляя числовые значения величин в формулу (в), получим

$$\Delta L = \frac{687(60,5 - 54,5)}{(61,7 - 60,5)} - 400 \text{ м} = 3030 \text{ м}.$$

Величина $\Delta L=3030$ м достаточно велика в сравнении с размерами опытного участка, и недоучет ее при проведении любого вида фильтрационных расчетов может привести к грубым ошибкам.

При определении параметров по данным режимных наблюдений следует учитывать влияние инфильтрационного питания и выбирать такие участки, на которых приращение расхода практически не происходит. Для оценки размеров такого участка вблизи реки рассмотрим выражение для расхода, определяемого соотношением (II.11). При этом будем считать поток симметричным относительно водораздела, расстояние до которого от реки $x=0,5L$ и соответственно $H_0=H_L$, тогда

$$q_x = -w(0,5L - x). \quad (г)$$

Оценим далее размеры участка x_0 , в пределах которого приращение расхода составляет 5—10% от расхода, поступающего к границе этого участка. Расход к границе участка определим по формуле (д), заменив в ней x на x_0 :

$$q_1 = -w(0,5L - x_0). \quad (д)$$

Приращение расхода на участке Δq определится разницей между притоком к реке ($x=0$) и расходом q_1 :

$$\Delta q = \omega x_0.$$

Сформулированным выше требованиям будут удовлетворять условия, когда

$$\frac{\Delta q}{q_1} < 0,1 \text{ или } \frac{x_0}{(0,5L - x_0)} < 0,1.$$

Практически это означает, что размеры участка должны быть в 20 раз меньше ширины между реками.

Задача II.4.

Построение плана течения глубокого водоносного горизонта

Район исследований расположен в среднем течении реки (рис. II.9).

Рассматривается водоносный горизонт, приуроченный к отложениям яснополянского подъяруса нижнего карбона и характеризующийся довольно существенным изменением плотности воды в пределах данной территории.

Глубокими буровыми скважинами установлено, что кристаллический фундамент залегает здесь на глубине порядка 3000 м. В строении осадочной толщи принимают участие породы девона, карбона и перми.

Изучаемая территория занимает центральную часть Чермозо-Бабкинской седловины, отделяющей Верхнекамскую впадину от Предуральяского краевого прогиба. Седловина осложнена Краснокамско-Полазненским валом, северо-восточная часть которого находится в пределах рассматриваемого района. Область Краснокамско-Полазненского поднятия характеризуется наличием тектонических трещин и нарушений, по которым возможна связь между водоносными горизонтами, приуроченными к различным по возрасту и литологическому составу отложениям.

В этом районе довольно детально изучались породы яснополянского подъяруса нижнего карбона, представленные угленосным горизонтом, сложенным песчаниками, алевролитами, углистыми и глинистыми сланцами и мергелями с прослоями глинистых углей, известняков и доломитов.

Глубина залегания яснополянского подъяруса на рассматриваемом участке 1300—1700 м, мощность его изменяется от 8 до 73 м (рис. II.9).

Водоносный горизонт, приуроченный к этим отложениям, имеет напорный характер, общая минерализация воды 250—300 г/л. В табл. II.1 и на рис. II.9 приведены глубины залегания кровли и подошвы яснополянского горизонта, его мощности, абс. отметки статического уровня в скважинах, а также минерализация и плотность воды.

Исходные данные для построения схемы движения потока

№ скв.	Мощность водоносного горизонта, м	Глубина залегания кровли водоносного горизонта, м	Абс. отметка середины водоносного горизонта, м	Абс. отметка стат. уровня, м	Пьезометрическая высота h , м	Минерализация, г/л	Объемный вес воды γ , г/см ³	Давление $p=hy$	Значение z , м, при «О» на отметке—1631 м	$\frac{p}{\gamma^0}$ при $\gamma^0=1,18$	$H^0 = \frac{p}{\gamma} + z$, м
		глубина залегания подошвы водоносного горизонта, м									
69	72	$\frac{1640}{1712}$	—1421	+35	1456	250	1,165	1695	210	1435	1645
36	48	$\frac{1692}{1740}$	—1580	+8	1588	261	1,170	1860	51	1575	1626
62	46	$\frac{1336}{1382}$	—1251	—1	1250	257	1,168	1460	380	1237	1617
27	42	$\frac{1438}{1480}$	—1256	+21	1277	266	1,173	1500	375	1270	1645
35	40	$\frac{1769}{1809}$	—1557	+6	1563	310	1,205	1883	74	1595	1669
31	56	$\frac{1852}{1908}$	—1611	+16	1627	305	1,203	1960	20	1660	1680
38	50	$\frac{1330}{1380}$	—1255	+36	1291	274	1,177	1520	376	1288	1664
29	52	$\frac{1340}{1392}$	—1274	+16	1290	318	1,209	1560	367	1320	1677
64	52	$\frac{1640}{1692}$	—1448	+3	1451	320	1,210	1755	183	1487	1670
65	38	$\frac{1592}{1630}$	—1392	+5	1397	265	1,172	1640	239	1390	1629
72	50	$\frac{1672}{1722}$	—1476	+17	1493	270	1,175	1755	155	1487	1642
63	62	$\frac{1281}{1343}$	—1230	+18	1248	268	1,174	1465	401	1240	1641
33	44	$\frac{1750}{1794}$	—1631	+11	1642	259	1,169	1920	0	1627	1627
61	58	$\frac{1290}{1348}$	—1223	+16	1239	269	1,174	1453	408	1230	1638
39	8	$\frac{1321}{1329}$	—1201	+7	1208	254	1,167	1408	430	1190	1620
28	30	$\frac{1342}{1372}$	—1261	+13	1274	262	1,171	1493	370	1264	1634

Требуется построить изолинии напоров (H^0) осредненного потока, обладающего средней плотностью γ^0 ; вычислить разность приведенных напоров и напорные градиенты между отдельными точками. Используя полученные данные, установить направления (линии тока) потока для центральной части массива.

Решение задачи начинаем с вычисления в каждой скважине пьезометрической высоты h для середины водоносного пласта (табл. II.1, графа 6), как разницы абс. отметок статических уровней воды в скважинах (графа 5) и абс. отметок середины водоносного пласта (графа 4). Далее, с учетом объемного веса воды γ (графа 8) вычисляем для каждой скважины давление p в точке, расположенной в середине пласта, имея в виду, что $p = h\gamma$ (графа 9).

Перед вычислением значений напоров осредненного потока H^0 по каждой скважине выберем горизонтальную плоскость сравнения; расположение ее может быть любым, однако удобнее, чтобы она совпадала с минимальной абс. отметкой середины рассматриваемого водоносного пласта, поскольку в этом случае значения координат z для всех точек будут положительными. Совместим плоскость сравнения с серединой водоносного пласта в скв. 33 (абс. отметка —1631 м) и вычислим значения z для каждой скважины (графа 10) с учетом данных графы 4.

Выбрав для данной территории среднее значение плотности воды $\gamma^0 = 1,18 \text{ г/см}^3$ и определив пьезометрическую высоту в каждой скважине для такого осредненного потока (графа 11), вычисляем $H^0 = \frac{p}{\gamma^0} + z$ (графа 12). После этого при интервале напоров 25 м строим изолинии H^0 (рис. II.9, б).

Имея в виду, что вычисление разности приведенных напоров $\Delta H_{\text{пр}}$ можно осуществлять только вдоль линий тока, выберем (с учетом имеющихся изолиний H^0) скважины, между которыми возможно такое определение (табл. II.2, графа 1). Далее по формуле (I.9) определяем значение $\Delta H_{\text{пр}}$ (табл. II.2, графы 3—8, обратив внимание на то, что значение Δz вычисляется в том же направлении, что и величины ΔH^0 и $\Delta H_{\text{пр}}$) и градиентов приведенного напора между этими скважинами (табл. II.2, графа 9), после чего строим схему потока для центральной части массива (рис. II.9, б).

Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод о наличии на рассматриваемой территории зон разгрузки и питания потока (скв. 39, 28, 29).

Весьма интересно, что эти зоны расположены на очень небольшом расстоянии друг от друга и территориально совпадают с северо-западным окончанием Краснокамско-Полазненского вала.

Такое локальное проявление питания и разгрузки потока может быть объяснено нарушениями и трещиноватостью пород в пределах Краснокамско-Полазненского вала. Питание потока водоносного горизонта яснополянского подъяруса происходит, видимо, из

Таблица II.2

Расчет градиентов приведенных напоров

№ скв	Расстояние между скважинами, м	ΔH^0 , м	$\gamma_{\text{ср}}$	$\gamma_{\text{ср}} - \gamma^0$ ($\gamma^0 = 1,18$)	Δz , м	$\frac{(\gamma_{\text{ср}} - \gamma^0) \Delta z}{\gamma^0}$	$\Delta H_{\text{пр}}$	i
38—36	12 750	38	1,173	-0,007	+325	-1,93	36,07	$2,8 \cdot 10^{-3}$
38—39	15 750	44	1,172	-0,008	-54	+0,36	44,36	$2,82 \cdot 10^{-3}$
31—39	18 750	60	1,195	+0,015	-410	-5,21	54,79	$2,92 \cdot 10^{-3}$
64—39	28 500	50	1,183	+0,003	-247	-0,63	49,37	$1,73 \cdot 10^{-3}$
64—65	28 500	41	1,191	+0,011	-56	-0,52	40,48	$1,42 \cdot 10^{-3}$
65—62	55 800	12	1,17	-0,01	-141	+1,2	13,42	$2,4 \cdot 10^{-4}$
29—28	7 500	43	1,19	+0,01	-13	-0,11	42,89	$5,72 \cdot 10^{-3}$
29—61	15 000	39	1,191	+0,011	-51	-0,48	38,52	$2,56 \cdot 10^{-3}$
61—62	18 000	21	1,171	-0,009	+28	-0,21	20,79	$1,15 \cdot 10^{-3}$
27—62	27 000	28	1,17	-0,01	-5	+0,04	28,04	$1,04 \cdot 10^{-3}$
63—62	64 500	12	1,171	-0,009	+21	-0,16	11,84	$1,83 \cdot 10^{-4}$
31—28	31 500	46	1,187	+0,007	-350	-2,08	43,92	$1,39 \cdot 10^{-3}$
28—39	22 500	14	1,169	-0,011	-50	+0,46	14,46	$6,48 \cdot 10^{-4}$
29—64	39 000	7	1,210	+0,03	+174	+4,42	11,42	$2,93 \cdot 10^{-4}$

более древних по возрасту отложений нижнего карбона и девона, а разгрузка — в вышележащие более молодые слои нижнего и среднего карбона.

Распределение плотностей воды в скважинах также подтверждает наличие областей питания и разгрузки: в области питания (скв. 29, 64) наблюдается резкое повышение плотности воды (за счет более минерализованных нижележащих горизонтов), а в области разгрузки (скв. 39) — снижение плотности.

МОДЕЛИРОВАНИЕ СТАЦИОНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ МЕТОДОМ ЭГДА

ОСНОВЫ МЕТОДА ЭГДА

Наиболее общим из применяемых в настоящее время путей решения фильтрационных задач является использование математических аналогий между различными физическими процессами. При этом для решения задач стационарной фильтрации, как правило, используется метод электрогидродинамической аналогии (ЭГДА), основанный на математической аналогии между фильтрационным и электрическим полями. Таким образом, на моделях ЭГДА фильтрационный поток моделируется электрическим полем, в котором потенциалы U и сила тока I соответствуют напорам H и расходу Q моделируемого фильтрационного потока.

Модели ЭГДА могут изготавливаться в двух принципиально различных формах: сплошной и сеточной.

На сплошных моделях ЭГДА фильтрационный поток моделируется геометрически подобным сплошным электрическим полем, а основу сеточных моделей составляет сетка ортогональных электрических сопротивлений; поскольку на сеточных моделях условие геометрического подобия не соблюдается, а осуществляется интегрирование дифференциальных уравнений методом конечных разностей, то сеточные модели будем в дальнейшем называть сеточными интеграторами.

Для перехода от напоров фильтрационного потока H к соответствующим значениям потенциалов электрического потока удобно пользоваться соотношением

$$\frac{H - H_{\min}}{H_{\max} - H_{\min}} = \frac{U - U_{\min}}{U_{\max} - U_{\min}} = \bar{U}, \quad (\text{III.1})$$

где $H_{\min}$, $H_{\max}$ и H — напоры минимальный, максимальный и в данной точке; $U_{\min}$, $U_{\max}$ и U — соответствующие значения потенциалов, а $\bar{U}$ — приведенный потенциал в данной точке, который и определяется непосредственно на модели ЭГДА.

Соответственно при известных значениях относительного потенциала напор H определяется по формуле

$$H = H_{\min} + (H_{\max} - H_{\min})\bar{U}. \quad (\text{III.1a})$$

Определение приведенного потенциала на моделях ЭГДА, как правило, производится с помощью мостовой измерительной схемы, принцип построения которой показан на рис. III.1. Для осуществ-

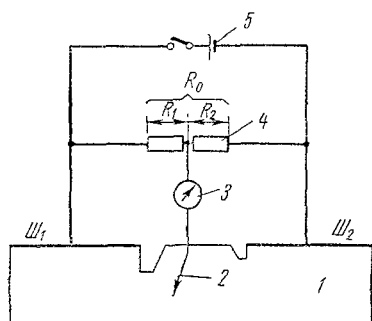


Рис. III.1. Схема измерения относительных потенциалов на приборах ЭГДА:

1 — модель; 2 — игла; 3 — гальванометр; 4 — агометр; 5 — источник питания; Ш₁ и Ш₂ — шины

ления этой схемы параллельно с моделью подсоединяется делитель напряжения (агометр), состоящий из магазинов сопротивлений.

Агометр имеет подвижной контакт, который через индикатор нуля и измерительную иглу подсоединяется к модели. Если игла устанавливается в такой точке модели, что индикатор показывает нулевое положение, то потенциалы — измеряемый на модели и устанавливающийся на подвижном контакте — будут равны между собой. Зная сопротивления R_2 и R_1 на делителе, найдем значение приведенного потенциала в этих точках по формуле

$$\bar{U} = \frac{R_1}{R_0}, \quad (\text{III.2})$$

где R_0 — полное сопротивление делителя ($R_0 = R_1 + R_2$). Сведения о конструкциях такого измерительного устройства приведены в работах [1, 4, 5].

Решение фильтрационных задач в наиболее полном виде обычно представляется в форме сетки движения, состоящей из линий равного напора и линий тока, так что общей задачей моделирования является построение на модели линий равного потенциала U и линий электрического тока. Обычно линии тока строятся графическим путем после получения эквипотенциалей из условия ортогональности линий тока и эквипотенциалей, причем в первом приближении построение линий тока производится «на глаз», а затем их положение уточняется проверкой условия конформности участков каждой ленты тока (I.13). Более точно линии тока на модели ЭГДА могут быть построены путем решения обращенной задачи, когда в качестве расчетной функции используется функция тока [3, 4].

СПЛОШНЫЕ МОДЕЛИ ЭГДА

На сплошных моделях аналогом коэффициента фильтрации является удельная проводимость $C = 1/\rho$, где ρ — удельное сопротивление

ние модели, причем для плоских моделей вместо ρ используется удельное сопротивление модели ρ_m , которое представляет собой сопротивление квадрата модели, измеряемое между его противоположными сторонами.

Ниже кратко изложены основные вопросы технологии изготовления сплошных моделей ЭГДА; более подробное их описание дано в работах [1, 4, 5].

В настоящее время наиболее распространенными материалами для моделей ЭГДА являются электропроводная бумага и электролиты.

Электропроводная бумага изготавливается с удельным сопротивлением листа модели $\rho_m = 100 - 100\,000$ Ом/см в зависимости от количества находящихся в ней сажи и графита.

Линии равного потенциала на бумажных моделях задаются зажимными, прижимными или проволочными шинами [1, 3, 4, 5]. Непроницаемые границы на модели осуществляются вырезами бумаги.

На линии полупроницаемой (противофильтрационной) завесы бумажная модель прорезается, а затем края прореза соединяются листом бумаги длиной $l_{зав}$, как это показано на рис. III.2, причем

$$l_{зав} = \frac{\rho_m}{\rho_{зав}} L_{зав} \cdot \frac{1}{\alpha_l}, \quad (III.3)$$

где ρ_m и $\rho_{зав}$ — удельные сопротивления листа модели и листа завесы; $L_{зав}$ — длина участка пласта, эквивалентного по сопротивлению завесе (в частности, для шпунтовых завес $L_{зав} = 100 - 200$ м); α_l — линейный масштаб модели.

Участки поля с различной проницаемостью моделируются кусками бумаги различной удельной проводимости, причем удельные сопротивления листов должны быть обратно пропорциональны коэффициентам фильтрации (или проводимости пласта — при моделировании планового потока) на соответствующих участках фильтрационного поля. Участки модели склеиваются между собой специальным электропроводным клеем, причем проводимость наносимого клея должна быть на порядок меньше, чем у более электропроводного слоя [1, 5].

Модели из электропроводной бумаги, как правило, используются только для решения плоских задач.

Электролиты обычно представляют собой растворы солей, причем наибольшее распространение на практике получили водные

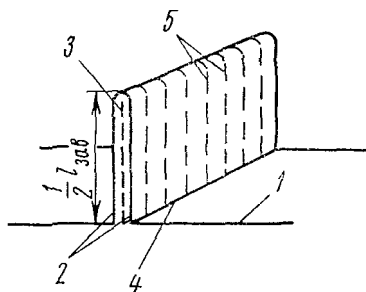


Рис. III.2. Моделирование противофильтрационной завесы на плоской модели:

1 — лист основной модели; 2 — лист, моделирующий проницаемость завесы; 3 — прокладка; 4 — клеевой шов, 5 — вертикальные разрезы

растворы поваренной соли, медного купороса и водопроводная вода (предварительно обезвоздушенная кипячением или вакуумированием).

Линии равного потенциала в электролитических моделях устраиваются обычно из медных или латунных шин, поверхности которых должны быть гладкими (полированными) без царапин и выбоин. Непроницаемые границы устраиваются из изоляционных материалов: стекла, плексигласа, целлулоида, воска, парафина, пластилина и т. п. Различная проницаемость может задаваться на модели изменением концентрации раствора в довольно широком диапазоне, как это показано, например, для раствора медного купороса:

Содержание CuSO_4 , г на 1 см ³ раствора	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
$C, \frac{1}{\text{Ом} \cdot \text{см}}$	$2,2 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-5}$	$6,3 \cdot 10^{-4}$	$4,2 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-2}$

По рекомендации Н. И. Дружинина [4], электролиты целесообразно применять при соотношении проницаемостей на модели не более чем в 100 раз, причем наилучшими признаются растворы медного купороса малых концентраций (0,001—0,01%). Между слоями с различной проницаемостью (концентрацией) устанавливаются разделяющие перегородки, конструкции которых должны обеспечивать передачу электрического тока при полной гидроизоляции [4].

При задании на электролитической модели отдельной скважины с помощью электрода обычно возникают осложнения в связи со слишком малым диаметром модельного электрода. Это затруднение устраняется установкой электродов большего диаметра d_m с компенсацией исключаемой части потока вблизи скважины введением дополнительного сопротивления ΔR , определяемого с учетом радиальности потока вблизи скважины по формуле

$$\Delta R = \frac{1}{2\pi c l_c} \ln \frac{d'_m}{d_m} = 0,366 \frac{1}{c l_c} \lg \frac{d'_m}{d_m}, \quad (\text{III.4})$$

где l_c — длина электрода на модели, а c — удельная проводимость модели в месте расположения дренажа (если скважина проходит несколько различных слоев, то величина $c l_c$ определяется как сумма значений $c_i l_i$, где c_i и l_i — удельная проводимость и мощность каждого слоя).

СЕТОЧНЫЕ ЭЛЕКТРОИНТЕГРАТОРЫ

Для моделирования на сеточном электроинтеграторе поток разбивается на отдельные блоки и центры блоков (узлы) связываются на модели электрическими сопротивлениями R , пропорциональны-

ми соответствующим фильтрационным сопротивлениям Φ , причем величина Φ между двумя блоками (узлами) в общем случае определяется по формуле

$$\Phi = \frac{l}{k\omega}, \quad (\text{III.5})$$

где l , ω и k — расстояние, средняя площадь поперечного сечения и коэффициент фильтрации между рассматриваемыми блоками. Масштаб электрических сопротивлений

$$\alpha_R = \frac{R}{\Phi} \quad (\text{III.6})$$

выбирается из условия, чтобы все рассчитанные значения R наиболее удачно укладывались в номенклатуру сопротивлений на интеграторе.

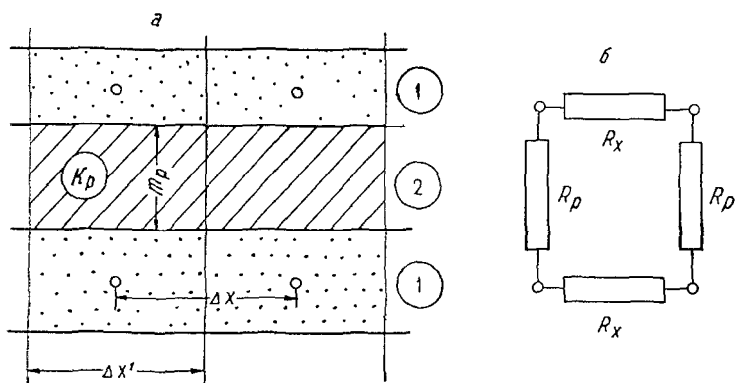


Рис III.3 Сеточная модель взаимодействующих водоносных пластов

a — строение водоносного комплекса (1 — водоносный пласт, 2 — разделяющий слой), b — схема электрической модели

Одной из наиболее эффективных областей применения сеточных интеграторов является моделирование слоистых систем, состоящих из водоносных (хорошо проницаемых) пластов и разделяющих (слабопроницаемых) слоев. В этом случае обычно принимаются предпосылки перетекания, согласно которым в водоносных пластах поток считается плановым (горизонтальным), а в разделяющих слоях направление потока считается вертикальным¹.

Исходя из предпосылок перетекания сеточная модель слоистой системы (рис. III.3) составляется из горизонтальных сопротивлений водоносных пластов, определяемых как для планового потока, и из вертикальных сопротивлений разделяющих слоев.

¹ Эти предпосылки были независимо друг от друга введены в гидрогеологические расчеты Н. К. Гириным, Ч. Джекобом и А. Мятлевым [1, 2, 6]

Сопротивления планового потока получаются из общей зависимости (III.5) при $\omega = mN$, где m — мощность водоносного пласта, N — ширина потока между блоками, т. е.

$$\Phi = \frac{l}{TN}. \quad (\text{III.7})$$

В частном случае линейного в плане потока, направление которого задается по оси x , при $N = 1$ м

$$\Phi_x = \frac{\Delta x}{T}, \quad (\text{III.8})$$

где Δx и T — расстояние и средняя проводимость между центрами соседних блоков.

Вертикальные сопротивления разделяющих слоев с коэффициентом фильтрации k_p и мощностью m_p определяются по формуле

$$\Phi_p = \frac{m_p}{k_p l' N'}, \quad (\text{III.9})$$

(поскольку в данном случае $l = m_p$, $k = k_p$, $\omega = l' N'$), где N' — ширина блока, а l' — его длина. Для линейного в плане потока шириной $N' = 1$ м и длиной $l' = \Delta x'$ сопротивление разделяющего слоя

$$\Phi_p = \frac{m_p}{k_p \Delta x'}. \quad (\text{III.10})$$

Электрическая модель этой системы состоит из аналогичной сетки электрических сопротивлений R , пропорциональных соответствующим фильтрационным сопротивлениям Φ , причем масштаб сопротивлений α_R определяется из условия, чтобы рассчитанные значения электрических сопротивлений укладывались в заданный номинал сопротивлений на электроинтеграторе.

МОДЕЛИРОВАНИЕ ПЛАНОВОЙ СТАЦИОНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Задачи плановой стационарной фильтрации возникают, например, при оценке подпора грунтовых вод в берегах водохранилищ и каналов (особенно в зоне обходной фильтрации в силу ее сравнительно небольших размеров), при изучении стационарного режима подземных вод, когда ставится вопрос об определении площадного (инфильтрационного) питания грунтовых вод путем решения обратных задач на моделях.

Уравнение планового стационарного потока имеет вид [1, 2]

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \omega = 0, \quad (\text{III.11})$$

где T — проводимость потока (в общем случае зависящая от H); ω — интенсивность инфильтрации.

Решение этого уравнения для сравнительно сложных реальных систем потока может быть получено на моделях ЭГДА при удельном сопротивлении ρ_m , соответствующем проводимости T , причем непосредственное моделирование инфильтрации может быть осуществлено подачей на модель тока площадью интенсивностью i_w . В этом случае кроме условий геометрического подобия модели и натуры и связи между напорами и потенциалами (последнее остается в общем виде (III.1)) должны выполняться условия

$$T = \alpha_T \frac{1}{\rho_m}, \quad w = \alpha_w i_w, \quad (\text{III.12})$$

где α_T и α_w — масштабы проводимости и интенсивности инфильтрации, причем для достижения подобия модели и натуры должно выполняться соотношение

$$\frac{\alpha_T^2 \alpha_w \Delta U_M}{\alpha_T \Delta H_{\max}} = 1, \quad (\text{III.13})$$

где ΔU_M — полное напряжение тока на модели, соответствующее перепаду относительных потенциалов, равному 100%.

Поскольку сплошную подачу тока на модель технически осуществить сложно, то обычно эта задача решается приближенно — по схеме, изображенной на рис. III.4, когда ток подается только в отдельные узловые точки, расположенные по квадратной сетке с площадью квадратов F , причем сила тока I_w , подаваемого в каждый узел, определяется в соответствии с соотношением (III.13) по формуле

$$I_w = \frac{wF}{\alpha_T} \cdot \frac{\Delta U_M}{\Delta H_{\max}}. \quad (\text{III.14})$$

Для регулировки силы тока I_w можно использовать переменное сопротивление R_w , причем поскольку

$$I_w = \frac{\Delta U_w}{R_w}, \quad (\text{III.14a})$$

где $\Delta U_w = U_w - U_a$ — разность потенциалов, теряемая на сопротивлении R_w , то для разницы относительных потенциалов $\Delta \bar{U}_w = \Delta U_w / \Delta U_M$ получим формулу

$$\Delta \bar{U}_w = \frac{wFR_w}{\alpha_T \Delta H_{\max}}. \quad (\text{III.15})$$

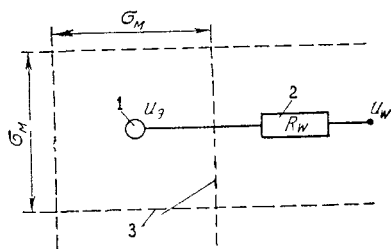


Рис. III.4 Схема элемента сплошной модели с дискретным заданием инфильтрационного питания на моделях:
1 — электрод; 2 — инфильтрационное сопротивление, 3 — граница элемента

При решении прямой задачи моделирование по этой схеме требует постепенного подбора потенциалов U_w на концах сопротивлений R_w , поскольку потенциалы в узловых точках (на электродах) U_0 заранее неизвестны.

Задание шага электродов должно быть проведено таким образом, чтобы между отдельными границами пласта располагалось не менее трех-четырех электродов. В этом случае на большей части модели погрешность за счет дискретного задания инфильтрации будет несущественной; максимальную ошибку в определении относительного потенциала можно оценить величиной $\Delta \bar{U}_{\max}$, определяемой по формуле [1]

$$\Delta \bar{U}_{\max} = \pm 0,04 \frac{\rho}{R_w} \Delta \bar{U}_w. \quad (\text{III.16})$$

Заметные погрешности моделирования могут остаться только в приэлектродной зоне (при $r_m < 0,25 \sigma_m$), где из замеренных на модели значений относительного потенциала $\bar{U}_m$ следует вычитать поправку $\Delta \bar{U}$, определяемую для точки на расстоянии r от центра электрода по формуле

$$\Delta \bar{U} = \Delta \bar{U}_w \frac{\rho}{R_w} f(\bar{r}); \quad \bar{r} = \frac{r_m}{\sigma_m}; \quad (\text{III.17})$$

безразмерная функция $f(\bar{r})$ определяется по следующим данным:

$\bar{r}$	0,02	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$f(\bar{r})$	0,34	0,26	0,16	0,09	0,05	0,03

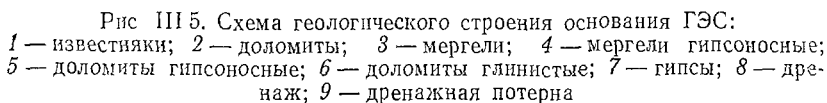
На таких же моделях могут решаться обратные задачи, когда подбирается инфильтрационное питание, соответствующее известным замеренным уровням грунтовых вод в отдельных (контрольных) точках на период стационарного режима. В этом случае предварительно по общей формуле (III.1) находится значение относительных потенциалов $\bar{U}$ для точек модели, соответствующих расположению наблюдательных скважин (разумеется, предварительно следует задаться величиной $\Delta H_{\max}$).

Задача III.1.

Моделирование фильтрации под зданием ГЭС

Гидрогеологическая и гидротехническая обстановка. Гидроэлектростанция проектируется на равнинной реке, имеющей ширину долины в районе створа плотины 4—5 км. Схематический геологический разрез района расположения ГЭС (рис. III.5) в верхней части (до глубин порядка 25 м) представлен переслаивающимися известняками, доломитами и мергелями со средним коэффициентом фильтрации 1,9 м/сут; они подстилаются слоем гипсоносных мергелей мощностью 5 м, характеризующихся коэффициентом филь-

В проектируемый подземный контур сооружения включается верховой экран и горизонтальный дренаж в основании сооружения



Постановка задачи. 1. Определить по гидродинамической сетке расход фильтрационного потока под плотиной в условиях работы дренажа и без него; вычислить расход дренажа; построить эпюру противодавлений под зданием ГЭС и эпюру выходных градиентов. 2. Оценить необходимость учета фильтрационной неоднородности пород при расчете расхода потока под зданием ГЭС и суммарного противодавления на сооружение.

65

оружения), позволяет принять схему профильного (плоского в разрезе) потока. Схематизацию потока по фильтрационным свойствам в соответствии с постановкой задачи проведем в двух вариантах.

В варианте I рассмотрим поток во всей пачке проницаемых слоев — с водоупором на отметке кровли гипсов и ангидритов, — объединяя только для некоторого упрощения построения модели два нижних слоя в один общий мощностью 25 м с коэффициентом фильтрации 0,3 м/сут.

В варианте II примем, что фильтрационный поток формируется только в верхнем слое известняков, доломитов и мергелей мощностью 25 м, а нижележащие слои играют роль водоупора.

Для выявления роли дренажа второй вариант будем рассматривать в двух подвариантах — при отсутствии и наличии горизонтального дренажа (IIa и IIб).

При обосновании границ потока контуры верхнего и нижнего бьефа рассматриваются как границы с заданным напором на отметках $H_{\text{в}}=107$ м и $H_{\text{н}}=85$ м. Кроме того, при учете работы дрены уровень воды в дрене $H_{\text{д}}=85$ м является также границей I рода. Вдоль слоя, принимаемого за водоупор, по контуру гидротехнического сооружения, а также по краям профиля на расстоянии 1,5—2 мощностей от контура сооружения задаются непроницаемые границы.

В связи с неоднородностью строения основания решение рассмотренного комплекса задач целесообразно проводить моделированием на приборе ЭГДА.

Обоснование схемы модели. С учетом общих размеров рассматриваемого потока (см. рис. III.5) назовем линейный масштаб модели 1 : 500 ($\alpha_l=500$), при котором мощности отдельных слоев на модели будут равны 5 см, а длина модели составит 60—70 см. Выберем далее сорта бумаги для изготовления электромодели. При этом будем помнить, что соотношение коэффициентов фильтрации для схемы двухслойного строения пласта $\frac{k_{\text{в}}}{k_{\text{н}}} = \frac{1,9}{0,3} = 6,35$

и, следовательно, необходимо соблюдение на модели соотношения

$$\frac{\rho_{\text{м}}^{\text{в}}}{\rho_{\text{м}}^{\text{н}}} = \frac{1}{6,35} = 0,16. \text{ Исходя из имеющихся сортов электропровод-$$

ной бумаги примем $\rho_{\text{м}}^{\text{н}} = 18\,400$ Ом и $\rho_{\text{м}}^{\text{в}} = 2700$ Ом, что дает $\rho_{\text{м}}^{\text{в}}/\rho_{\text{м}}^{\text{н}} = 0,15$. Назначим далее масштаб напоров таким образом, чтобы использовать при решении всю 100%-ную шкалу прибора, обеспечив тем самым максимальную точность решения. Примем, что минимальному напору в натуре $H_{\text{min}}=H_{\text{н}}=H_{\text{д}}=85$ м соответствует нулевой относительный потенциал $\bar{U}_{\text{min}}=\bar{U}_{\text{н}}=\bar{U}_{\text{д}}=0$, а максимальному напору $H_{\text{max}}=H_{\text{в}}=107$ м соответствует относительный потенциал $\bar{U}_{\text{max}}=100\%$. В том случае, когда напор в дрене отличается от напора нижнего бьефа, расчет относительного потенциала $\bar{U}_{\text{д}}$, соответствующего напору $H_{\text{д}}$, проводится по зависимости (III.1).

Для удобства изготовления моделей решение задачи будем проводить последовательно для принятых выше вариантов, исходя из наиболее полной модели варианта I. Изготовим в масштабе 1:500 модель, соответствующую этому варианту, взяв бумагу с удельным сопротивлением $\rho_m^H = 18\,400$ Ом для нижнего слоя и $\rho_m^B = 2700$ Ом для верхнего слоя. Для осуществления граничных условий I рода к линиям верхнего и нижнего бьефа подсоединяются металлические шины. Непроницаемым контурам соответствует на модели обрез бумаги.

При переходе к варианту IIа на модели отрезается нижний слой бумаги с удельным сопротивлением $\rho_m = 18\,400$ Ом и, таким образом, получается модель для случая однослойного строения фильтрующей толщи.

Вариант IIб осуществляется подключением по контуру горизонтальной дрены металлической шины.

Решение задачи. При решении задачи по I варианту к металлическим шинам модели подключаются относительные потенциалы $U_B = 100\%$, $U_H = 0\%$. В соответствии с постановкой задачи вначале строится гидродинамическая сетка и по ней определяется расход фильтрационного потока. Для этого на модели проводятся изолинии относительных потенциалов с интервалом $\Delta U = 10\%$, а затем с учетом основных свойств сетки движения (см. главу I) графическим путем строятся линии тока (рис. III.6, а). Далее вычисляется расход потока, причем в качестве расчетных принимается серия наименее деформированных отсеков, например между изолиниями относительных потенциалов 50 и 40%, которым соответствуют вычисленные по формуле (III.1а) напоры 96 и 93,8 м.

Расход потока вычисляется по зависимости (I.4), имеющей для нашего случая вид

$$Q = \sum_{i=1}^4 q_i = \Delta H \sum_{i=1}^4 k_i \frac{b_i}{l_i},$$

где b и l — средние ширина и длина отсеков. Таким образом,

$$\begin{aligned} Q &= 2,2 \left(1,9 \frac{10}{15} + 1,9 \frac{13,5}{15} + 0,3 \frac{15}{15} + 0,3 \frac{10}{16} \right) = \\ &= 2,2(1,27 + 1,71 + 0,3 + 0,19) = 7,63 \text{ м}^3/\text{сут.} \end{aligned}$$

Для построения эпюры противодействия на модели дополнительно к имеющимся проводятся замеры относительных потенциалов по контуру основания плотины (рис. III.6, а), а по формуле (III.1а) вычисляются соответствующие напоры и строится эпюра распределения избыточных напоров по контуру плотины (рис. III.6, а). При этом средний напор по основанию здания ГЭС равен 6,4 м. Расчет выходных градиентов проводится также по

сетке движения. Для достижения большей точности на модели проводится изолиния $U=1\%$, и затем в ряде сечений вычисляются градиенты напора, по которым строится эпюра выходных градиентов (рис. III.6, а).

Решение по варианту IIa проводится для оценки необходимости учета нижнего слоя при определении фильтрационного расхода под плотниной. Определение расхода потока осуществляется изложенным выше способом в наименее деформированной части потока.

Результаты расчета, проведенного с использованием изолиний 40 и 50% (рис. III.6, б), показывают, что величина расхода под плотниной в этом случае составляет $6,55 \text{ м}^3/\text{сут}$, т. е. отличается от результатов расчета по варианту I на 16%, а величина среднего напора по основанию здания ГЭС остается практически без изменения.

Таким образом, результаты расчета по вариантам I и IIa показывают, что для оценки устойчивости основания тела плотины и нижнего бьефа возможно решение задачи для простейших условий, учитывающих фильтрацию лишь в верхнем, хорошо проницаемом слое.

Расчет по варианту IIб проводится для оценки эффективности дренажа в отношении уменьшения расхода под плотиной, а также снижения противодавления на тело плотины и значений выходных градиентов. Для осуществления на модели варианта IIб по контуру горизонтальной дрены подсоединяется шина, к которой подключается нулевой потенциал.

Определение расхода до линии дренажа q_v проводилось между изолиниями относительного потенциала 60 и 50%, а расхода, фильтрующегося в нижний бьеф, — между изолиниями 7 и 3%. В результате получены следующие значения расходов: $q_v=17,4 \text{ м}^3/\text{сут}$, $q_n=1,4 \text{ м}^3/\text{сут}$ и, следовательно, $q_d=q_v-q_n=16 \text{ м}^3/\text{сут}$.

Средний напор по основанию здания ГЭС сократился при работе дренажа до 1,4 м, а выходные градиенты также существенно уменьшились, что свидетельствует о высокой эффективности устройства дренажа.

Задача III.2.

Моделирование фильтрации в основании сухого дока

Гидрогеологическая и гидротехническая обстановка. Док представляет собой котлован, огражденный бетонными водонепроницаемыми стенками (рис. III.7). Длина дока 100 м, ширина 21 м. Дно дока засыпано слоем крупнозернистого дренажного материала мощностью 1 м. Для уменьшения фильтрационного притока вдоль боковых стенок дока сооружены шпунтовые завесы глубиной 8 м. Док находится на расстоянии 35 м от моря.

Основание дока сложено песками морских отложений, подстилаемыми водоупорными глинами. Толщу песков можно разделить

на верхний, мощностью $m_1=10$ м, и нижний, мощностью $m_2=17$ м, слои с коэффициентами фильтрации $k_1=5,2$ м/сут и $k_2=2,7$ м/сут. Объемный вес песка в основании дока $\gamma=1,6$ г/см³. Абсолютная отметка дна дока $H_d=-4,8$ м. Поверхность грунтовых вод за стенками дока имеет незначительный уклон в сторону моря, вследствие чего ее практически можно принять горизонтальной.

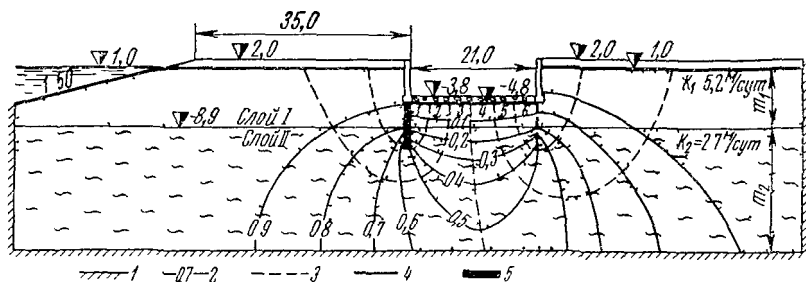


Рис III 7 Фльтрационный поток к основанию сухого дока
1 — непроницаемые границы, 2 — эквипотенциали, 3 — линии тока
4 — границы с постоянным напором, 5 — шпунтовые завесы

и считать, что отметка уровня воды за стенками дока соответствует отметке уровня моря $H_0=+1$ м

Постановка задачи: оценить устойчивость основания дока и определить приток к нему подземных вод при мгновенном его осушении, считая уровень за стенками дока неизменным

Обоснование фильтрационной схемы и схемы модели. Будем считать фильтрационный поток плоским в разрезе, что возможно при достаточно большем в сравнении с расстоянием до берега длине дока. Границей с постоянным напором является линия берегового откоса, поверхность грунтовых вод за стенками дока и дно дока. Примем за плоскость сравнения уровень моря и определим напоры на этих границах. В первом случае, т.е. за стенками дока, напор $H_0=1,0$ м, на дне дока $H_d=-4,8$ м. При этом мы считаем, что вода из дока будет непрерывно откачиваться и уровень воды в доке будет находиться на отметке $-4,8$ м. Фильтрационный поток справа и слева ограничивается на расстоянии двух-трех мощностей водоносного горизонта непроницаемыми границами. Снизу поток ограничен естественной непроницаемой границей. Непроницаемыми являются также стенки дока и шпунтовые завесы.

На основании принятой схемы фильтрации составляется схема электромодели. Электромодель строится в масштабе 1:200. В качестве материала модели используется электропроводная бумага. Двухслойная среда моделируется двумя сортами бумаги с удельными сопротивлениями ρ_1 и ρ_2 таким образом, чтобы $\frac{\rho_1}{\rho_2} = \frac{k_2}{k_1}$

В нашем случае $\frac{\rho_1}{\rho_2} = \frac{2,7}{5,2} \approx 0,52$

При моделировании применялась бумага с удельным сопротивлением $\rho_1 = 320 \text{ Ом/см}^2$ и $\rho_2 = 640 \text{ Ом/см}^2$. Листы бумаги, соответствующие слоям с коэффициентами фильтрации k_1 и k_2 , склеиваются электропроводным клеем по линии раздела. Затем модель вырезается по контуру, совпадающему с границами с постоянным напором и с непроницаемыми границами (см. рис. III.7). При этом по контуру задания постоянного напора оставляется допуск в 0,5 см для шин. По линии шпунтовых завес делаются вырезы длиной 4 см. Границы с постоянным напором моделируются медными шинами, на которые с делителя напряжения задаются соответствующие электрические потенциалы.

Примем $H_{\min} = H_d = -4,8 \text{ м}$ и $H_{\max} = H_0 = +1 \text{ м}$. Им будут соответствовать приведенные электрические потенциалы:

$$\bar{U}_{\min} = 0 \quad \text{и} \quad \bar{U}_{\max} = 1.$$

Решение. С помощью коммутационных проводов с делителя напряжения на соответствующие шины задаются приведенные потенциалы $\bar{U} = 1$ и $\bar{U} = 0$. Затем на модели снимаются линии равных электрических потенциалов через $\Delta \bar{U} = 0,1$.

Проводя ортогонально линиям равного напора линии тока, получим гидродинамическую сетку потока. Выделим ленты тока, входящие в дно котлована, и произведем расчет расходов для каждой ленты тока по формуле

$$q_i = k_i \frac{\Delta H}{l_i} b_i,$$

где $\Delta H = H_1 - H_2$ — разность напоров между двумя эквипотенциалами; l_i — расстояние между ними; b_i — средняя ширина выделенной ленты тока; $k_i = k_1$ или $k_i = k_2$ в зависимости от того, в каком слое находится выделенный участок.

Так, для ленты тока 1 (см. рис. III.7) рассмотрим участок, ограниченный линиями равных потенциалов 0 и 0,1. Пересчет приведенного потенциала $\bar{U} = 0,1$ в соответствующую ему величину напора производится по зависимости (III.1a):

$$H_1 = 0,1 (1 + 4,8) + (-4,8) = -4,22 \text{ м}.$$

Так как $\bar{U} = 0$ соответствует напору $H_2 = -4,8 \text{ м}$, то $\Delta H = H_1 - H_2 = -4,22 - (-4,8) = 0,58 \text{ м}$.

Средняя ширина выделенной ленты тока в масштабе модели $b_1 = 1,7 \text{ см}$, а расстояние между выделенными линиями равных напоров $l_1 = 1,2 \text{ см}$. Считая коэффициент фильтрации $k_1 = 5,2 \text{ м/сут}$, определим величину погонного притока:

$$q_1 = 5,2 \frac{0,58}{1,2} 1,7 = 4,2 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Таким же образом можно рассчитать расходы во всех остальных выделенных лентах тока:

Порядковый номер ленты тока	1	2	3	4	5	6
Погонный расход q_i , м ³ /сут.	4,2	4	3,7	3,7	4	5,6

Суммируя величины расходов по всем лентам тока, определяем приток воды к котловану;

$$q = \sum_{i=1}^{i=n} q_i = 4,2 + 4 + 3,7 + 3,7 + 4 + 5,6 = 25,2 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Для оценки влияния глубины шпунтовых завес нужно решить несколько вариантов задачи, задаваясь различными заглублениями шпунтов и сравнивая величины водопритока к основанию дока. Для оценки устойчивости основания дока введем понятие критического градиента i_k . Грунт в основании дока будет оставаться в равновесии до тех пор, пока избыточное противодавление воды p_v на выходе не превосходит давления грунта p в пределах рассматриваемой зоны, т. е. $p_v \leq p$. Давление грунта p в любой точке на глубине y можно определить из соотношения $p = \gamma y$, где γ — объемный вес водонасыщенного грунта. Давление воды в этой же точке $p_v = \gamma_v y(i+1)$, где i — напорный градиент фильтрационного потока; γ_v — объемный вес воды.

Таким образом, грунт будет находиться в равновесии при $i < \frac{\gamma}{\gamma_v} - 1$. Значение градиента $i_k = \frac{\gamma}{\gamma_v} - 1$ и будет критическим. В нашем случае при $\gamma = 1,6 \text{ г/см}^3$ и $\gamma_v = 1 \text{ г/см}^3$ имеем

$$i_k = \frac{1,6}{1} - 1 = 0,6.$$

Средний градиент фильтрационного потока на входе в котлован при $\Delta H = 0,58 \text{ м}$ и $l_1 = 1,2 \text{ м}$

$$i = \frac{0,58}{1,2} \approx 0,48$$

значительно ниже критического, что говорит об устойчивости основания дока.

Задача III.3.

Моделирование подпора грунтовых вод в зоне обходной фильтрации

Гидрогеологическая обстановка. Правый берег реки В. сложен алевролитами и песчаниками буцаковского и верхнецарицынского ярусов верхнего палеогена (P_2^{bch} — $P_2^{\text{Iz}_2}$). Алевролиты подстила-

ются аргиллитами нижнецарицынского подъяруса (P_{21}^{t2}), являющимися водоупором для горизонта грунтовых вод, заключенного в алевролитах и песчаниках (рис. III.8). Коэффициент фильтрации пород весьма непостоянен и четких закономерностей его изменения с глубиной и по площади не наблюдается.

Питание водоносного горизонта осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков по всей площади его развития. По-

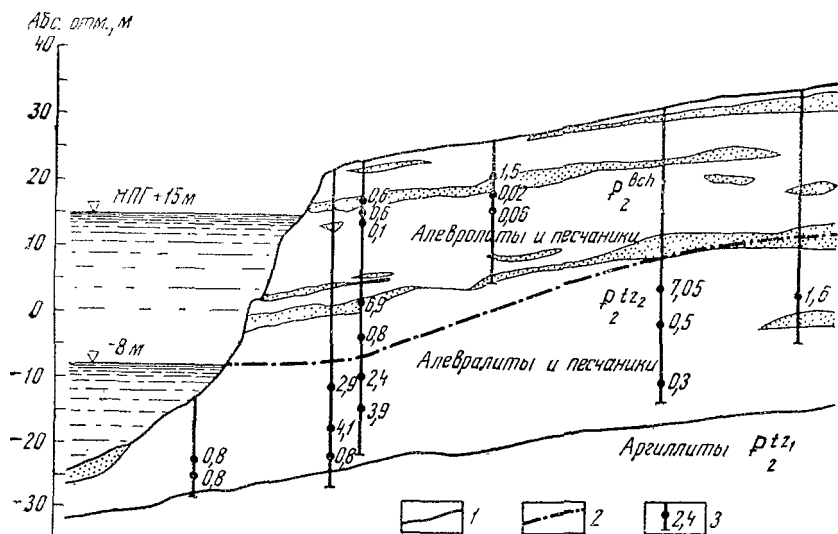


Рис. III.8. Геологический разрез по створу плотины:
1 — водоупор; 2 — уровень грунтовых вод; 3 — коэффициенты фильтрации, м/сут

ток дренируется рекой В. и ее притоком, впадающим в нее ниже створа плотины (рис. III.9). После создания водохранилища горизонт воды в верхнем бьефе поднимется с отметки -8 м до $+15$ м. Отметки уреза воды в нижнем бьефе останутся без изменения.

Постановка задачи: провести расчет подпора на конечную стадию его развития с построением гидроизогипс и анализом условий формирования потока.

Обоснование фильтрационной схемы. 1. В соответствии с постановкой задачи будем рассматривать стационарный во времени поток. 2. Сложные границы потока в плане и большая протяженность территории по сравнению с мощностью водоносного горизонта позволяют считать поток по структуре плановым. 3. Ввиду того что в разрезе и по площади не наблюдается закономерных изменений фильтрационных свойств пород, примем схему потока с постоянной проводимостью, однородного в плане. 4. В связи с глубоким

залеганием грунтовых вод интенсивность инфильтрации в процессе развития подпора практически не изменится. Примем ее поэтому не зависящей от положения зеркала грунтовых вод. 5. После создания водохранилища урез воды в верхнем бьефе поднимается с отметки -8 м до $+15$ м. Налоры на границах в нижнем бьефе ос-

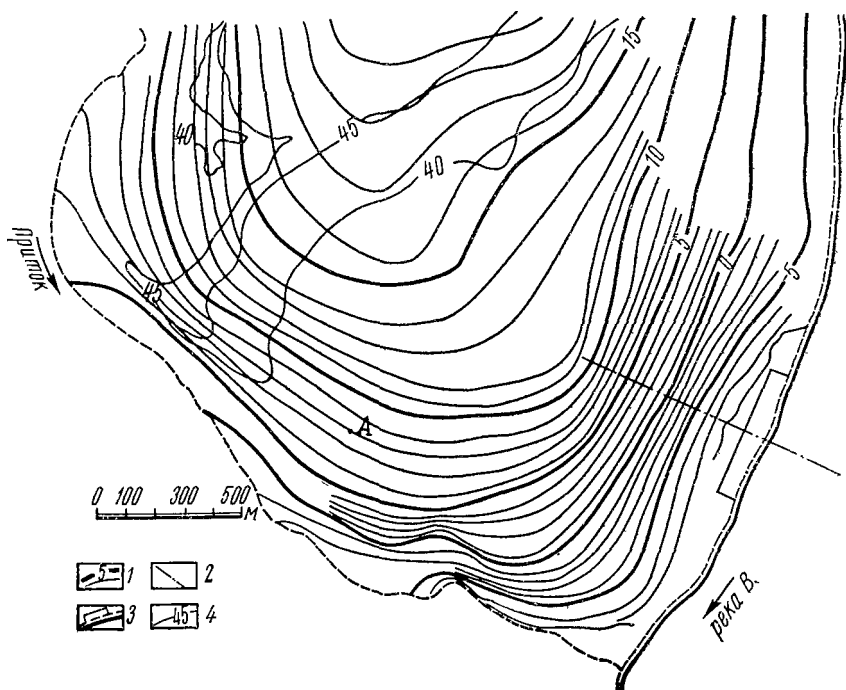


Рис. III.9. Карта гидроизогипс естественного потока:
1 — гидроизогипсы; 2 — ось плотины; 3 — контур примыкания плотины;
4 — изолинии рельефа

танутся неизменными. Положение уреза воды ввиду большой крутизны берега останется практически без изменения.

Обоснование схемы модели. Расчет подпора на конечную стадию его формирования с учетом инфильтрации в условиях плоского в плане потока целесообразно проводить на бумажной модели прибора ЭГДА, используя при этом метод сложения решений. Для принятой расчетной схемы этот метод вполне приемлем, так как интенсивность инфильтрации в процессе развития подпора не изменяется, поток имеет постоянную проводимость, а условия на границе меняются только количественно.

При решении задачи на приборе ЭГДА будет рассматриваться только поток подпора.

Оценим в соответствии с расчетной схемой условия на границах для этого потока. Величина подпора в верхнем бьефе будет равна: $\Delta H_{\text{в}} = H_{\text{в}} - H_{\text{е}} = 15 - (-8) = +23$ м; а в нижнем бьефе: $\Delta H_{\text{н}} = H_{\text{н}} - H_{\text{е}} = -8 - (-8) = 0$. То же условие ($\Delta H_{\text{н}} = 0$) будет соблюдаться вдоль всего течения притока реки В.

Для принятой схемы однородного в плане потока модель его должна изготавливаться из бумаги одного сорта. Удельное сопротивление бумаги может быть выбрано любым. Примем $\rho_{\text{м}} = 18\,000$ Ом.

Масштаб модели назначается исходя из общих размеров потока. Вдоль реки со стороны верхнего бьефа поток может быть ограничен на расстоянии 2—3 длин плотины. Таким образом, длина моделируемого потока вдоль реки В. должна быть равна 2,0—2,5 км; ширина междуречья также составляет около 2,5 км. При таких размерах моделируемой территории наиболее удобен масштаб 1 : 10 000.

Как обычно, вдоль контуров граничных условий подключим металлические шины. В северной части на расстоянии 2—3 длин плотины обрезаем поток примерно вдоль линии тока. Максимальное изменение напора ($\Delta H_{\text{макс}} = 23$ м) будет наблюдаться вдоль линии верхнего бьефа. Этому изменению напоров на модели должен соответствовать максимальный относительный потенциал ($\bar{U} = 100\%$).

Минимальному (нулевому) изменению напора, имеющему место вдоль линии нижнего бьефа и русла притока, должен соответствовать на модели минимальный (нулевой) потенциал. Схема модели показана на рис. III.10.

Так как в результате решения должны быть получены линии равного подпора ΔH , то удобно задавать такие значения потенциалов, которым бы соответствовали целые значения величины подпора. Ниже приводится ряд значений ΔH и соответствующих им потенциалов $\bar{U}$, вычисленных по зависимости (III.1):

ΔH , м	22	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2	1
$\bar{U}$, %	95,6	87	78,4	69,6	60,9	52,2	43,5	34,8	26,1	17,4	8,7	4,4

Полученные в результате решения изолинии подпора изображены на рис. III.10.

Построение карты гидроизогипс результирующего потока осуществляется сложением естественного потока с потоком подпора. Для этого используются точки пересечения гидроизогипс естественного потока и изолиний подпора. Так, в точке А, где проходит гидроизогипс естественного потока с отметкой $H_{\text{е}} = +8$ м (см. рис. III.9) и изолиния, вдоль которой подпор $\Delta H = 2$ м (рис. III.10), будем иметь $H_{\text{п}} = H_{\text{е}} + \Delta H = 8 + 2 = 10$ м.

Таким же образом получаем изолинии потока подпора по всей площади исследуемой территории (рис. III.10). Следует обратить особое внимание на построение гидроизогипсы с абс. отметкой +15 м. Она примыкает к контуру верхнего бьефа, где абс. отмет-

ка уреза воды $+15$ м. В точке примыкания напорный градиент равен нулю. В эту же точку приходит и линия тока, ограничивающая область обходной фильтрации, а также линия тока, разделяющая поток на зоны, в которых фильтрация идет только в верхний и только в нижний бьефы.

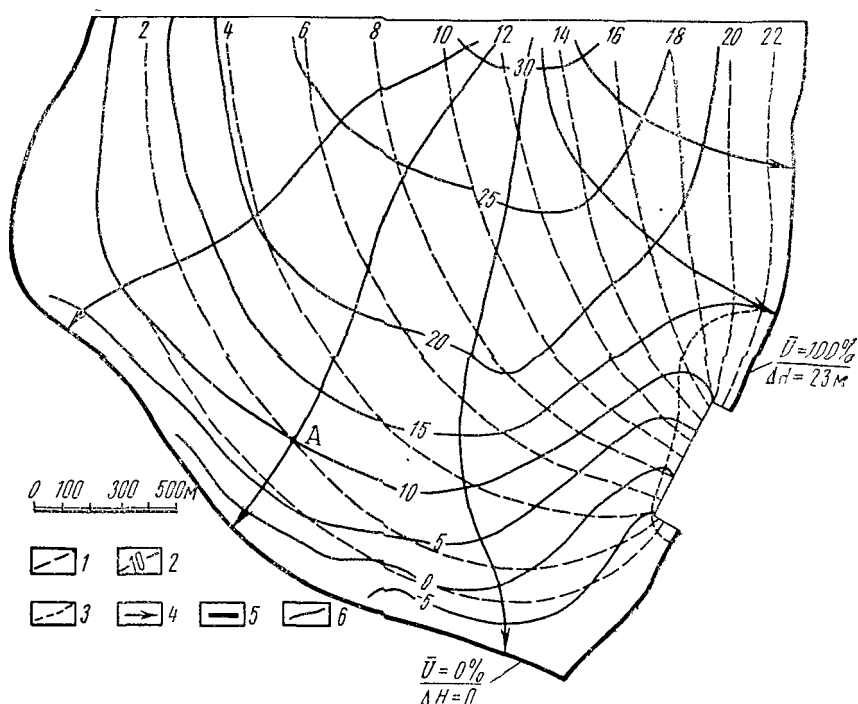


Рис. III.10. Схема моделирования потока подпора на приборе ЭГДА:

1 — изолинии подпора; 2 — гидронизогипсы результирующего потока; 3 — граница зоны обходной фильтрации; 4 — линии тока; 5 — границы с заданным напором; 6 — непроницаемые границы

Задача III.4.

Оценка интенсивности инфильтрационного питания
грунтового потока (плановая задача)

Гидрогеологическая обстановка. Изучаемая территория расположена в пределах междуречного массива реки В. и ее притока (рис. III.11). Вдоль русла этих рек развиты пойма и неширокая I надпойменная терраса; основная же часть массива представляет собой поверхность более древних террас этих рек.

Литологически аллювиальные отложения в пределах этого массива сложены с поверхности супесчано-суглинистым покровом, мощность которого изменяется от 15—20 м в западной части массива до 50—60 м в восточной части. Эти отложения подстилаются мелкозернистыми и разнотернистыми песками, переходящими в нижней части слоя в хорошо промытые разнотернистые пески с включением гравия и гальки. Мощность песчаного слоя около 40 м. Пески подстилаются глинами, служащими практически водоупором для водоносного горизонта, заключенного в аллювиальных отложениях.

На основании фактического материала для рассматриваемой территории построена карта гидроизогипс (рис. III.11, а). Зеркало грунтовых вод располагается в естественных условиях, как правило, в пределах супесчано-суглинистого покровного слоя.

Питание водоносного горизонта происходит за счет инфильтрации атмосферных осадков, разгрузка — за счет дренирования горизонта крупными реками и их притоками.

Постановка задачи: провести оценку интенсивности инфильтрационного питания грунтового потока в условиях естественного режима.

Обоснование фильтрационной схемы. 1. Определение инфильтрационного питания в условиях естественного режима проводится на межени период, когда поток во времени можно принять стационарным. 2. Сложная конфигурация границ потока (рис. III.11, а) и весьма малая мощность водоносного горизонта в сравнении с протяженностью его по площади позволяют считать поток по структуре плановым. 3. Так как сопротивление ложа реки В. и ее притока неизвестно, рассмотрим при решении задачи только часть потока, расположенную в области развития древних террас. В связи с этим ограничим поток с юга и запада гидроизогипсой 40 м, а с северо-запада гидроизогипсой 50 м. В восточной части территории зададим непроницаемую границу потока примерно вдоль линий тока (в направлении, перпендикулярном гидроизогипсам). 4. Поскольку выделенный нами массив располагается в основном в пределах древних террас, где мощность песков практически постоянна, и имея в виду, что в основании горизонта лежат хорошо промытые пески с включениями гальки и гравия, примем проводимость потока на рассматриваемом участке постоянной. 5. Вследствие того что неизвестно сопротивление ложа мелких притоков, при решении задачи не будем учитывать эти притоки как границы с заданными напорами, имея в виду, что их дренирующее действие выявится в процесс решения и выразится в понижении интенсивности инфильтрационного питания в сравнении с общим фоновым значением.

Обоснование схемы модели. Решение поставленной задачи проведем на бумажной модели прибора ЭГДА с дискретным заданием питания по квадратной сетке.

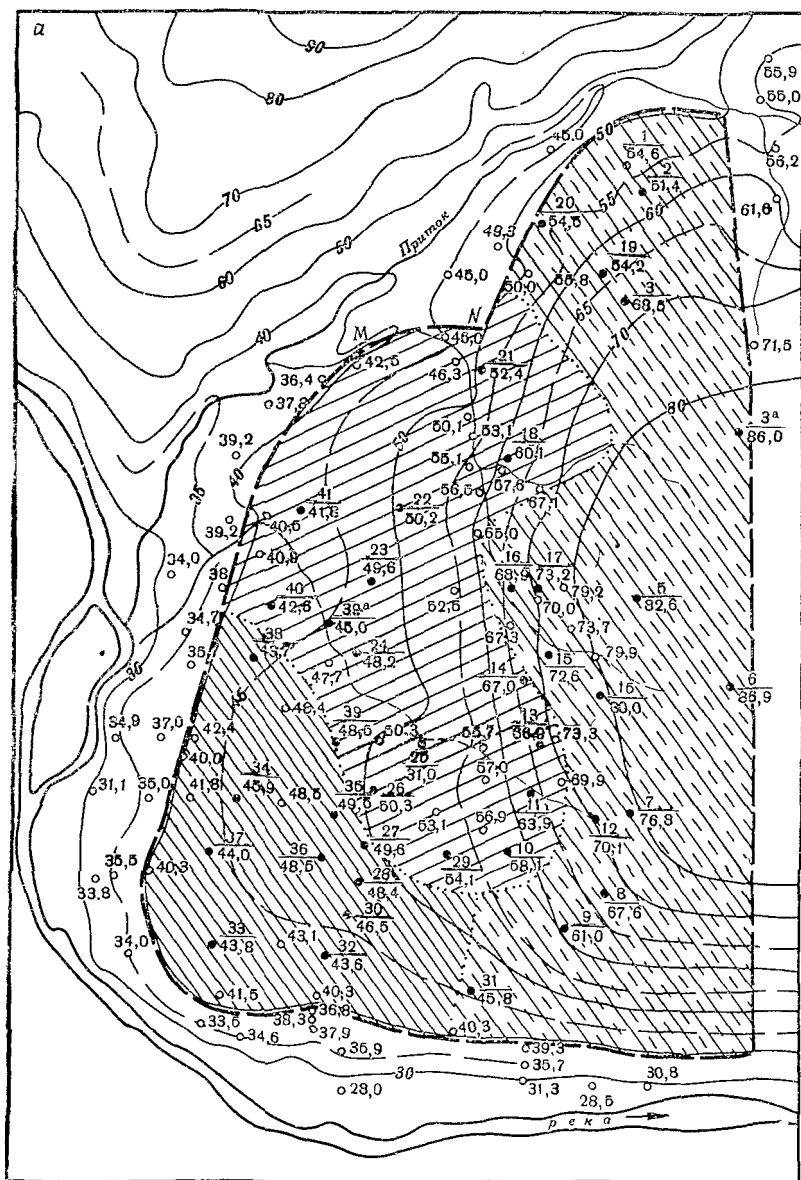
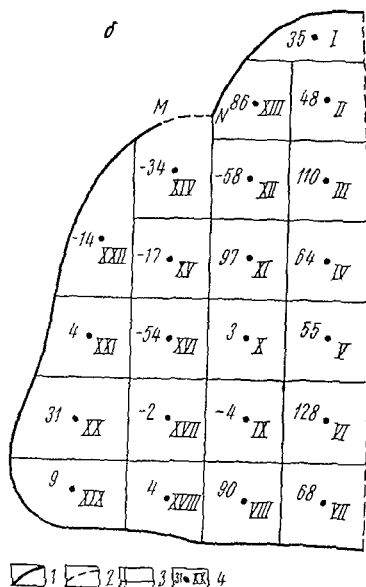


Рис. III.11. К определению инфильтрационного питания потока:

а — карта гидроизогипс естественного потока: 1 — гидроизогипсы; 2 — контрольные точки (в числителе — номер контрольной точки, в знаменателе — абс. отметка грунтовых вод, м); 3 — скважины или колодцы (цифра показывает абс. отметку грунтовых вод, м), 4 — границы модели; 5—7 — области с различными значениями w : 5 — (-26 мм/год), 6 — 12 мм/год; 7 — 78 мм/год; 8 — границы областей; 6 — схема модели: 1 — границы с постоянным потенциалом; 2 — непроницаемые границы; 3 — границы блоков; 4 — электроды (римскими цифрами обозначен номер электрода, арабскими — интенсивность инфильтрационного питания при $T = 1000$ м²/сут)



Назначим прежде всего масштаб, в котором будет проводиться решение задачи. Так как длина рассматриваемого участка составляет около 70 км, а ширина около 45 км, то наиболее удобен для моделирования масштаб 1 : 100 000, при котором длина модели будет около 70 см, а ширина около 45 см.

Принятая схема потока с постоянной по площади проводимостью позволяет изготовлять модель из бумаги любого удельного сопротивления ρ_m . Желательно, чтобы выбранный сорт бумаги был возможно более изотропен. Возьмем для решения задачи бумагу с удельным сопротивлением $\rho_m = 230$ Ом.

Границами потока на модели служат шины, установленные вдоль контуров с заданными напорами (гидроизогипсы 40 и 50 м). В области перехода от одного значения потенциала к другому модель обрывается примерно по линии тока (участок MN). Со стороны водораздельной части модель обрывается по линии тока согласно принятой расчетной схеме. Для осуществления на модели инфильтрационного питания разобьем модель на квадратные блоки, в центры которых поместим электроды (рис. III.11, б). К каждому электроду подключим переменное сопротивление R_w по схеме, приведенной на рис. III.4. Точность получаемых результатов во многом определяется количеством блоков, на которое разбивается модель. Опытами установлено, что между противоположными границами потока достаточно иметь 3—4 блока. Наряду с этим количество блоков и их расположение определяется местными условиями питания и разгрузки потока. Имея в виду наличие мелких притоков, примем разбивку, изображенную на рис. III.11, б, при кото-

рой площадь квадратных блоков равна $11\,000 \times 11\,000 \text{ м}^2$, или, в масштабе модели, $11 \times 11 \text{ см}^2$, что соответствует разбивке территории на 22 блока. Для перехода от природных условий к условиям на модели выберем наиболее удобный для моделирования масштаб напоров. Значение $\Delta H_{\max}$ прежде всего определяется максимальным перепадом напоров в рассматриваемом естественном потоке ΔH_e .

Вычислим значение ΔH_e , имея в виду, что максимальный напор естественного потока не превышает 90 м (рис. III.11, а), а минимальный согласно принятой расчетной схеме равен 40 м, т. е. $\Delta H_e = 90 \text{ м} - 40 \text{ м} = 50 \text{ м}$.

Если учесть еще, что на концах сопротивлений R_w должна быть создана некоторая разность потенциалов $\Delta \bar{U}_w$, то наиболее рационально назначить $\Delta H_{\max} = 100 \text{ м}$. Такое значение $\Delta H_{\max}$ удобно для расчетов и обеспечивает величину $\Delta \bar{U}_w = 0,4 \div 0,5$.

Определим с учетом (III.1) значения потенциалов, задаваемых на границе потока. Очевидно, что минимальному напору $H_{\min} = 40 \text{ м}$ соответствует $\bar{U} = 0$, а напору $H = 50 \text{ м}$ соответствует $\bar{U} = 0,1$.

Оценка инфильтрационного питания w ведется подбором, путем изменения с помощью делителя напряжений величины $\Delta \bar{U}_w$ на концах переменных сопротивлений R_w . Однако при чрезмерном увеличении или уменьшении $\Delta \bar{U}_w$ возникает необходимость изменять и величину R_w . Вычислим в первом приближении значения R_w для всех блоков, оценив предварительно ориентировочное значение $\frac{w}{T}$

для схемы линейного в плане водораздельного потока. При общей длине его $L = 73\,000 \text{ м}$ и $\Delta H_e \approx 50 \text{ м}$ для схемы водораздельного потока будем иметь

$$\frac{w}{T} = \frac{8\Delta H_e}{L^2} = \frac{8 \cdot 50}{73^2 \cdot 10^6} = 7,5 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{м}}.$$

Далее, приняв $\Delta \bar{U}_w = 0,3$, определим из формулы (III.15) первоначальные значения R_w для квадратного блока площадью $F = 1,21 \cdot 10^8 \text{ м}^2$:

$$R_w = \frac{\Delta \bar{U}_w \rho_m T \Delta H_{\max}}{w F_t} = \frac{0,3 \cdot 230 \cdot 100}{7,5 \cdot 10^{-8} \cdot 1,21 \cdot 10^8} = 760 \text{ Ом}.$$

В том случае, когда площадь блоков иная, соответственно меняется и сопротивление R_w (табл. III.1).

Путем постепенного изменения $\bar{U}_w$ и в случае необходимости изменения R_w в каждом блоке получим такое распределение потенциалов на модели, которое соответствовало бы распределению напоров потока в естественных условиях. Выберем из имеющихся на рассматриваемой территории ряд контрольных точек таким образом, чтобы на каждый блок приходилось по 1—2, а лучше по 2—3 таких точки. В нашей задаче некоторые блоки не имеют достаточного количества контрольных точек из-за отсутствия фактического материала (рис. III.11 а; табл. III.1). По формуле (III.1)

вычислим потенциалы, соответствующие напорам в этих точках (табл. III.1, графа 6). Например, для точки 1, напор в которой $H_e = 54,6$ м:

$$\bar{U}_e = \frac{H - H_{\min}}{\Delta H_{\max}} = \frac{54,6 - 40}{100} = 0,146 = 14,6\%.$$

Вычислим в первом приближении значения $\bar{U}_w$ на верхних концах сопротивлений R_w (см. рис. III.4), учитывая при этом среднее значение естественного напора в каждом блоке.

Например, для блока № 11 среднее значение напора $H_e = 70$ м и соответствующий ему относительный потенциал $\bar{U}_e = 0,3 = 30\%$. Принимая $\Delta \bar{U}_w = 0,3$, получим величину $\bar{U}_w = \bar{U}_e + \Delta \bar{U}_w = 0,3 + 0,3 = 0,6$. Для остальных блоков $\bar{U}_w$ приведены в графе 7 табл. III.1.

Обеспечив на модели вычисленные значения $\bar{U}_w$, замеряем потенциалы в контрольных точках модели $\bar{U}_m$ и сравниваем их с потенциалами $\bar{U}_e$, соответствующими природным значениям напоров в этих точках. В случае сильного расхождения после первого приближения можно не вводить поправку $\Delta \bar{U}$ на дискретность питания, а переходить ко второму приближению, изменив в нужную сторону значение $\bar{U}_w$ для каждого блока.

После второго приближения для точек, расположенных от центра блока на расстоянии, меньшем $0,25\sigma$, обычно вводятся поправки, вычисляемые по (III.17). Однако в нашей задаче расстояние контрольных точек до центров блоков достаточно велико, и введение поправок не является обязательным. Покажем это на примере контрольной точки № 5, расположенной на расстоянии 5 см от центра четвертого блока. Согласно (III.17), величина

$$\bar{r} = \frac{r}{\sigma_m} = \frac{5}{11} = 0,454,$$

для которой значение $f(\bar{r}) < 0,03$. При $\Delta \bar{U}_w = 0,5$, $\rho = 230$ Ом и $R_w = 760$ Ом, значение поправки $\Delta \bar{U}$ не будет превышать $0,5\%$. Для остальных контрольных точек величина $\Delta \bar{U}$ не превышает, как правило, 1% , и, следовательно, поправки на дискретность питания можно не вводить.

Если в ходе решения задачи необходимое значение $\bar{U}_w$ выходит за пределы возможного или чрезмерно уменьшается величина $\Delta \bar{U}_w$, следует изменить сопротивление R_w таким образом, чтобы устранить возникшие недостатки. Проведя подобным образом несколько приближений, получим окончательное решение, при котором потенциалы в контрольных точках соответствуют с точностью до $1 \div 2\%$ напорам естественного потока. Далее, используя (III.15), вычислим значения $\frac{\omega}{T}$ для каждого блока (табл. III.1).

Например, для блока № 11 получим

$$\frac{\omega}{T} = \frac{\Delta \bar{U}_w \rho_m \Delta H_{\max}}{FR_w} = \frac{0,557 \cdot 230 \cdot 100}{1,21 \cdot 10^3 \cdot 400} = 2,65 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{м}}.$$

Таблица III.1

Данные для определения интенсивности питания

№ блока	№ контрольной точки	Площадь блока, $F, \text{м}^2$	$R_w, \text{Ом}$	Природный напор $H_e, \text{м}$	$\bar{U}_e, \%$	I приближение				II приближение				Окончательное решение					$\frac{w}{T}, \frac{1}{\text{м}}$	$w, \text{м/сут, при } T=1000 \text{ м}^2/\text{сут}$
						$\bar{U}_w, \%$	$\bar{U}_M, \%$	$\bar{U}_g, \%$	$\Delta \bar{U}_w, \%$	$\bar{U}_w, \%$	$\bar{U}_M, \%$	$\bar{U}_g, \%$	$\Delta \bar{U}_w, \%$	$\bar{U}_w, \%$	$R_w, \text{Ом}$	$\bar{U}_M, \%$	$\bar{U}_g, \%$	$\Delta \bar{U}_w, \%$		
1	1	$5,6 \cdot 10^7$	1640	54,6	14,6	50	13,4	16,0	34,0	60	14,8	17,2	42,8	55	1640	15,7	17,2	37,8	$0,95 \cdot 10^{-7}$	$0,95 \cdot 10^{-4}$
2	2			57,4	17,4		15,1				16,8									
3	3	$8,8 \cdot 10^7$	1050	68,5	28,5	60	25,1	25,1	34,9	70	24,8	27,5	42,5	85	1050	28,6	31,7	53,3	$1,33 \cdot 10^{-7}$	$1,33 \cdot 10^{-4}$
3	3a	$1,1 \cdot 10^8$	840	86,0	46,0	80	34,0	36,2	43,8	95	37,5	40,0	55,0	100	320	46,4	53,4	46,6	$3,05 \cdot 10^{-7}$	$3,05 \cdot 10^{-4}$
4	4			85,0	45,0		31,5				33,9									
4	5	$1,21 \cdot 10^8$	760	82,6	42,6	80	34,8	40,5	39,5	95	37,7	45,1	49,9	88	380	43,4	53,2	34,8	$1,74 \cdot 10^{-7}$	$1,74 \cdot 10^{-4}$
5	6	$1,21 \cdot 10^8$	760	86,9	46,9	80	36,0	39,0	41,0	95	40,0	43,5	51,5	80	380	47,3	50,0	30,0	$1,5 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$
6	7	$1,21 \cdot 10^8$	760	76,8	36,8	70	27,8	31,5	38,5	85	30,2	35,7	49,3	100	250	36,5	54,1	45,9	$3,5 \cdot 10^{-7}$	$3,5 \cdot 10^{-4}$
7	—	$1,21 \cdot 10^8$	760			70		15,2	54,8	80		19,5	60,3	100	760	20,8	25,7	74,3	$1,86 \cdot 10^{-7}$	$1,86 \cdot 10^{-4}$
8	9	$1,21 \cdot 10^8$	760	61,0	21,0	50	15,4	10,8	39,2	60	16,7	15,0	45,0	100	600	27,2	22,7	77,3	$2,45 \cdot 10^{-7}$	$2,45 \cdot 10^{-4}$
9	8			67,6	27,6		20,5				22,3	27,3		20	760	19,3	24,3	—4,3	$-0,11 \cdot 10^{-7}$	$-0,11 \cdot 10^{-4}$
	10	$1,21 \cdot 10^8$	760	58,1	18,1	55	19,8	26,2	38,3	55	20,5		27,7							
	11			63,9	23,9		24,7				25,5									
10	12			60,1	30,1		26,1				28,0									
	13			66,9	26,9		27,5				28,6									
	14	$1,21 \cdot 10^8$	760	67,0	27,0	65	28,5	32,9	32,1	65	29,3	34,1	30,9	30	760	36,6	29,7	0,3	$0,07 \cdot 10^{-7}$	$0,07 \cdot 10^{-4}$
	15			80,0	40,0		32,2				34,3									
11	15a			72,6	32,6		30,3				31,4									
	16	$1,21 \cdot 10^8$	760	68,9	28,9	60	27,3	32,7	27,3	65	27,9	34,4	30,6	100	400	33,1	44,3	55,7	$2,65 \cdot 10^{-7}$	$2,65 \cdot 10^{-4}$
	17			73,2	33,2		29,5				30,4									
12	18	$1,21 \cdot 10^8$	760	60,1	20,1	60	23,2	27,4	22,6	40	23,3	27,0	13,0	0	200	24,6	16,5	—16,5	$-1,57 \cdot 10^{-7}$	$-1,57 \cdot 10^{-4}$
13	19	$1,10 \cdot 10^8$	840	64,2	24,2	50	18,3	19,5	30,5	60	21,1	21,4	38,6	100	650	13,6	28,2	71,8	$2,34 \cdot 10^{-7}$	$2,34 \cdot 10^{-4}$
	20			54,6	14,6		11,3				12,4									
14	21	$1,21 \cdot 10^8$	760	52,4	12,4	45	16,2	17,4	27,6	35	16,4	16,0	19,0	0	100	10,0	5,0	—5,0	$-0,93 \cdot 10^{-7}$	$-0,93 \cdot 10^{-4}$
15	22	$1,21 \cdot 10^8$	760	50,2	10,2	40	16,5	21,8	18,2	35	15,5	20,5	14,5	0	500	9,0	12,0	—12,0	$-0,46 \cdot 10^{-7}$	$-0,46 \cdot 10^{-4}$
	23			49,6	9,6		16,1				14,6									
16	24	$1,21 \cdot 10^8$	760	48,2	8,2	40	16,0	22,5	17,5	30	14,6	20,7	9,3	0	100	12,5	7,8	—7,8	$-1,48 \cdot 10^{-7}$	$-1,48 \cdot 10^{-4}$
	25			51,0	11,0		19,9				19,3									
17	26	$1,21 \cdot 10^8$	760	50,3	10,3		16,0			35	15,0	17,8	17,2	0	40000	9,3	12,0	—12,0	$-0,06 \cdot 10^{-7}$	$-0,06 \cdot 10^{-4}$
	27			49,6	9,6	40	13,5	18,7			12,9									
	28			48,4	8,4		11,1				10,6									
	29			54,1	14,1		16,1				16,2									
18	30	$1,11 \cdot 10^8$	840	46,5	6,5	36	8,8	9,3	26,7	36	8,3	9,2	26,8	10	840	5,0	6,1	3,9	$0,10 \cdot 10^{-7}$	$0,10 \cdot 10^{-4}$
	31			45,6	5,6		5,6				5,8									
19	32	$1,35 \cdot 10^8$	680	43,6	3,6	34	5,2	7,5	26,5	30	5,0	6,7	23,3	13	680	2,0	3,6	9,4	$0,24 \cdot 10^{-7}$	$0,24 \cdot 10^{-4}$
	33			43,8	3,8		3,2				3,0									
20	34			44,0	4,0		4,6				3,9									
	35	$1,6 \cdot 10^8$	580	45,9	5,9	37	7,6	12,2	24,8	30	6,5									
	36			49,5	9,5		12,8				11,8	10,3	19,7	45	580	8,0	11,2	33,8	$0,84 \cdot 10^{-7}$	$0,84 \cdot 10^{-4}$
	37			48,5	8,5		10,7				10,0									
21	38			43,7	3,7		7,4				5,6									
	39	$1,32 \cdot 10^8$	700	48,5	8,5	35	14,2	13,7	21,3	20	12,8	9,9	10,1	10	700	6,8	5,7	4,3	$0,11 \cdot 10^{-7}$	$0,11 \cdot 10^{-4}$
	39a			45,0	5,0															
22	40	$1,3 \cdot 10^8$	700	42,6	2,6	32	7,0	10,6	21,4	20	5,7	8,4	11,6	0	60	2,9	1,3	—1,3	$-0,38 \cdot 10^{-7}$	$-0,38 \cdot 10^{-4}$
	41			41,8	1,8		7,5				6,2									

Имея значение проводимости потока T , можно оценить и величину интенсивности инфильтрационного питания ω . Так, если принять коэффициент фильтрации песков $k=25$ м/сут, то при мощности пласта $m=40$ м проводимость его $T=1000$ м²/сут и для блока № 11 $\omega=2,65 \cdot 10^{-4}$ м/сут.

Для всей остальной территории значения ω приведены в табл. III.1 и на рис. III.11, б. Полученные результаты характеризуют распределение по площади инфильтрационного питания. Резкое снижение величины ω до отрицательных значений в блоках № 9, 12, 14, 15, 16, 17 и 22 свидетельствует о дренирующем действии мелкой речной сети.

Задача III.5.

Определение коэффициента фильтрации глинистого слоя, разделяющего два водоносных горизонта

Гидрогеологическая обстановка. Район исследований расположен в пределах низменности, на расстоянии 10—12 км от русла реки В. Климат этой области континентальный, годовое количество осадков 250—300 мм.

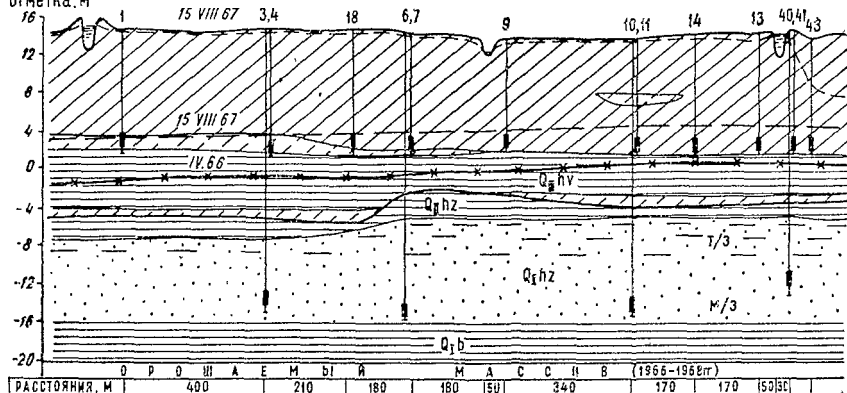
В геологическом строении рассматриваемой территории принимают участие отложения бакинского, хазарского, хвалынского и новокаспийского ярусов четвертичной системы.

На участке детальных исследований отложения бакинского яруса (Q_{Ib}) вскрыты на глубине 39 м и представлены морскими плотными глинами с резко подчиненными прослоями и линзами песков. Мощность бакинских глин около 20 м. Отложения хазарского яруса (Q_{IIhz}) залегают на бакинских глинах. Они представлены преимущественно морскими темно-серыми кварцевыми, иногда глинистыми песками мощностью около 20 м. Коэффициент фильтрации хазарских песков, определенный по данным опытных работ, 2,5 м/сут. Пески местами перекрыты слоем плотной темно-серой гумусированной глины мощностью 2—4 м.

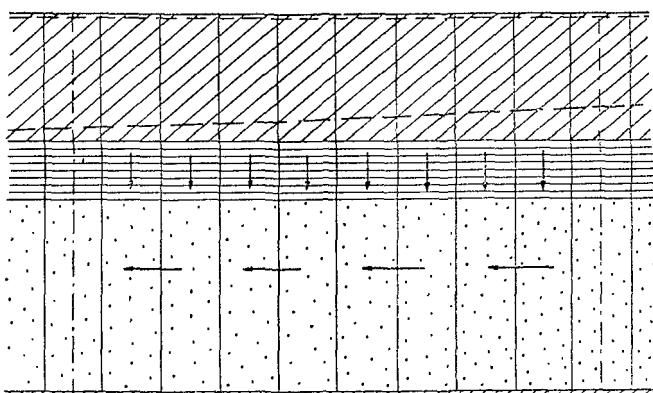
Отложения хвалынского яруса (Q_{IIIhv}) представлены в рассматриваемом районе континентальными и морскими осадками. В основании хвалынских отложений лежит слой континентальных лесовидных суглинков мощностью 1—2 м, перекрывающихся морскими «шоколадными» глинами мощностью 3—5 м.

Верхняя часть разреза четвертичной толщи сложена континентальными нерасчлененными верхнехвалынскими и современными супесчано-суглинистыми отложениями мощностью 13—14 м (рис. III.12, а).

На рассматриваемой территории запроектировано строительство рисовой оросительной системы, отдельные участки которой введены в эксплуатацию весной 1966 г. В естественных условиях

Абсолютн
отметка, м

б



№ скважин	Верхнего слоя	18 7 9 11 14 13									
нижнего слоя	3	6 4 5 6 7 10 8 9 10 40									
№ блоков	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10
Длина блоков, м	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
Напоры верхнего слоя, м		14,3	14,3	14,3	13,8	13,85	13,9	13,9	13,65		
Напоры нижнего слоя, м	3,3			4,2			4,8				5,35

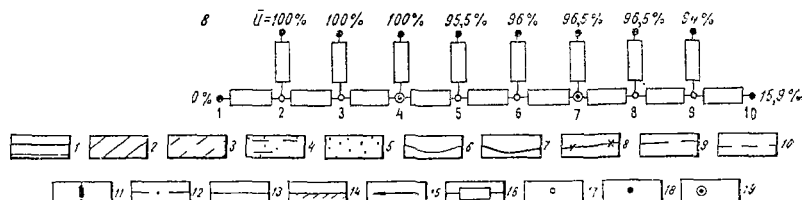


Рис. III.12. К определению коэффициента фильтрации разделяющего слоя: а — гидрогеологический разрез, б — фильтрационная схема, в — схема электромоделей; 1 — глина; 2 — суглинок; 3 — супесь; 4 — песок тонкозернистый; 5 — песок мелкозернистый; 6 — литологические границы; 7 — стратиграфические границы; 8 — кривая распределения напоров в хазарском водоносном горизонте на апрель 1966 г.; 9 — то же на 15.VIII.67 г.; 10 — кривая распределения напоров в покровном слое на 15.VIII.67 г.; 11 — режимная скважина; 12 — границы моделируемой части потока; 13 — границы блоков; 14 — непроницаемые границы; 15 — направление движения подземных вод; 16 — электрическое сопротивление; 17 — узел сетки сопротивлений и его номер; 18 — граничный узел сетки сопротивлений; 19 — контрольный узел сетки сопротивлений

(до начала орошения) верхняя толща суглинков, перекрывающая хвалынские глины, была безводна, а водоносный горизонт был приурочен к хазарским пескам, подстилающим глины, и характеризовался практически стабильным положением напоров в течение года. Ввод в эксплуатацию орошаемых массивов резко изменил гидрогеологические условия и режим подземных вод этой территории.

Наблюдательные скважины, оборудованные на участке детальных исследований, зафиксировали после затопления рисовых чеков (май 1966 г.) появление воды и резкий подъем уровней в верхнем супесчано-суглинистом слое и одновременное увеличение напоров в хазарских песках.

Детальный анализ режимных наблюдений по скважинам-дублерам позволил сделать вывод о наличии нисходящей фильтрации из верхнего суглинистого в нижний песчаный пласт через разделяющий эти пласты слой хвалынских «шоколадных» и хазарских глин.

Требуется: по данным режимных наблюдений в стационарный период определить коэффициент фильтрации глинистого слоя.

Обоснование фильтрационной схемы. 1. Режимные наблюдения по скважинам, расположенным на орошаемом массиве, позволили установить слабую деформацию сетки движения в плане и принять для данных условий схему профильного потока. 2. Ограничим поток сечениями, проходящими через скв. 3 и 40, расположенные на расстоянии 1350 м одна от другой. Фильтры в этих скважинах находятся в хазарском песчаном слое и напоры в них будут характеризовать условия на границах рассматриваемой части потока.

Вдоль кровли хвалынских глин также принимается граница с заданными напорами. Большое количество наблюдательных скважин с фильтрами в верхнем суглинистом слое позволяет с достаточной точностью провести интерполяцию напоров между ними. Ввиду слабой проницаемости суглинков каналы и распределители на рисовом массиве действуют очень локально, в связи с чем при задании напоров вдоль профиля их можно не учитывать и ограничиться интерполяцией напоров в наблюдательных скважинах. Пьезометры в нижнем слое хазарских песков (скв. 6, 10), расположенные между граничными скважинами (3 и 40), будут использованы при решении задачи для определения интерполяцией напоров в индикаторных точках профиля. Для количественного обоснования граничных условий проведем вначале анализ режима подземных вод в период 1966—1967 гг. Типовые графики изменения напоров в наблюдательных скважинах приведены на рис. III.13. Наиболее четко стационарный режим фильтрации по всем скважинам створа проявлялся в августе 1967 г. и поэтому в качестве расчетной даты принимаем 15.VIII 67 г.

В табл. III.2 приведены значения напора на 15.VIII.67 г. по всем наблюдательным скважинам верхнего и нижнего слоя. Макси-

мальное значение напора $H_{\max} = 14,3$ м наблюдалось в скв. 7 и 18 с фильтрами в верхнем, суглинистом слое; минимальное $H_{\min} = 3,3$ м — в скв. 3 с фильтром в нижнем, песчаном слое.

Бакинские глины ввиду их большой мощности можно рассматривать как непроницаемую границу.

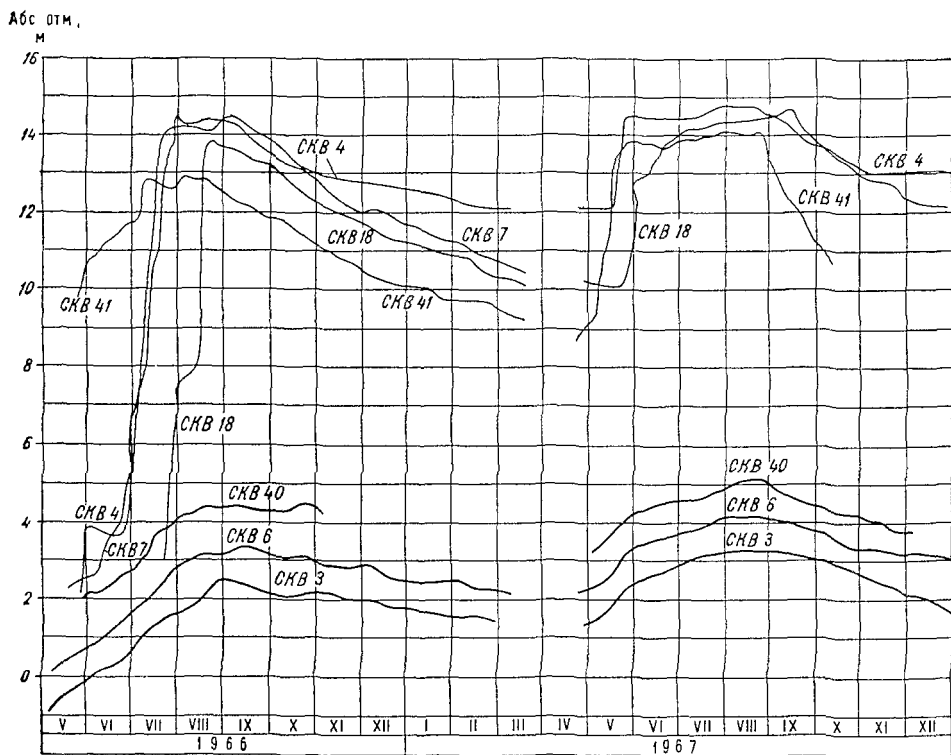


Рис. III 13. Типовые графики изменения напоров в наблюдательных скважинах

Согласно предпосылке перетекания следует принять, что фильтрация в хазарском песчаном горизонте происходит в горизонтальном направлении, а в слабопроницаемом разделяющем глинистом слое — в вертикальном направлении. Мощность разделяющего глинистого слоя примем вдоль профиля постоянной, равной 6 м. Проводимость хазарских песков при мощности 20 м и коэффициенте фильтрации 2,5 м/сут составляет 50 м²/сут.

Решение поставленной задачи целесообразно проводить на сеточном электроинтеграторе, поскольку оно осуществляется подбором.

Расчет модели. Фильтрационная модель, соответствующая рассмотренной фильтрационной схеме, состоит из системы горизонтальных и вертикальных фильтрационных сопротивлений, значе-

Таблица III.2

Распределение напорів в наблюдательных скважинах на 15.VIII. 67 г.

Номер наблюдательной скважины		Напоры, м	
верхний слой	нижний слой	верхний слой	нижний слой
—	3	—	3,3
18	—	14,3	—
7	6	14,3	3,9
9	—	13,8	—
11	10	14,0	4,9
14	—	13,8	—
13	—	13,5	—
—	40	—	5,05

ния которых определяются параметрами песчаного и глинистого пластов и принятой разбивкой профиля. Разбивка профиля на блоки проводится с учетом результатов методических проработок [1, 2], которые показали, что для одномерных задач оптимальной является разбивка потока на 5—10 блоков.

В нашем случае в целях более детальной характеристики верхней границы потока с переменными вдоль профиля напорами примем разбивку профиля на 10

блоков длиной по 150 м каждый. При этом граничные скважины (3 и 40) расположим в центрах первого и последнего блоков. Расчет горизонтальных фильтрационных сопротивлений проводится по зависимости (III.8) с учетом расстояний между центрами блоков $\Delta x = 150$ м и проводимости потока $T = 50$ м²/сут:

$$\Phi_x = \frac{\Delta x}{T} = \frac{150}{50} = 3 \text{ сут/м}^2.$$

Для расчета вертикальных сопротивлений проведем вначале предварительную оценку коэффициента фильтрации разделяющего глинистого слоя k_p , считая, что отсутствие воды в супесчано-суглинистом слое в естественных условиях свидетельствует о полном поступлении естественного инфильтрационного питания ω в хазарский водоносный горизонт при единичном градиенте.

Примем величину ω равной 15% от годового количества осадков (250 мм), т. е. $\omega = 37$ мм/год. Тогда при единичном градиенте напора коэффициент фильтрации разделяющего слоя должен быть не менее 10^{-4} м/сут. Приняв ориентировочно $k_p = 10^{-4}$ м/сут, вычислим по (III.10) вертикальные сопротивления глинистого слоя, имея в виду, что длина каждого блока $\Delta x' = 150$ м, а мощность глинистого слоя $m_p = 6$ м:

$$\Phi_p = \frac{m_p}{k_p \Delta x'} = \frac{6}{10^{-4} \cdot 150} = 400 \text{ сут/м}^2.$$

Масштаб сопротивлений α_R назначается с учетом возможного изменения значения k_p в процессе решения задачи.

Примем $\alpha_R = \frac{10}{3} \frac{\text{Ом}}{\text{сут/м}^2}$, поскольку в этом случае горизонтальным фильтрационным сопротивлениям будут соответствовать

минимальные значения сопротивлений на модели ($R=10$ Ом), а вертикальные сопротивления в ходе решения задачи можно будет изменять в любую сторону, в зависимости от результатов первого приближения.

Фильтрационные и соответствующие им электрические сопротивления, вычисленные с учетом (III.6), приведены в табл. III.3, а схема электромодели дана на рис. III.12, а.

Таблица III.3

Расчет модели

№ блока	Длина блока $\Delta x'$, м	Расстояние между центрами соседних блоков Δx , м	Горизонтальное фильтрационное сопротивление Φ_x , сут/м ² , при $T=50$ м ² /сут	Горизонтальное электрическое сопротивление R , Ом	Вертикальное фильтрационное сопротивление Φ_p	Вертикальное электрическое сопротивление R , Ом
					при $m_p=6$ и $\kappa_p=10^{-4}$ м/сут	
1	150	150	3	10		
2	150	150	3	10	400	1330
3	150	150	3	10	400	1330
4	150	150	3	10	400	1330
5	150	150	3	10	400	1330
6	150	150	3	10	400	1330
7	150	150	3	10	400	1330
8	150	150	3	10	400	1330
9	150	150	3	10	400	1330
10	150	150	3	10	400	1330

Масштаб напоров назначаем с учетом приведенного в расчетной схеме диапазона изменения напоров. Максимальному напору $H_{\max}=14,3$ м поставим в соответствие 100%-ный (единичный) относительный потенциал, а минимальному напору $H_{\min}=3,3$ м — нулевой потенциал. Тогда масштаб напоров будет

$$\alpha_H = \frac{\Delta H_{\max}}{\Delta \bar{U}_{\max}} = \frac{14,3 - 3,3}{1} = 11 \text{ м.}$$

Напоры в центрах граничных блоков (табл. III.4) определяются интерполяцией значений напоров в наблюдательных скважинах. Соответствующие этим напорам потенциалы с учетом принятого масштаба вычисляются по уравнению (III.1) и приведены в табл. III.4.

Решение задачи. Электромодель собирается в соответствии со схемой, изображенной на рис. III.12, а и табл. III.3 и III.4. Решение задачи ведется подбором, в процессе которого путем задания

Таблица III.4

Распределение напоров и относительных потенциалов в узловых точках профиля

№ блока	Напоры H , м		Относительные потенциалы $\bar{U}$, %	
	верхний слой	нижний слой	верхний слой	нижний слой
1		3,3		0
2	14,3		100	
3	14,3		100	
4	14,3	4,20	100	8,2
5	13,8		95,5	
6	13,85		96	
7	13,9	4,82	96,5	13,8
8	13,9		96,5	
9	13,65		94	
10		5,05		15,9

различных значений коэффициента фильтрации разделяющего глинистого слоя (и, следовательно, значений вертикальных сопротивлений) добиваются совпадения потенциалов в контрольных узлах модели (скв 4 и 7) со значениями потенциалов, отвечающих природным напорам в этих точках (табл III 4).

В табл III 5 приведены результаты нескольких приближений. Удовлетворительное совпадение потенциалов модели в контрольных узлах сет-

ки с потенциалами, соответствующими природным напорам, получено при $k_p = 4 \cdot 10^{-5}$ м/сут

Таблица III 5

Результаты решения задачи

Номер контрольного узла сетки	$\bar{U}_{\text{факт}}$, %	$\bar{U}$, %, при $k_p = 10^{-4}$ м/сут	$\bar{U}$, %, при $k_p = 5 \cdot 10^{-5}$ м/сут	$\bar{U}$, % при $k_p = 4 \cdot 10^{-5}$ м/сут
4	8,22	11,0	9,0	8,5
7	13,8	16,4	14,0	13,6

Глава IV

РАСЧЕТЫ НЕСТАЦИОНАРНОГО ПОДПОРА ГРУНТОВЫХ ВОД В РАЙОНАХ ВОДОХРАНИЛИЩ И КАНАЛОВ (АНАЛИТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ)

Изучение и прогноз нестационарного подпора грунтовых вод, возникающего при устройстве водохранилищ и каналов, относится к важнейшим прикладным задачам динамики подземных вод. Вместе с тем задачи таких исследований имеют и более общее значение, поскольку могут рассматриваться в качестве наиболее характерного примера нестационарной геофильтрации в различных условиях.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ

При использовании аналитических методов расчета следует иметь в виду, что реально они применяются, как правило, для таких условий, когда поток в плане может считаться одномерным; такие условия имеют место в берегах рек при относительно прямолинейном их очертании, в берегах водохранилищ вне зоны активной обходной фильтрации, вдоль каналов значительной протяженности и т. п. Тогда аналитические методы расчетов нестационарной фильтрации грунтовых вод основываются на решении линеаризованного уравнения для одномерного планового потока, имеющего следующий вид:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = a \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{w}{\mu}; \quad a = \frac{T}{\mu}, \quad (\text{IV.1})$$

где μ — коэффициент гравитационной емкости пласта (именуемый также коэффициентом водоотдачи при спускании свободной поверхности и коэффициентом недостатка насыщения при ее подъеме); величина μ представляет собой изменение объема воды в единичном элементе пласта¹ при гравитационном осушении или насыщении, отнесенное к изменению уровня воды. Строго говоря, величина μ оказывается переменной в связи с влиянием капиллярной зоны, которая является переходной, буферной зоной между потоком и его свободной поверхностью, однако для сравнительно

¹ Под единичным элементом пласта понимается элемент единичной площади в плане.

длительных нестационарных процессов ее обычно можно считать практически постоянной.

Граничные условия для линейных в плане потоков устанавливаются применительно к двум основным схемам: открытого и полуоткрытого потоков (рис. IV.1, а, б), причем в открытых потоках

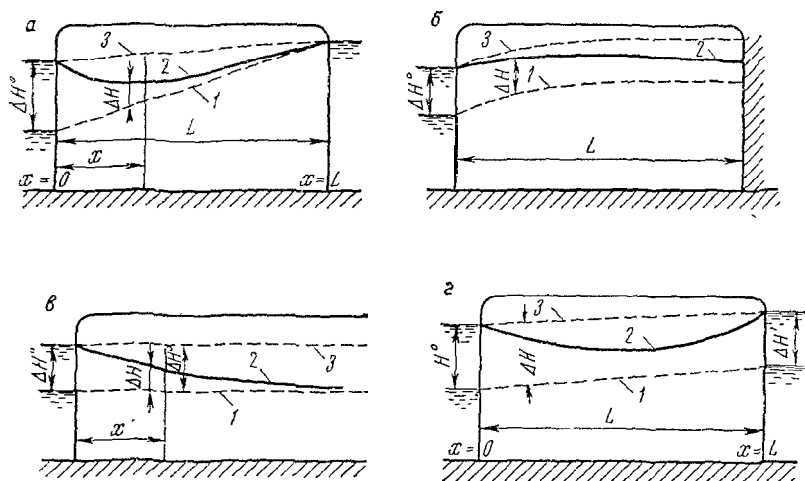


Рис. IV.1. Схемы линейных нестационарных потоков: а и г — открытый; б — полуоткрытый; в — полугораничный; 1 — начальная, 2 — промежуточная и 3 — конечная свободная пьезометрическая поверхности

на границах задаются изменения напоров, а в полуоткрытых потоках изменение напора задается на одной границе, тогда как другая считается непроницаемой. Кроме того, существенной является схема полугограничного потока (рис. IV.1, в), когда изменения напора задаются на одной границе, а другая считается отнесенной в бесконечность. Такая схема может рассматриваться при условии, что влияние изменения уровня на одной из границ практически не распространяется до противоположной границы.

Начальные условия обычно отображают исходный естественный поток с уровнями H_0 . Наиболее удобно учитывать начальные условия, если вести расчеты по изменениям напора ΔH относительно исходного (с уровнями H_0), считая, что результирующий напор представляется выражением $H \approx H_0 + \Delta H$.

Такой путь особенно целесообразен при достаточно глубоком залегании уровней грунтовых вод, когда инфильтрационное питание можно считать неизменным. Поскольку уровни начального потока также описываются уравнением (IV.1), то, вычитая дифференциальные уравнения, записанные для напоров H и H_0 , друг из

друга при неизменном питании, получим уравнение для изменения уровня:

$$\frac{\partial \Delta H}{\partial t} = a \frac{\partial^2 \Delta H}{\partial x^2}; \quad a = \frac{T}{\mu}, \quad (\text{IV.1a})$$

где a — комплексный параметр нестационарной фильтрации, называемый коэффициентом уровнепроводности.

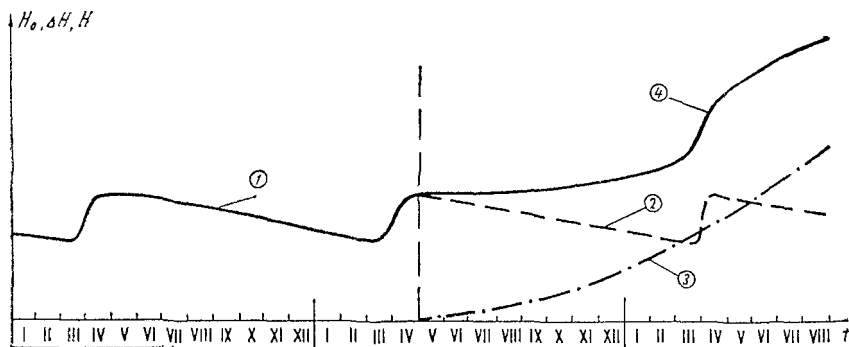


Рис. IV.2. Графики изменения уровней во времени:
1 — периодические колебания естественного режима; 2 — продолжение графика естественного режима — график начальных уровней H_0 ; 3 — график подпора ΔH ; 4 — результирующий напор $H = H_0 + \Delta H$

Из уравнения (IV.1a) следует, что при $\omega = \text{const}$ величина ΔH не зависит от инфильтрационного питания, причем начальное условие для нее будет нулевым, т. е. $\Delta H(x, 0) = 0$.

В общем случае величины H_0 , от которых отсчитываются расчетные изменения уровней ΔH , могут быть переменными во времени, однако они, разумеется, должны быть известны в течение всего расчетного периода времени. С этой точки зрения наилучшими являются такие условия, когда исходные уровни задаются при стационарном режиме. Достаточно определенными представляются исходные условия, когда уровни H_0 периодически изменяются в течение каждого года и такие периодические изменения могут быть продолжены на расчетный период времени (рис. IV.2).

В реальных условиях горизонты грунтовых вод нередко имеют двухслойное строение, причем покровный слой, в котором располагается свободная поверхность потока, характеризуется значительно меньшей проницаемостью. Анализ показывает [4], что влиянием покровного слоя при нестационарной фильтрации можно пренебрегать, если время монотонного изменения уровня грунтовых вод удовлетворяет неравенству

$$t > \frac{\mu m_{\Pi}}{8 k_{\Pi} \delta}, \quad (\text{IV.2})$$

где k_n и m_n —коэффициент фильтрации и мощность водоносной части покровного слоя; δ — допустимая погрешность расчета (по отношению к изменению уровня на границе).

При постановке задач нестационарной фильтрации целесообразно выделять задачи прогнозных и эпигиозных геофильтрационных расчетов. Прогнозные расчеты нестационарной фильтрации проводятся путем решения прямых задач по определению изменений уровней и расходов подземных вод при заданных условиях и параметрах геофильтрационной схемы. Характерными примерами применения аналитических решений прямых задач нестационарной фильтрации являются прогнозные расчеты подпора грунтовых вод в районах гидротехнических сооружений. При таких расчетах начальные условия задаются обычно по данным режимных наблюдений за уровнями подземных вод. Эпигиозные расчеты нестационарной фильтрации сводятся к решению обратных (инверсных) задач определения геофильтрационных параметров пласта и его границ, производимых путем идентификации расчетных и наблюдаемых данных уровней и расходов подземных вод.

ПОСТРОЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ

Принципы построения расчетных зависимостей, описывающих нестационарный режим грунтовых вод, представим применительно к решению уравнения (IV.1a) для характерных граничных условий, используя фундаментальные решения уравнения теплопроводности [1, 2, 3].

В качестве фундаментальных рассмотрим решения для потока, на границе которого $x=0$ начиная со времени $t=0$ напор меняется либо мгновенно — на величину ΔH^0 , либо по линейному закону с постоянной скоростью v .

При мгновенном изменении уровня на границе $x=0$ на величину ΔH^0 в момент времени $t=0$ аналитическое решение имеет вид

$$\Delta H = \Delta H^0 F(x, t), \quad (\text{IV.3})$$

где вид функции $F(x, t)$ определяется типом строения потока.

Для полуограниченного потока (рис. IV.1, в)

$$F(x, t) = \operatorname{erfc} \lambda; \quad \lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}}, \quad (\text{IV.3a})$$

причем $\operatorname{erfc} \lambda$ —специальная функция, определяемая по табл. IV.1.

Для ограниченного открытого потока (рис. IV.1, а) при неизменном уровне на границе $x=L$

$$F(x, t) = F_0(\bar{x}, \tau); \quad \bar{x} = \frac{x}{L}; \quad \tau = \frac{at}{L^2}, \quad (\text{IV.3б})$$

где функция $F_0(x, \tau)$ определяется по табл. IV.2, причем в случае $\tau < 0,05$ можно считать $F(x, \tau) = \operatorname{erfc} \lambda$.

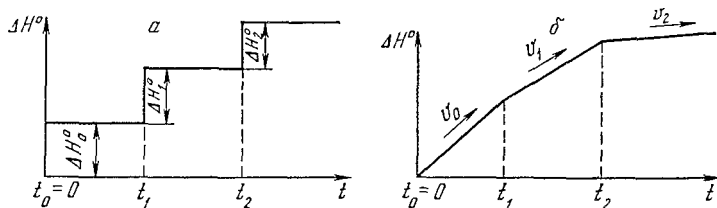


Рис. IV.3. Типовые графики изменения напоров на границах потока:
а — ступенчатый; б — ломаный

Таблица IV.1

Значения функции $\operatorname{erfc} \lambda$

λ	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
$\operatorname{erfc} \lambda$	1	0,944	0,887	0,832	0,777	0,724	0,671	0,621	0,572	0,524
λ	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95
$\operatorname{erfc} \lambda$	0,48	0,437	0,396	0,358	0,322	0,289	0,258	0,229	0,203	0,179
λ	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,2
$\operatorname{erfc} \lambda$	0,157	0,120	0,09	0,066	0,048	0,034	0,024	0,011	0,005	0,002

При изменении уровней на обеих границах открытого потока (рис. IV.1, з) решение получается по принципу суперпозиции, как сумма изменений уровня, подсчитанных от действия каждой границы в отдельности. Например, если на границах $x=0$ и $x=L$ происходят мгновенные изменения уровня на величину ΔH^0 и $\Delta H'$ в моменты $t=t_0$ и $t=t'$ соответственно, то, беря за основу решение (IV.36), получим уравнение для определения суммарного изменения уровня:

$$\Delta H = \Delta H^0 F(x, t - t_0) + \Delta H' F(L - x, t - t'). \quad (\text{IV.3в})$$

Частный случай, когда $H(x, 0) = H_0 = \text{const}$, $t_0 = t'$ и $\Delta H^0 = \Delta H'$, в силу симметрии соответствует случаю непроницаемой границы посередине потока, т. е. схеме полуоткрытого потока длиной $0,5L$

Значения функции $F_0(\bar{x}, \tau)$

$\bar{x}$	τ						
	0,03	0,05	0,075	0,1	0,15	0,2	0,3
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,1	0,683	0,752	0,796	0,823	0,855	0,873	0,89
0,2	0,412	0,532	0,607	0,655	0,715	0,745	0,782
0,3	0,225	0,342	0,439	0,5	0,583	0,618	0,673
0,4	0,102	0,205	0,302	0,372	0,46	0,515	0,568
0,5	0,04	0,114	0,196	0,213	0,355	0,412	0,467
0,6	0,017	0,06	0,12	0,18	0,262	0,318	0,37
0,7	0,007	0,03	0,074	0,115	0,182	0,219	0,275
0,8	0,002	0,01	0,037	0,064	0,114	0,148	0,18
0,9	0	0,008	0,016	0,029	0,055	0,073	0,09
1,0	0	0	0	0	0	0	0

с непроницаемой верхней границей. В соответствии с этим для полукрытого потока длиной L (рис. IV.1, б)

$$F(\bar{x}, t) = F_1(\bar{x}, \tau), \quad (\text{IV.3г})$$

где

$$F_1(\bar{x}, \tau) = F_0\left(\frac{\bar{x}}{2}, \frac{\tau}{4}\right) + F_0\left(1 - \frac{\bar{x}}{2}, \frac{\tau}{4}\right). \quad (\text{IV.3д})$$

При линейном изменении уровня со скоростью v на границе $x=0$ полуограниченного потока

$$\Delta H \approx vtR(\lambda); \quad \lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}}, \quad (\text{IV.4})$$

а специальная функция $R(\lambda)$ определяется по табл. IV.3.

Таблица IV.3

Значения функции $R(\lambda) = (1 + 2\lambda^2) \operatorname{erfc} \lambda - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \lambda e^{-\lambda^2}$

λ	$R(\lambda)$	λ	$R(\lambda)$	λ	$R(\lambda)$	λ	$R(\lambda)$
0	1	0,18	0,654	0,36	0,412	0,60	0,209
0,02	0,956	0,20	0,623	0,38	0,391	0,70	0,154
0,04	0,913	0,22	0,592	0,40	0,370	0,80	0,112
0,06	0,872	0,24	0,558	0,42	0,349	0,9	0,08
0,08	0,832	0,26	0,535	0,44	0,331	1,0	0,057
0,1	0,794	0,28	0,509	0,46	0,313	1,1	0,04
0,12	0,757	0,30	0,483	0,48	0,296	1,2	0,027
0,14	0,721	0,32	0,458	0,50	0,280	1,3	0,018
0,16	0,687	0,34	0,434	0,55	0,242	1,5	0,008

Применение метода сложения течений¹ позволяет распространить эти решения на более общие случаи ступенчатого или ломаного закона изменения уровня на границе $x=0$ (рис. IV.3).

При ступенчатом графике решение для начальной ступени имеет вид (IV.3) при $\Delta H^0 = \Delta H_0^0$. Для первой дополнительной ступени (при $t_1 < t \leq t_2$) решение получается сложением решений от двух ступеней изменения уровня на границе — начальной ΔH_0^0 , действующей начиная с момента времени $t=0$, и дополнительной ΔH_1^0 , действующей со сдвигом во времени на величину t_1 ; соответственно для n -ной ступени (при $t_n < t \leq t_{n+1}$)

$$\Delta H = \sum_{i=0}^n \Delta H_i^0 F(x, t - t_i). \quad (\text{IV.5})$$

При ломаном законе изменения уровня решение для начальной ветви имеет вид (IV.4) при $v=v_0$. Для ветви после первого излома (при $t_1 < t \leq t_2$) решение получается сложением решений от двух ветвей — начальной, со скоростью изменения уровня v_0 , и первой дополнительной, со скоростью изменения уровня $v_1 - v_0$, действующей с момента времени $t=t_1$. Суммарное изменение уровня для этой ветви будет

$$\Delta H = v_0 t R(\lambda) + (v_1 - v_0)(t - t_1) R(\lambda_1); \quad \lambda_1 = \frac{x}{2\sqrt{a(t - t_1)}}.$$

¹ Подобная аналогичная методика при другой форме линеаризации уравнения вой нестационарной фильтрации применена Н. Н. Веригиным [1].

Соответственно для ветви после n -ного излома (при $t_n < t \leq t_{n+1}$) решение имеет вид

$$\Delta H = \sum_{i=0}^n (v_i - v_{i-1}) (t - t_i) R(\lambda_i); \quad \lambda_i = \frac{x}{2\sqrt{\alpha(t-t_i)}}. \quad (\text{IV.6})$$

Для учета сопротивления ложа водоемов, определяющего гидродинамическое несовершенство водохранилищ, рек и каналов, при

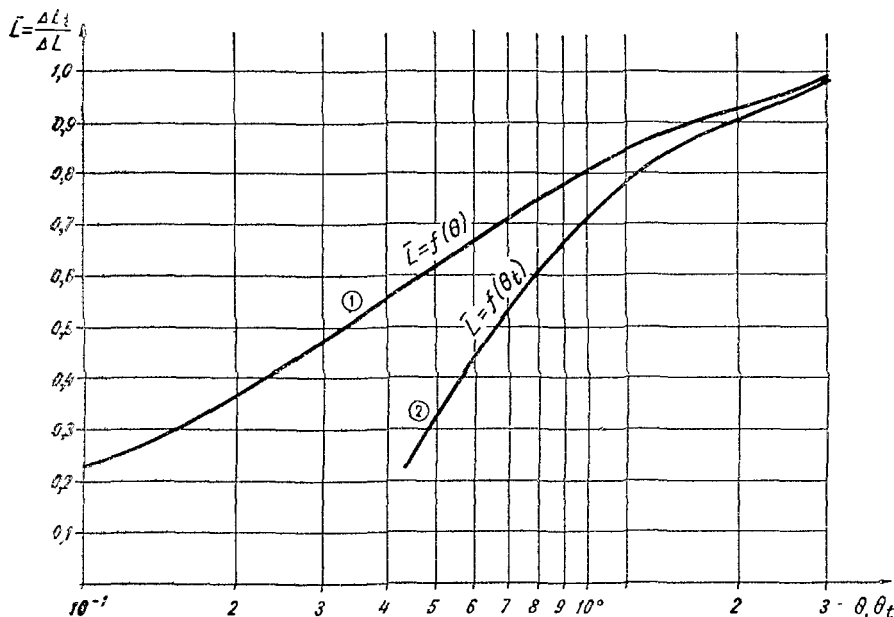


Рис. IV.4. Расчетный график для величины ΔL_t :
1 — зависимость $\bar{L}$ от θ , 2 — зависимость $\bar{L}$ от θ_t

расчетах установившейся фильтрации соответствующие границы сдвигаются на величину ΔL , значение которой определяется строением ложа водоема (см. главу II). В соответствии с этим установившийся подпор для однородного по длине открытого ограниченного потока определится по уравнению прямой линии при расчетной длине потока $L_0 = L + \Delta L^0 + \Delta L'$ и расчетных расстояниях $x_0 = x + \Delta L^0$ от границы $x=0$ и $x' = L - x + \Delta L'$ от границы $x=L$, т. е.

$$\Delta H = \Delta H_p^0 \left(1 - \frac{x_0}{L_0}\right) + \Delta H_p' \left(1 - \frac{x'}{L_0}\right), \quad (\text{IV.7})$$

где ΔH_p^0 и $\Delta H_p'$ — расчетные значения подпора на границах потока, определяемые в связи с изменением рода граничных условий с учетом сдвига уреза по формулам

$$\Delta H_p^0 = \Delta H^0 + I^0 \Delta L^0; \quad \Delta H_p' = \Delta H' + I' \Delta L', \quad (IV.7a)$$

в которых I^0 и I' представляют собой градиенты естественного потока вблизи границ $x=0$ и $x=L$, определяемые по двум пьезометрам (значения I^0 и I' положительны при направлении потока в сторону границы и отрицательны в противном случае).

Таким же образом можно учитывать сопротивление ложка водоема при расчетах нестационарного подпора грунтовых вод, однако в этом случае в связи с отсутствием водоотдачи в пределах ложка водоема расчетная величина сдвига уреза водоема ΔL_t , строго говоря, будет зависеть от времени, причем для оценки этой зависимости можно пользоваться графиком, приведенным на рис. IV.4.

При ступенчатом изменении уровней на границах величина ΔL_t подсчитывается для каждой ступени в отдельности при t , соответствующем времени существования данной ступени ($t-t_i$).

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ПАРАМЕТРОВ ПО ДАННЫМ РЕЖИМНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

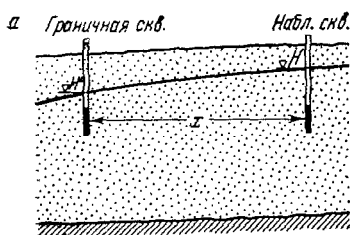
Для определения геофильтрационных параметров грунтовых вод (коэффициента уровнепроводности a и сопротивления ложка водоема ΔL) целесообразно прежде всего воспользоваться решением обратных задач по данным режимных наблюдений.

Для определения величины a можно использовать данные наблюдений в период паводка, наполнения или опорожнения водохранилищ и каналов и т. п., причем наблюдательный створ как минимум должен состоять из двух скважин, расположенных вдоль по потоку на участке линейного в плане потока (рис. IV.5, а).

Для использования аналитических решений, базирующихся на применении принципа сложения течений, обязательным является условие существования относительно стационарного режима уровней до того периода, который выбирается для расчета, причем целесообразно по данным замеров уровней в скважинах (рис. IV.5, б) построить вспомогательные графики изменений уровней в скважинах $\Delta H^0 = H^0 - H_0^0$ и $\Delta H = H - H_0$ (рис. IV.5, в).

Далее скважина, расположенная ближе к реке, используется как граничная, и график изменения уровня в ней заменяется ломаной линией (рис. IV.5, в); дальняя же скважина рассматривается как наблюдательная (индикаторная). Если влияние противоположной границы оказывается несущественным, то поток между граничной и наблюдательной скважинами можно рассматривать как полуограниченный с границей $x=0$ в сечении граничной скважины. В этом случае изменение уровня в наблюдательной скважине определяется формулой (IV.6). Выбирая далее такой период времени, когда изменения уровня в наблюдательной скважине фиксируются достаточно четко, можно подобрать такое значение a , при котором значения ΔH , вычисленные по уравнению (IV.6) и замерен-

ные в наблюдательной скважине, достаточно хорошо согласуются между собой. Расчет заметно упрощается, если в расчетный период времени скорость изменения уровня в граничном пьезометре с начала развития процесса можно считать постоянной. Тогда можно воспользоваться уравнением (IV.4), представив его в виде



$$\frac{\Delta H}{\Delta H^0} = R(\lambda); \quad \lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}}, \quad (\text{IV.8})$$

где ΔH и ΔH^0 — изменения уровня в наблюдательном и граничном пьезометрах за период времени t ; x — расстояние между скважинами.

Зная ΔH и ΔH^0 на какой-то момент времени t , определим по уравнению (IV.8) величину $R(\lambda)$, далее найдем значение λ и рассчитаем a :

$$a = \frac{x^2}{4\lambda^2 t}. \quad (\text{IV.9})$$

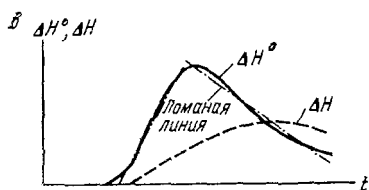
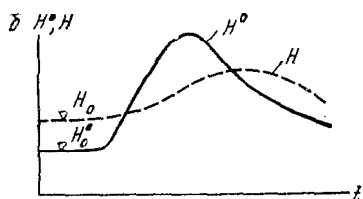


Рис. IV.5. К определению коэффициента уровнепроводности по данным режимных наблюдений:

a — схема расположения скважин; b — графики колебаний уровней воды в скважинах; $в$ — графики изменения напоров в скважинах по сравнению с естественным режимом

Величину ΔL лучше всего определять по данным стационарного режима, как это показано в главе II. При отсутствии данных стационарного режима можно определять величину ΔL по уравнению, определяющему изменение уровня вблизи несовершенной границы в полуограниченном потоке при ступенчатом изменении уровня на границе $x=0$, причем приближенно можно считать

$$\Delta H = \sum_{i=0}^n \Delta H_i^0 \operatorname{erfc} \lambda_i^*; \quad (\text{IV.10})$$

$$\lambda_i^* = \frac{x + \Delta L_t}{2\sqrt{a(t-t_i)}}.$$

Задаваясь значениями ΔL и пользуясь графиком рис. IV.4 для расчета ΔL_t , а также выражением (IV.7a) для определения расчетного изменения уровня на границе ΔH_i^0 , можно найти такую расчетную величину ΔL , которая дает наилучшее совпадение натурных и расчетных значений ΔH в наблюдательной скважине, расположенной вблизи водоема.

При одноступенчатом (мгновенном) изменении уровня на границе из уравнения (IV.10) остается только один член, так что можно вести расчет по формуле

$$\frac{\Delta H}{\Delta H_p^0} = \operatorname{erfc} \lambda, \quad \lambda^* = \frac{x + \Delta L_t}{2 \sqrt{at}}, \quad (\text{IV.11})$$

который также производится подбором, поскольку величина ΔH_p^0 зависит от $\Delta L = \Delta L^0$, согласно (IV.7a). При расчетах по (IV.10) рекомендуется сначала найти $\operatorname{erfc} \lambda^*$ при $\Delta H_p^0 = \Delta H^0$, после чего, найдя по таблице аргумент функций erfc с λ^* , рассчитать

$$\Delta L_t = 2\lambda \sqrt{at} - x,$$

затем по графику зависимости $\bar{L}$ от $\theta_t = \frac{\sqrt{at}}{\Delta L_t}$ получаем $\bar{L}$ и находим $\Delta L = \Delta L_t / \bar{L}$.

При существенном сдвиге уреза водоема для уточнения полученного значения ΔL нужно согласно (IV.7a) найти ΔH_p^0 и снова провести расчет по формуле (IV.10) в том же порядке до тех пор, пока задаваемая при определении ΔH_p^0 величина ΔL не будет близка определяемой из решения обратной задачи.

Задача IV.1.

Определение гидрогеологических параметров в районе водохранилища аналитическими методами

Гидрогеологическая обстановка. Территория, примыкающая на рассматриваемом участке к водохранилищу, сложена аллювиальными отложениями реки В. и ее притоков. Верхняя часть разреза состоит из покровных супесей и суглинков мощностью 15—20 м.

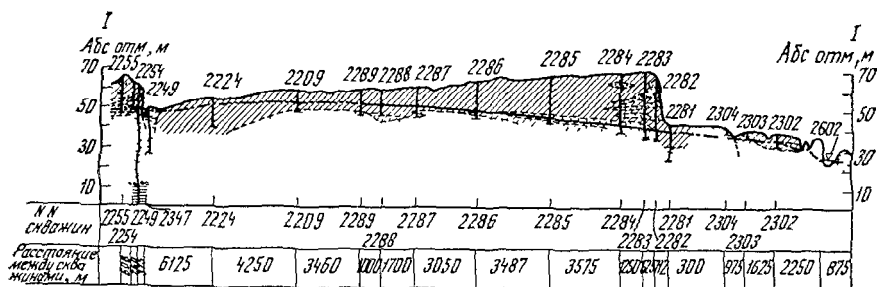


Рис IV.6 Геологический разрез по створу наблюдательных скважин

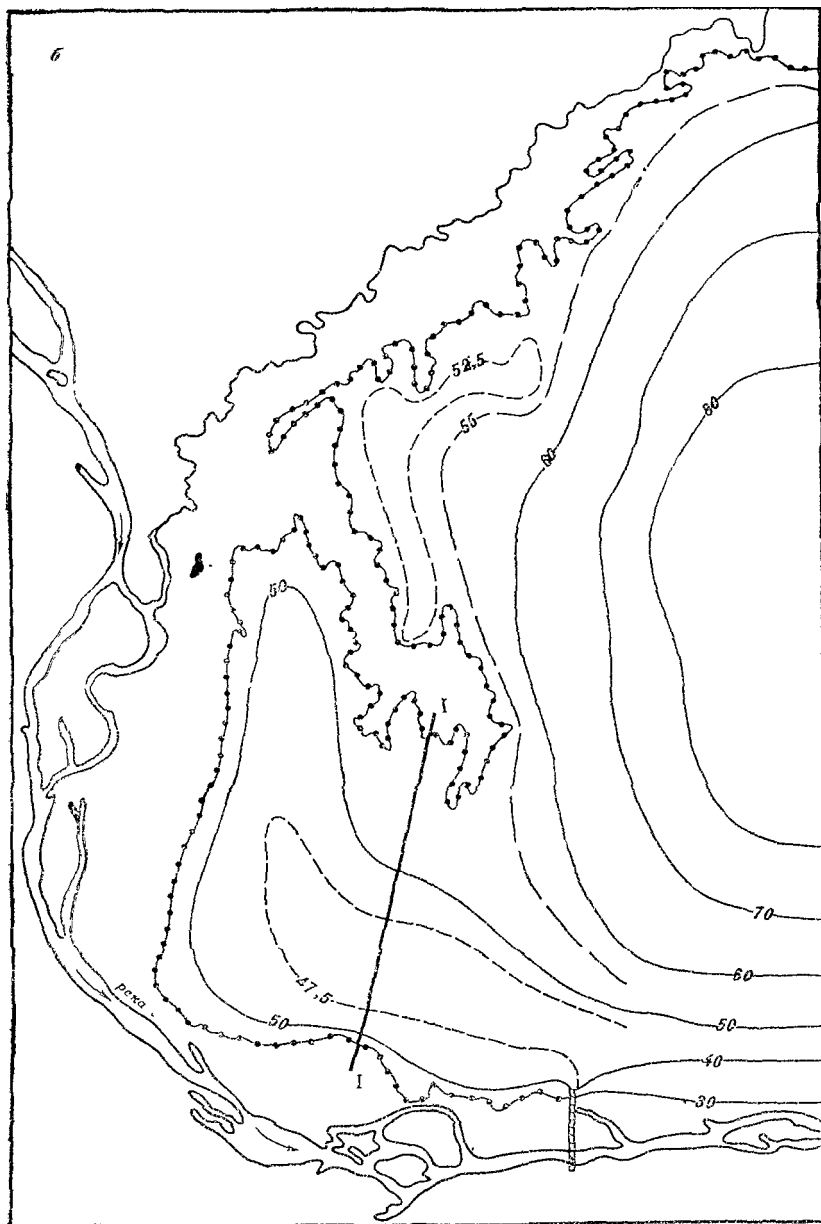


Рис. IV.7. Карты гидроизогоние грунтового потока:

а — при естественном режиме; *б* — на третий год после начала наполнения водохранилища; *1* — граница уреза водохранилища; *2* — гидроизогония; *3* — колодцы и скважины (цифры рядом — абс. отметки грунтовых вод); *4* — наблюдательные скважины (в числителе — номер скважины, в знаменателе — абс. отметка уровня воды в ней)

Коэффициент фильтрации их, определенный по данным опытно-фильтрационных работ, равен $0,2$ м/сут. Ниже залегает мощная толща аллювиальных песков средней мощностью около 40 м, имеющая в основании хорошо выраженный по площади прослой крупнозернистого гравелистого песка и галечника (рис. IV.6). К этим отложениям приурочен водоносный горизонт, водоупором для которого служит мощная толща глин неогенового и верхнеюрского возраста. Проводимость водоносной толщи на рассматриваемой территории $700\text{--}800$ м²/сут. Поверхность грунтового потока на большей части территории располагалась в естественных условиях в пределах верхнего суглинистого слоя. Питание водоносного горизонта осуществляется за счет инфильтрации атмосферных осадков, а его разгрузка в естественных условиях происходила в реку В. и ее приток С., имевших в период межени абс. отметки соответственно 26 и 47 м (рис. IV.7, а). Наполнение водохранилища, начавшееся в мае 1956 г., происходило в 2 этапа. В первый год заполнения уровень воды в водохранилище поднялся практически мгновенно до абс. отм. $45,5$ м. В начале второго года урез переместился на отметку 53 м. Дальнейший режим изменения напоров в водохранилище характеризовался относительно стабильным их положением в весенне-летний период на отметках порядка 53 м и постепенным снижением до $47\text{--}48$ м в осенне-зимнее время (рис. IV.8).

В результате наполнения водохранилища произошло существенное перемещение береговой линии, так что ширина междуречья в центральной части массива сократилась до 22 км. Наблюдательные скважины, расположенные по меридионально направленному створу, уже в первый год наполнения водохранилища зафиксировали существенное изменение напоров на примыкающих к нему территориях (рис. IV.8).

Постановка задачи. По данным режимных наблюдений в период наполнения водохранилища определить гидрогеологические параметры потока — коэффициент уводнепроводности a и сопротивление ложа водохранилища ΔL .

Обоснование фильтрационной схемы. Анализ распределения напоров в районе междуречья в условиях естественного режима потока и на третий год работы водохранилища (рис. IV.7), а также анализ результатов решения задачи на приборе ЭГДА по оценке предельного подпора грунтовых вод позволили сделать вывод о том, что на территории, примыкающей к режимному створу, фильтрационный поток деформируется в плане незначительно и при расчете может быть принят линейным.

В пределах рассматриваемой части междуречья песчаная водоносная толща повсеместно перекрыта покровным суглинистым слоем со средним коэффициентом фильтрации $k_n = 0,2$ м/сут, в котором и располагается свободная поверхность потока. В процессе развития подпора изменение напоров вдоль профиля будет происходить только в покровном слое, благодаря чему проводимость

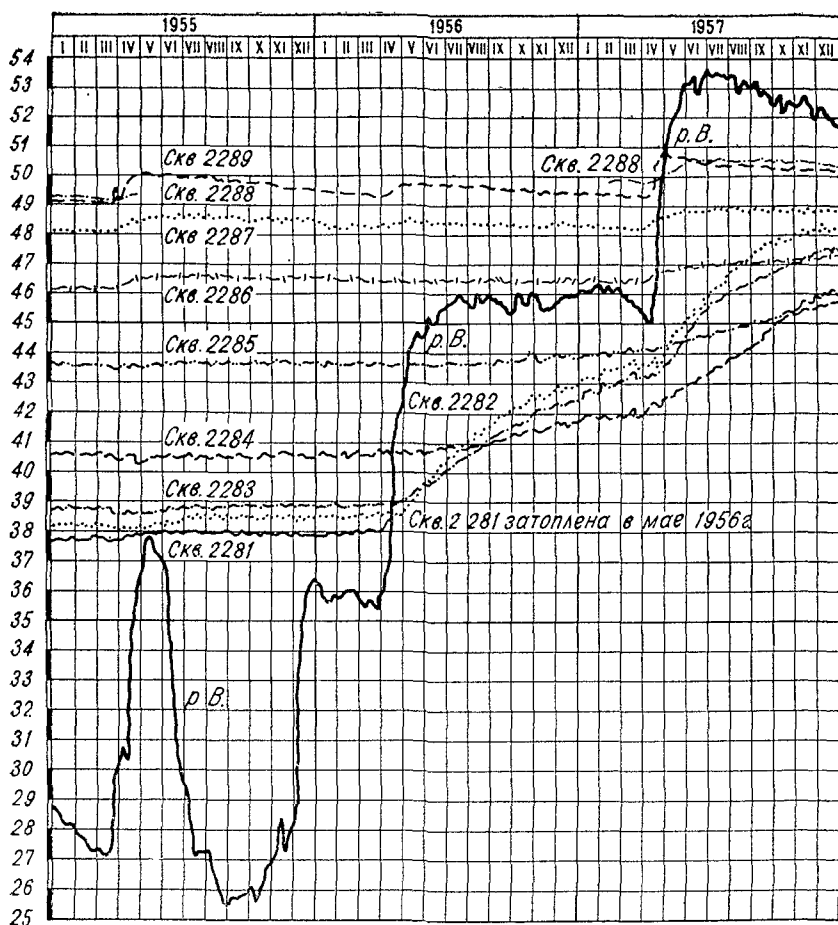


Рис. IV.8. Графики колебания уровней в водохранилище и наблюдательных скважинах

потока во времени практически будет оставаться постоянной, равной $750 \text{ м}^3/\text{сут.}$ Примем, кроме того, поток по длине однородным. Оценим для наших условий возможность решения задачи без учета двухслойности водоносной толщи путем определения по формуле (IV.3) минимального времени t монотонного изменения напоров грунтового потока.

Назначим вначале допустимую погрешность расчета δ , имея в виду, что изменение напора до максимального на границе потока составляет 15 м (рис. IV.8). Считая удовлетворительным при

оценке параметров совпадение расчетных и натурных данных с точностью до 0,05 м, получим, что величина $\delta = 0,003$ (0,3%).

Приняв в первом приближении значение коэффициента гравитационной емкости для суглинистых пород $\mu = 0,05$, а среднюю мощность обводненной части покровного слоя $m_{\text{п}} = 10$ м, будем иметь при $k_{\text{п}} = 0,2$ м/сут:

$$t > \frac{0,05 \cdot 10}{8 \cdot 0,2 \cdot 0,003} = 100 \text{ сут.}$$

Полученный результат свидетельствует о возможности неучета двухслойности потока, поскольку период моноотонного изменения напоров в натуре существенно превышает расчетное значение.

Условия на границах потока определяются режимом работы водохранилища и характеризуются графиком, изображенным на рис. IV 8.

Благодаря значительной глубине залегания грунтовых вод практически вдоль всего профиля интенсивность инфильтрации в процессе развития подпора будем считать неизменной

Решение задачи. Рассмотренная выше расчетная схема, обуславливающая постоянство во времени проводимости и инфильтрационного питания потока, а также лишь количественное изменение граничных условий, позволяет использовать при решении задачи принцип суперпозиции. Условия однородности потока по длине дают возможность применить аналитические методы расчета

Определение коэффициента уводнепроводности a и сопротивления ΔL проведем по первым двум годам работы водохранилища.

За начальный момент времени примем 1.V.56 г. — дату подъема воды в водохранилище до абс. отметки 38,23 м, которая соответствует естественному напору грунтовых вод в сечении, проходящем по обрыву надпойменной террасы и совпадающему с урезом водохранилища.

Графики режимных наблюдений (см. рис. IV.8) позволяют утверждать, что 1.I.58 г. на расстоянии 15 км от уреза водохранилища (скв. 2289) еще не сказывалось влияние подпора со стороны водохранилища, вследствие чего при расчете параметров может быть принята схема полуограниченного потока. Увеличение напоров в скв. 2289 в середине апреля 1956 г. объясняется влиянием инфильтрационного питания. Такой же подъем уровней наблюдался в этой скважине и в 1955 г. — при естественном режиме. В других, более близких к водохранилищу скважинах (2282, 2283, 2284, 2285) влияние инфильтрации при естественном режиме не ощущалось, поэтому, учитывая принятую нами предпосылку о неизменности интенсивности инфильтрационного питания в процессе развития подпора, определение гидрогеологических параметров по графикам режимных наблюдений в этих скважинах можно проводить без учета инфильтрации.

Расчет коэффициента уровнепроводности a . Для определения коэффициента уровнепроводности используем режимные наблюдения по скважинам, расположенным в зоне существенного влияния водохранилища (скв. 2282, 2283, 2284, 2285). При этом каждый раз ближайшую к водохранилищу скважину (2282) будем считать граничной, а более удаленную — наблюдательной. Расстояния между скважинами даны на рис. IV.6 и в табл. IV.4. Переход к неустановившемуся режиму в скв. 2282 происходит 1.V.56 г. При совмещении кривых депрессий, наблюдающихся вдоль профиля на разные моменты времени, с литологической схемой профиля убеждаемся в том, что на участке между скв. 2282 и 2283 существенных изменений в литологическом составе пород по вертикали не происходит, вследствие чего в качестве расчетного периода t можно взять первый год наполнения водохранилища и считать, что полученные параметры будут характеризовать грунтовый поток в течение всего периода развития подпора. Определение a по скв. 2282—2284, а также по скв. 2282—2285 следует проводить по более поздним срокам, когда депрессионная кривая целиком войдет в суглинистый покров и, таким образом, возникнут условия, характерные почти для всего периода развития подпора.

Определим коэффициент уровнепроводности между скв. 2282 и 2283, расположенными на расстоянии 625 м. Для предварительного расчета примем интервал времени $t=150$ сут (с 1.V по 10.X.56 г.) и заменим действующий график колебаний уровней в скв. 2282 прямой линией. За это время изменение напора в скв. 2282 $\Delta H^0=3,3$ м, а в скв. 2283 $\Delta H=2,4$ м (см. рис. IV.8). По зависимости (IV.4) определим

$$R(\lambda) = \frac{\Delta H}{\Delta H^0} = \frac{2,4}{3,3} = 0,727.$$

В табл. IV.3 найдем значение $\lambda=0,137$, а затем определим величину a :

$$a = \frac{x^2}{4\lambda^2 t} = \frac{625^2}{4 \cdot 0,137^2 \cdot 150} \cong 3,5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Уточним полученное значение a по зависимости (IV.6), проведя расчет по большему интервалу времени с учетом изменения скорости подъема грунтовых вод в ходе развития подпора. Возьмем общий интервал времени $t=300$ сут (с 1.V.56 г. по 1.III.57 г.). Внутри этого интервала для скв. 2282 выделяются 2 периода: первый — $\Delta t_1=150$ сут (с 1.V по 1.X.56 г.) со скоростью подъема уровней v_0 и второй — $\Delta t_2=150$ сут (с 1.X.56 г. по 1.III.57 г.) со скоростью подъема уровней v_1 . Изменение уровня в скв. 2282 (ΔH^0) за период времени Δt_1 равно 3,5 м; за период времени Δt_2 — 1,5 м.

Вычислим скорости v_0 и v_1 :

$$v_0 = \frac{3,5}{150} = 0,023 \text{ м/сут}; \quad v_1 = \frac{1,5}{150} = 0,01 \text{ м/сут.}$$

Наблюдаемый подъем уровня в скв. 2283 (ΔH) с 1.V.56 г. по 1.III.57 г., определенный по графику (см. рис. IV.8), составляет 4,0 м. Задаваясь разными значениями a , добиваемся, чтобы фактическое изменение уровня в наблюдательной скважине ΔH равнялось расчетному изменению ΔH_p , определяемому по уравнению (IV.6).

Примем в первом приближении полученное ранее значение коэффициента уровнепроводности $a = 3,5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$. Тогда

$$\lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}} = \frac{625}{2\sqrt{3,5 \cdot 10^4 \cdot 300}} = 0,096;$$

$$\lambda_1 = \frac{x}{2\sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{625}{2\sqrt{3,5 \cdot 10^4 \cdot 150}} = 0,136.$$

По табл. IV.3 находим $R(\lambda) = 0,802$ и $R(\lambda_1) = 0,728$. Затем по формуле (IV.6) определяем ΔH_p в сечении наблюдательной скважины:

$$\begin{aligned} \Delta H_p &= v_0 t \cdot R(\lambda) + (v_1 - v_0)(t - t_1) R(\lambda_1) \approx \\ &= 0,023 \cdot 300 \cdot 0,802 - 0,013 \cdot 150 \cdot 0,728 = 5,53 - 1,42 = 4,11. \end{aligned}$$

Сравнивая полученную величину с природной, убеждаемся в том, что мы несколько завысили значение a . Во втором приближении примем $a = 2,5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$. Тогда

$$\lambda = \frac{625}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 300}} = 0,113; \quad R(\lambda) = 0,769;$$

$$\lambda_1 = \frac{625}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 150}} = 0,16; \quad R(\lambda_1) = 0,687;$$

$$\Delta H_p = 0,023 \cdot 300 \cdot 0,769 - 0,013 \cdot 150 \cdot 0,687 = 5,31 - 1,34 = 3,97 \text{ м.}$$

Примем в качестве окончательного значение коэффициента уровнепроводности между скв. 2282 и 2283 $a = 2,5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$.

Расчеты по скв. 2282—2284 на 1.I.58 г. дали значение коэффициента уровнепроводности $a = 2 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$; по скв. 2282—2285 $a = 3,25 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$.

В качестве расчетного принимаем среднее значение коэффициента уровнепроводности $a = 2,5 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{сут}$. Тогда при средней проводимости потока вдоль профиля $T = 750 \text{ м}^2/\text{сут}$

$$\mu = \frac{T}{a} = \frac{750}{2,5 \cdot 10^4} = 0,03.$$

Полученное значение μ соответствует величине гравитационной водоотдачи для супесчано-суглинистых пород, слагающих покровный слой, в пределах которого происходит изменение кривой депрессии.

Расчет сопротивления лежа водохранилища ΔL . Вследствие существенного перемещения уреза водохранилища определение величины ΔL по периоду стационарного режима неприемлемо, поэтому проведем оценку ΔL по данным неустановившегося режима фильтрации. Расчеты проводим по зависимости (IV.10) для случая мгновенного и ступенчатого изменения напоров на границе. Оценим приближенно величину ΔL по первой ступени наполнения водохранилища без уточнения величины подпора на границе в соответствии со значением ΔL .

В качестве расчетного выберем интервал времени $t=300$ сут (с I.V.56 г. по I.III.57 г.).

Наполнение водохранилища примем мгновенным до средней абс. отметки 45,5 м. Величина подпора $\Delta H^0=7,27$ м определяется как разность абсолютных отметок воды в водохранилище (45,5 м) и естественного потока в сечении уреза водохранилища (38,23 м). По графику (см. рис. IV.8) определяем изменение напора ΔH в ближайшей к водохранилищу наблюдательной скв. 2282 ($\Delta H=5$ м), расположенной на расстоянии $x=350$ м от уреза водохранилища. Далее, по формуле (IV.10) вычисляем значение функции $\operatorname{erfc} \lambda^*$:

$$\operatorname{erfc} \lambda^* = \frac{\Delta H}{\Delta H^0} = \frac{5}{7,27} = 0,688$$

и по табл. IV.1 находим $\lambda^*=0,285$. Учитывая принятое значение коэффициента уровнянепроводности $a=2,5 \cdot 10^4$ м²/сут, вычислим по (IV.11a) величину ΔL_t :

$$\Delta L_t = 2\lambda^* \sqrt{at} - x = 2 \cdot 0,285 \sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3 \cdot 10^2} - 350 = 1170 \text{ м.}$$

Затем определяем значение

$$\theta_t = \frac{\sqrt{at}}{\Delta L_t} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3 \cdot 10^2}}{1170} = 2,4$$

и по графику (см. рис. IV.4, кривая 2) находим $\bar{L}=0,93$, после чего вычисляем значение ΔL :

$$\Delta L = \Delta L_t / \bar{L} = \frac{1170}{0,93} = 1260 \text{ м.}$$

Уточним по (IV.7a) величину подпора на границе в соответствии с полученным значением ΔL , имея в виду, что градиент естественного потока в сечении уреза водохранилища I^0 был равен 0,00064:

$$\Delta H_p^0 = \Delta H^0 + I^0 \cdot \Delta L^0 = 7,27 + 0,00064 \cdot 1260 = 7,27 + 0,81 = 8,08 \text{ м.}$$

Принимая теперь величину подпора на границе рассматриваемого потока равной 8,08 м, проведем по изложенной выше методике следующий этап определения ΔL :

$$\operatorname{erfc} \lambda^* = \frac{\Delta H}{\Delta H_p^0} = \frac{5}{8,08} = 0,619; \quad \lambda^* = 0,35;$$

$$\begin{aligned} \Delta L_t &= 2\lambda^* \sqrt{at} - x = 2 \cdot 0,35 \sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3 \cdot 10^2} - 350 = \\ &= 1920 - 350 = 1570 \text{ м;} \end{aligned}$$

$$0_t = \frac{\sqrt{at}}{\Delta L_t} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3 \cdot 10^2}}{1570} = 1,53; \quad \bar{L} = 0,87;$$

$$\Delta L = \frac{\Delta L_t}{\bar{L}} = \frac{1570}{0,87} = 1800 \text{ м.}$$

После нескольких приближений получаем окончательное значение $\Delta L = 2400$ м, характеризующее сопротивление лежа водохранилища в период 1-го этапа его заполнения — до абс. отм. 45,5 м.

Проведем дальнейшее уточнение величины ΔL , используя при расчете режимные наблюдения за период наполнения водохранилища до проектных отметок. Выберем в качестве расчетного интервал времени $t = 600$ сут (с 1.V.56 г. по 1.I.58 г.). Изменение напора в сечении уреза водохранилища (ΔH_1^0) составляет на 1-м этапе его заполнения 7,27 м, а средняя величина 2-й ступени (ΔH_2^0) за период с 1.V.57 г. по 1.I.58 г. равняется 7,1 м. Таким образом, время действия 2-й ступени ($t - t_1$) составляет 240 сут. Изменение напоров ΔH в наблюдательной скв. 2282 за расчетный период составило 9,7 м (см. рис. IV.8).

Решение задачи проводится подбором по зависимости (IV.10), которая при двухступенчатом графике изменения напоров на границе принимает вид

$$\Delta H_p = \Delta H_{1,p}^0 \operatorname{erfc} \lambda_1^* + \Delta H_2 \operatorname{erfc} \lambda_2^*,$$

где ΔH_p — расчетное значение подпора в сечении наблюдательной скважины.

Примем в качестве первого приближения $\Delta L = 2400$ м, полученное при одноступенчатом изменении напоров на границе, и определим по (IV.7а) расчетную величину подпора в период действия 1-й ступени:

$$\Delta H_{1,p}^0 = \Delta H_1^0 + I^0 \Delta L^0 = 7,27 + 0,00064 \cdot 2400 = 7,27 + 1,54 = 8,81 \text{ м.}$$

Далее, вычислим θ_1 и θ_2 и по графику (см. рис. IV.4, кривая 1) определим $\bar{L}$, соответствующие полученным значениям θ . После этого, имея в виду, что $\bar{L} = \frac{\Delta L_t}{\Delta L}$, вычислим ΔL_t :

$$\theta_1 = \frac{\sqrt{at}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 6 \cdot 10^2}}{2400} = 1,6; \quad \bar{L}_1 = 0,895;$$

$$\Delta L_{t,1} = 0,895 \cdot 2400 = 2150 \text{ м};$$

$$\theta_2 = \frac{\sqrt{a(t-t_1)}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 2,4 \cdot 10^2}}{2400} = 1;$$

$$\bar{L}_2 = 0,805; \quad \Delta L_{t,2} = 0,805 \cdot 2400 = 1930 \text{ м}.$$

С учетом полученных значений ΔL_t вычисляем по (IV.10) λ_1^* и λ_2^* и по табл. IV.1 определяем значение функции $\operatorname{erfc} \lambda$:

$$\lambda_1^* = \frac{x + \Delta L_{t,1}}{2\sqrt{at}} = \frac{350 + 2150}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 6 \cdot 10^2}} = 0,323; \quad \operatorname{erfc} \lambda_1^* = 0,648;$$

$$\lambda_2^* = \frac{x + \Delta L_{t,2}}{2\sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{350 + 1930}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 2,4 \cdot 10^2}} = 0,471; \quad \operatorname{erfc} \lambda_2^* = 0,505.$$

Расчетное значение подпора ΔH_p в сечении наблюдательной скв. 2282 определяем по приведенной выше зависимости:

$$\Delta H_p = \Delta H_{1,p}^0 \cdot \operatorname{erfc} \lambda_1^* + \Delta H_2^0 \cdot \operatorname{erfc} \lambda_2^* = 8,81 \cdot 0,648 + 7,1 \cdot 0,505 = 9,3 \text{ м}.$$

Сопоставляя эту величину с фактическим изменением напоров в скв. 2282 ($\Delta H = 9,7$ м), убеждаемся в том, что мы несколько завысили значение ΔL . Дальнейшими расчетами получено удовлетворительное совпадение расчетных и наблюдательных изменений напоров в скв. 2282 при $\Delta L = 2100$ м ($\Delta H = 9,7$ м; $\Delta H_p = 9,8$ м).

Задача IV.2.

Расчет подпора грунтовых вод в районе водохранилища аналитическими методами

Оценка подпора грунтовых вод осуществляется для гидрогеологических условий и расчетной схемы, приведенной в задаче IV.1.

Постановка задачи: провести оценку подпора грунтовых вод по меридиональному створу, совпадающему со створом наблюдательных скважин, рассмотренным в задаче IV.1.

Фильтрационная схема. Принимается схема линейного в плане, однородного по длине потока с постоянной во времени проводимостью $T = 750$ м²/сут и инфильтрационным питанием, не изменяющимся в процессе развития подпора. Коэффициент уводнепроводности потока $a = 2,5 \times 10^4$ м²/сут. Примем также, что сопротивление ложа водохранилища в районе залива ($\Delta L'$), как и со стороны реки В. (ΔL^0), оценивается величиной 2100 м.

Проведем количественную оценку условий на границах потока и их изменения во времени в связи с режимом работы водохранилища. При оценке ΔL была определена величина подпора со сто-

роны реки В. в период первого этапа наполнения водохранилища ($\Delta H_1^0 = 7,27$ м). Расчетное значение подпора на этой границе потока $\Delta H_{1,p}^0$ определяется согласно (IV.7a) с учетом величины ΔL_t и градиента естественного потока в сечении уреза водохранилища ($I^0 = 0,00064$). При прогнозе стационарного режима величина $\Delta H_{1,p}^0$ определяется с учетом $\Delta L = 2100$ м:

$$\Delta H_{1,p}^0 = \Delta H_1^0 + I^0 \cdot \Delta L^0 = 7,27 + 0,00064 \cdot 2100 = 8,61 \text{ м.}$$

Вследствие того что уровень воды в притоке реки В. при естественном режиме располагался на отметке 47 м, величина подпора на северной границе потока в период 1-й ступени заполнения водохранилища $\Delta H_1' = 0$.

Для последующего времени примем среднюю абс. отметку уровня водохранилища равной 51,5 м, считая ее неизменной в течение всего расчетного периода. Тогда величина второй ступени наполнения водохранилища для южной части профиля будет: $\Delta H_2^0 = 51,5 \text{ м} - 45,5 \text{ м} = 6 \text{ м}$. Для северной части профиля при абс. отметке естественного потока в сечении уреза водохранилища $H_e = 50,5 \text{ м}$ и практически нулевом градиенте потока в этой области величина подпора $\Delta H_2' = 51,5 \text{ м} - 50,5 \text{ м} = 1 \text{ м}$.

Таким образом, прогноз подпора грунтовых вод будет осуществляться с учетом следующих граничных условий: первый год наполнения водохранилища — $\Delta H_{1,p}^0 = 8,61$ м (может меняться в зависимости от величины ΔL_t), $\Delta H_1' = 0$; последующий расчетный период — $\Delta H_2^0 = 6$ м; $\Delta H_2' = 1$ м.

Вследствие того что при решении задачи используется метод суперпозиции, начальные условия (при $t=0$) будут выражаться нулевым изменением напоров вдоль всего профиля ($\Delta H = 0$).

В рассмотренной постановке задача по оценке подпора грунтовых вод может быть решена аналитическими методами.

Проведем расчет развития подпора на 3-й и 10-й год с начала работы водохранилища, а также на конечную стадию.

Расчет подпора на 1 января 1959 г.

Используя график (см. рис. IV.4), найдем значения ΔL_t для разных интервалов времени ($t=960$ сут и $t-t_1=600$ сут), соответствующих периодам действия различных по величине условий на границах потока (см. рис. IV.8). При $t=960$ сут (1.I.59 г.) имеем

$$\theta_1 = \frac{V \sqrt{at}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 960}}{2100} = \frac{4,9}{2,1} = 2,33;$$

$$\bar{L} = \frac{\Delta L_t}{\Delta L} = 0,95; \quad \Delta L_{t,1} = 2000 \text{ м.}$$

Таким же образом, при $t = 600$ сут

$$\theta_2 = \frac{\sqrt{a(t-t_1)}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 600}}{2100} = \frac{3,88}{2,1} = 1,85;$$

$$\Delta \bar{L} = \frac{\Delta L_t}{\Delta L} = 0,915; \quad \Delta L_t = 1920 \text{ м.}$$

Проверим теперь возможность использования схемы полуограниченного потока путем вычисления параметра $4\sqrt{at}$ и сравнения его с общей расчетной длиной рассматриваемого фильтрационного потока, вычисляемой с учетом значений ΔL^0 и $\Delta L'$ и равной 26 200 м. Для $t=960$ сут будем иметь: $4\sqrt{at} = 4\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 960} = 19\,600$ м и, следовательно, расчет подпора от действия каждой границы можно проводить для схемы полуограниченного потока. Применительно к этим условиям расчетная зависимость для определения величины подпора в любом сечении согласно (IV.5) имеет следующий вид:

$$\Delta H_x = \Delta H_{1,p}^0 \cdot \operatorname{erfc} \lambda_1^0 + \Delta H_2^0 \operatorname{erfc} \lambda_2^0 + \Delta H_{2,p}' \cdot \operatorname{erfc} \lambda_2';$$

$$\lambda_1^0 = \frac{x + \Delta L_{t,1}^0}{2\sqrt{at}}; \quad \lambda_2^0 = \frac{x + \Delta L_{t,2}^0}{2\sqrt{a(t-t_1)}}; \quad \lambda_2' = \frac{L - x + \Delta L_{t,2}'}{2\sqrt{a(t-t_1)}}.$$

В качестве примера приведем расчет подпора для расстояний 350 и 15 050 м от южной границы потока (скв. 2282 и 2289).

1. $x=350$ м (скв. 2282). Определим для этого сечения величины λ_1^0 ; λ_2^0 и λ_2' с учетом различных значений ΔL_t , а затем по табл. IV.1 найдем соответствующие им функции $\operatorname{erfc} \lambda$:

$$\lambda_1^0 = \frac{x + \Delta L_{t,1}^0}{2\sqrt{at}} = \frac{350 + 2000}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 960}} = 0,24; \quad \operatorname{erfc} \lambda_1^0 = 0,734;$$

$$\lambda_2^0 = \frac{x + \Delta L_{t,2}^0}{2\sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{350 + 1920}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 600}} = 0,294; \quad \operatorname{erfc} \lambda_2^0 = 0,678;$$

$$\lambda_2' = \frac{L - x + \Delta L_2'}{2\sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{22\,000 - 350 + 1920}{2\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 600}} = 3,05; \quad \operatorname{erfc} \lambda_2' = 0.$$

Вычислим теперь по приведенной выше зависимости величину подпора на расстоянии 350 м от уреза водохранилища для $t=960$ сут, имея в виду, что значение $\Delta H_{1,p}^0 = 8,55$ м определяется по (IV.7а) с учетом $\Delta L_{t,1}^0 = 2000$ м:

$$\Delta H_{\pi} = 8,55 \cdot 0,734 + 6 \cdot 0,678 + 1 \cdot 0 = 6,26 + 4,0 = 10,33 \text{ м}$$

2. $x=15\,050$ м (скв. 2289). Для этого сечения значения λ и соответствующие им значения функции $\operatorname{erfc} \lambda$ следующие:

$$\lambda_1^0 = \frac{x + \Delta L_{t,1}^0}{2\sqrt{at}} = \frac{15\,050 + 2000}{9,8 \cdot 10^3} = 1,73; \quad \operatorname{erfc} \lambda_1^0 = 0,015;$$

Результаты расчета полнораз грунтовых вод аналитическим методом

Расстояние от подошвы скважины, м	Масса воды, кг	Масса воды, кг	Значение подпора ΔH в м (1,59 г.			Значение подпора ΔH в м (3,98 г.			Значение подпора ΔH , м по IV.4.7 (10 ат. работы насоса)				Значение по формуле, м
			$\Delta H_{\text{н}}$	$\Delta H_{\text{с}}$	$\Delta H_{\text{фонт}}$	$\Delta H_{\text{н}}$	$\Delta H_{\text{с}}$	$\Delta H_{\text{фонт}}$	$\Delta H_{\text{н}}$	$\Delta H_{\text{с}}$	$\Delta H_{\text{фонт}}$	$\Delta H_{\text{фонт}}$	
360	2282	36,45	10,35	—	10,33	10,4	12,29	—	12,29	—	12,29	—	14,75
975	2283	38,9	9,26	—	9,26	9,6	11,75	—	11,55	12,2	11,82	—	14,4
9925	2284	40,6	7,3	—	7,3	7,2	10,56	—	10,56	16,62	10,85	—	13,8
5000	2285	53,05	3,56	—	3,16	3,66	7,84	0,1	7,04	7,52	8,0	0,1	7,55
9000	2286	46,45	1,14	0,3	1,44	1,2	5,57	0,3	5,77	5,05	5,74	0,3	6,04
12000	2287	48,25	0,43	0,35	0,78	1,0	3,85	0,55	4,4	3,71	4,19	0,55	4,64
15050	2289	49,3	0,23	0,4	0,63	1,0	2,95	0,7	3,65	3,23	3,16	0,7	3,86
17000	—	49,95*	0,36	0,4	0,66	—	2,34	0,7*	3,04	—	2,48	0,7	3,18
19050	—	50,45*	0,4	0,4	0,8	—	1,77	0,7	2,47	—	1,92	0,7*	2,62
21000	—	50,53*	0,6	0,4	1,0	—	1,56	0,7	2,06	—	1,52	0,7	2,22
21300	—	50,56*	—	—	—	—	1,38	—	2,08	—	1,41	—	1,41

* Значения по формуле IV.4.7 (10 ат. работы насоса), полученные по формуле IV.4.7 (10 ат. работы насоса).

$$\lambda_2^0 = \frac{x + \Delta L_{t,2}^0}{2 \sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{15\,050 + 1920}{7,74 \cdot 10^3} = 2,2; \quad \operatorname{erfc} \lambda_2^0 = 0;$$

$$\lambda_1' = \frac{L - x + \Delta L_{t,2}'}{2 \sqrt{a(t-t_1)}} = \frac{22\,000 - 15\,050 + 1920}{7,74 \cdot 10^3} = 1,15; \quad \operatorname{erfc} \lambda_2' = 0,104.$$

Величина подпора будет равна

$$\Delta H_{\pi} = 8,55 \cdot 0,015 + 6 \cdot 0 + 1 \cdot 0,104 = 0,13 + 0,1 = 0,23 \text{ м.}$$

Так как в естественных условиях в центральной части водораздела происходили значительные изменения уровня грунтовых вод под действием инфильтрации (скв. 2286—2289), то при прогнозе подпора нужно учитывать эти изменения, суммируя расчетную величину подпора ΔH_{π} с величиной подъема грунтовых вод ΔH_w за счет инфильтрации. Значение ΔH_w можно определять по максимальному подъему напоров в скважине на расчетную дату в годы естественного режима грунтового потока. Графики режимных наблюдений с 1955 г. (см. рис. IV.8) позволяют определять максимальные значения ΔH_w в водораздельной части потока по двухлетнему периоду естественного режима (1955—1956 гг.). Принимая влияние инфильтрационного питания для каждого года неизменным, определим на 1.I.56 г. для скв. 2289 величину $\Delta H_w = 0,4$ м (см. рис. IV.8). Значение подпора на расчетную дату в скв. 2289 будет равно:

$$\Delta H = \Delta H_{\pi} + \Delta H_w = 0,23 + 0,4 = 0,63 \text{ м.}$$

Подобным же образом вычисляется значение подпора и в других сечениях створа. Результаты этих расчетов в сравнении с действительными значениями подпора приведены в табл. IV.4.

Расчет подпора на 1 сентября 1965 г.

Прогноз подпора проводится для приведенной выше расчетной схемы. Уточним предварительно значение ΔL для $t = 3400$ сут и $t - t_1 = 3040$ сут. При $t = 3400$ сут имеем

$$\theta_1 = \frac{\sqrt{at}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3400}}{2100} = 4,45,$$

а при $t - t_1 = 3040$ сут

$$\theta_2 = \frac{\sqrt{a(t-t_1)}}{\Delta L} = \frac{\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3040}}{2100} = 4,15.$$

В соответствии с графиком (см. рис. IV.4) для таких значений можно принять $\Delta L_t = \Delta L = 2100$ м. Выясним теперь, справедлива ли в данном случае схема полуограниченного потока, для чего со-

поставим значение параметра $4\sqrt{at}$ при $t=3400$ сут с общей расчетной длиной потока $L_p = L + \Delta L^0 + \Delta L' = 26\,200$ м:

$$4\sqrt{at} = 4\sqrt{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3400} = 37,4 \cdot 10^3 \text{ м.}$$

Расчет показал, что $4\sqrt{at} > L_p$ и, следовательно, при оценке подпора на 1.IX.65 г. необходимо рассматривать схему ограниченного потока, используя зависимость (IV.3в), имеющую в нашем случае следующий вид:

$$\Delta H = \Delta H_{1,p}^0 F(x, t) + \Delta H_2^0 F(x_1, t - t_1) + \Delta H_{p,2}' F(L - x_1, t - t_1).$$

Расчетную величину изменения напоров на южной границе профиля $\Delta H_{1,p}$ определим по (IV.7а) с учетом $\Delta L_t = 2100$ м: $\Delta H_{1,p} = 7,27 + 0,00064 \cdot 2100 \text{ м} = 8,61$ м. Остальные значения ΔH на границах потока остаются прежними: $\Delta H_2^0 = 6$ м; $\Delta H_1' = 0$; $\Delta H_2' = 1$ м.

Приведем расчет подпора для сечений, расположенных на расстоянии 350 и 15 050 м от водохранилища. Для первого сечения ($x=350$ м — скв. 2282):

$$\bar{x} = \frac{x + \Delta L_t^0}{L_p} = \frac{350 + 2100}{22\,000 + 2100 + 2100} = \frac{2450}{26\,200} = 0,093$$

$$1 - \bar{x} = 0,907.$$

Далее вычислим по (IV.3б)

$$\tau = \frac{at}{L_p^2} = \frac{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3400}{2,62^2 \cdot 10^8} = 0,124;$$

$$\tau_1 = \frac{a(t - t_1)}{L_p^2} = \frac{2,5 \cdot 10^4 \cdot 3040}{2,62^2 \cdot 10^8} = 0,111.$$

После этого по табл. IV.2 находим значение функций $F(x, t) = 0,85$; $F(x, t - t_1) = 0,825$ и $F(L - x, t - t_1) = 0,03$. И, наконец, по приведенной выше зависимости определяем величину подпора:

$$\Delta H = 8,61 \cdot 0,85 + 6 \cdot 0,825 + 1 \cdot 0,03 = 12,29 \text{ м.}$$

Судя по графикам режимных наблюдений при естественном режиме (см. рис. IV.8), существенного изменения напоров под влиянием инфильтрации в этой скважине не происходит, поэтому полученное значение подпора можно считать окончательным.

Для другого сечения ($x=15\,050$ м — скв. 2289) значения x , τ и соответствующие им значения функции F следующие:

$$\bar{x} = \frac{15\,050 + 2100}{26\,200} = 0,65; \quad 1 - \bar{x} = 0,35;$$

$$F(\bar{x}, t) = 0,18; \quad F(\bar{x}, t - t_1) = 0,16; \quad F(1 - x; t - t_1) = 0,44.$$

Вычислим теперь величину подпора:

$$\Delta H_{\Pi} = 8,61 \cdot 0,18 + 6 \cdot 0,16 + 1 \cdot 0,44 = 2,95 \text{ м.}$$

Для учета влияния инфильтрационного питания определим по графику (см. рис. IV.8) значение ΔH_w в период естественного режима. Это значение было максимальным 1.IX.55 г. ($\Delta H_w = 0,7$ м).

Суммируя расчетное значение подпора с поправкой ΔH_w , получим окончательную величину подпора: $\Delta H = 2,95 + 0,7 = 3,65$ м.

Значения подпора для других сечений профиля даны в табл. IV.4. В этой же таблице даны результаты расчета на 1.V.66 г. (10 лет работы водохранилища).

Расчет подпора на конечную стадию его развития

При расчете предельного подпора будем учитывать максимальные изменения напоров на границах — до абс. отметки 53 м. Считая по-прежнему $\Delta L_0 = \Delta L' = 2100$ м, определим согласно (7.7а) расчетные значения подпора на границе водохранилища со стороны реки В. и ее притока:

$$\Delta H_p^0 = 14,77 + 0,00064 \cdot 2100 = 14,77 + 1,34 = 16,11 \text{ м.}$$

Для притока, как мы условились ранее, будем считать $I' = 0$, поэтому $\Delta H_p' = \Delta H' = 2,5$ м.

На поверхности междуречного массива имеются ложбины и балки (рис. IV.9), которые в конечную стадию развития подпора, возможно, будут оказывать дренарующее действие. Проведем сначала определение предельного подпора вдоль режимного створа без учета влияния этих балок. Расчет проще всего проводить графическим способом. Общая длина междуречного массива вдоль рассматриваемого режимного створа в условиях работы водохранилища составляет 22 км. Так как сопротивление ложа водохранилища $\Delta L^0 = \Delta L' = 2100$ м, то расчетная длина потока $L_p = 26200$ м. В соответствии с приведенными выше значениями подпора на границах определим графически величину подпора вдоль профиля, имея в виду, что для условий постоянной проводимости потока справедливо линейное распределение подпора между заданными границами (рис. IV.9).

Определим прежде всего подпор в сечениях К, М и N: $\Delta H_K = 8,9$ м, $\Delta H_M = 7,6$ м, $\Delta H_N = 6,4$ м.

Сложив эти величины с абс. отметками естественного потока в соответствующих сечениях, получим абс. отметки грунтовых вод

на конечную стадию развития подпора. Таким же образом определяем подпор и в других сечениях профиля. Как видно из рис. IV.9, депрессионная кривая идет ниже отметок рельефа местности и, следовательно, понижения в рельефе не будут оказывать дренающего действия.

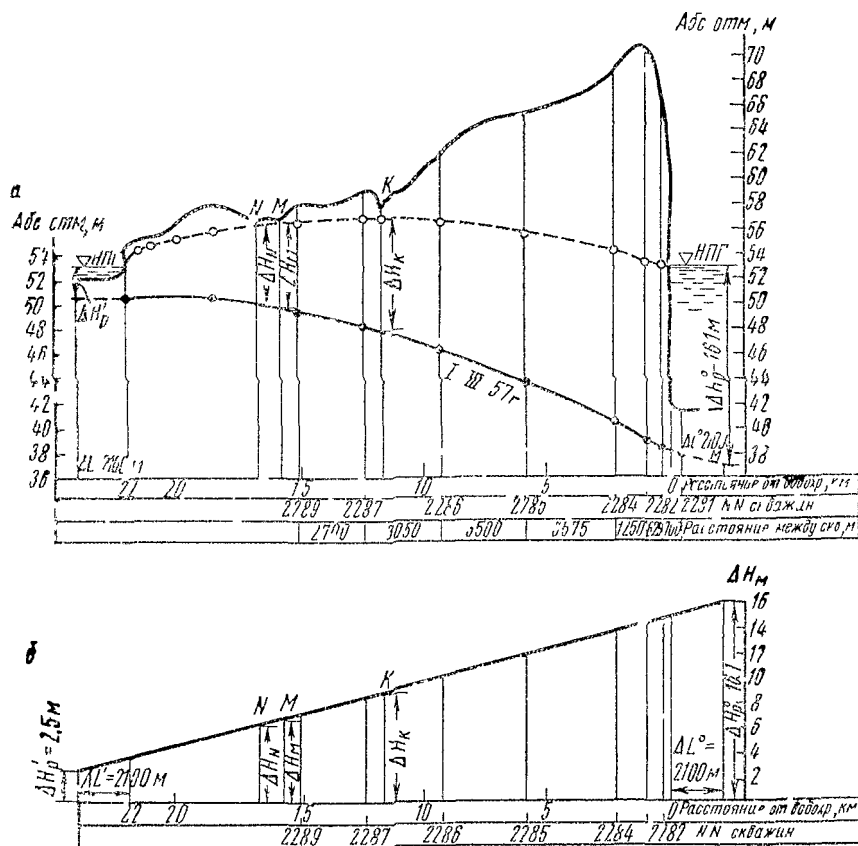


Рис. IV.9 К расчету предельного подпора грунтовых вод
 а — результаты расчета предельного подпора по створу I—I, б — расчет предельного подпора графическим способом

Величину подпора ΔH можно определить и по зависимости (IV.7). Полученные результаты должны совпадать с результатами графического решения. Приведем для примера расчет подпора по зависимости (IV.7) в сечении, расположенном на расстоянии 15 050 м (скв. 2289) от уреза водохранилища в долине реки В:

$$\Delta H = 16,11 \left(1 - \frac{15\,050 + 2100}{22\,000 + 4200} \right) + 2,5 \frac{15\,050 + 2100}{22\,000 + 4200} =$$

$$= 16,11 \cdot 0,345 + 2,5 \cdot 0,655 = 5,56 + 1,64 = 7,2 \text{ м.}$$

Сравнив значение подпора, вычисленное по зависимости (IV.7) с величиной, определенной графическим способом, убеждаемся в полном совпадении полученных результатов.

Значения предельного подпора вдоль всего профиля приведены на рис. IV.9 и в табл. IV.4.

МОДЕЛИРОВАНИЕ НЕСТАЦИОНАРНОЙ ГЕОФИЛЬТРАЦИИ

Для решения задач нестационарной геофильтрации широко используются методы математического моделирования, применяемые в тех случаях, когда аналитические методы расчетов оказываются неприемлемыми. Моделирование является основным способом решения двумерных плановых задач, а для одномерных нестационарных задач его приходится применять при переменных параметрах, изменении ширины потока по его длине, а также при качественно-переменных во времени граничных условиях.

Для моделирования нестационарной фильтрации применяются методы, различающиеся по виду аналогии и по характеру дискретизации процесса [6], причем наибольшее распространение имеют сеточные интеграторы различных типов [2—4].

При построении сеточной модели схематизация геофильтрационных условий завершается построением сеточной схемы фильтрационного потока, причем для нестационарного потока в такую схему кроме сетки фильтрационных сопротивлений, располагаемых между узлами отдельных блоков, добавляются сосредоточенные емкости, располагаемые в узлах (центрах) блоков, причем под емкостью блока C подразумевается изменение количества воды в блоке при изменении уровня воды в нем на 1 м.

Рассмотрим принципы построения и расчетов сеточных моделей для планового безнапорного потока, емкостные свойства которого характеризуются коэффициентом гравитационной емкости μ (см. гл. IV).

Исходя из определения емкость блока i площадью F_i имеет выражение

$$C_i = \mu_i F_i. \quad (V.1)$$

В частности, для одномерного в плане потока шириной 1 м

$$C_i = \mu_i \Delta x_i, \quad (V.1a)$$

где Δx_i — длина блока.

Для планового напорного потока в выражениях для емкости следует заменить μ на коэффициент упругой емкости [2, 5].

Выражения для фильтрационных сопротивлений Φ остаются здесь такими же, как и в условиях установившейся фильтрации (см. формулы III.5—III.8).

Принципиальное построение сеточной модели нестационарной фильтрации может осуществляться двумя путями: по резисторно-емкостной схеме (сетка RC), когда время на модели меняется непрерывно, и по резисторной схеме (сетка RR), когда время на модели меняется дискретно. При решении гидрогеологических (фильтрационных) задач сетка RC реализуется на гидравлическом и электрическом интеграторах, а сетка RR — только на электроинтеграторе.

При разбишке сетки для построения модели можно руководствоваться следующими рекомендациями: а) при решении плановых задач в области между отдельными границами неустановившегося потока должно помещаться не менее четырех-пяти блоков, а при решении одномерных задач — лучше задавать не менее десяти блоков; б) если одна из границ располагается вне пределов влияния неустановившегося подпора, то в этом направлении задается непроницаемая граница вне влияния подпора — на расстоянии порядка $4\sqrt{at}$, где t — время развития подпора.

ГИДРОИНТЕГРАТОР

На гидроинтеграторе, подробное описание которого дано в работе [1], система фильтрационных сопротивлений и емкостей моделируется системой гидравлических сопротивлений и емкостей, из которых составляется гидромодель фильтрационного потока (рис. V.1). При составлении схемы гидромодели для моделирования на гидроинтеграторе величины гидравлических сопротивлений R и емкостей ω определяются из условия

$$R = \alpha_R \Phi \text{ и } \omega = \alpha_\omega C, \quad (V.2)$$

где α_R и α_ω — масштабы сопротивлений и емкостей.

Величины α_R и α_ω задаются из условия, чтобы получающиеся значения R и ω укладывались в диапазон их возможных значений на гидроинтеграторе.

Кроме того, значения α_R и α_ω уточняются из условия получения удобного масштаба времени α_t — отношения времени в натуре t и на модели t_m , определяемого по формуле

$$\alpha_t = \frac{1}{\alpha_R \alpha_\omega}. \quad (V.3)$$

Для учета нелинейности задачи, обусловленной изменением проводимости при колебаниях уровня воды в блоке, должна быть составлена зависимость проводимости T от напора (уровня воды) в блоке H . При этом гидромодель предварительно рассчитывается

на начальное положение кривой депрессии, когда проводимостям T_0 соответствуют подобранные соответствующим образом сопротивления R_0 . При изменении напора в блоке определяется соответствующее значение проводимости T и устанавливается новое сопротивление R из условия

$$R = \frac{T_0}{T} \cdot R_0. \quad (V.4)$$

Если поток по вертикали однородный, то $T_0 = kh_0$, $T = kh$ и

$$R = \frac{h_0}{h} \cdot R_0. \quad (V.4a)$$

Непосредственное моделирование инфильтрации w заданной интенсивности осуществляется через инфильтрационные трубки, причем расход воды через эти трубки q_w устанавливается из соотношения

$$q_w = \frac{1}{\alpha_q} \cdot w F_{\text{бл}}, \quad (V.5)$$

где масштаб расходов α_q — отношение расходов в натуре и на модели — определяется по формуле

$$\alpha_q = \alpha_n \alpha_R,$$

где α_n — масштаб напоров — отношение изменений напоров в натуре и на модели.

Подробное описание технологии работы на гидроинтеграторе приведено в работе [1].

ЭЛЕКТРОИНТЕГРАТОР ПО СХЕМЕ RC

Основу такого интегратора составляет сетка электрических сопротивлений R , моделирующих фильтрационные сопротивления Φ между отдельными блоками, в узловые точки которой подсоединяются емкости C_m , моделирующие емкости каждого блока C (рис. VI.1, б). Электроинтегратор такого типа относится к маши-

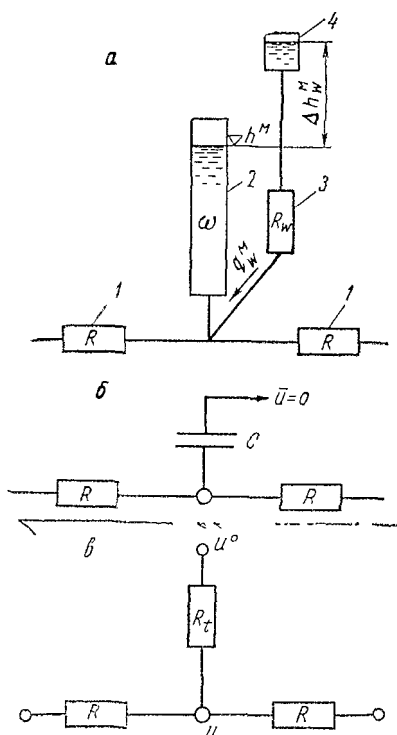


Рис. V.1 Моделирование неустойчившейся фильтрации:

а — на гидроинтеграторе: 1 — основные гидравлические сопротивления, 2 — водоемкость, 3 — инфильтрационное гидравлическое сопротивление, 4 — питающий водослив; б и в — на электроинтеграторах (б — RC-сетка, в — RR-сетка)

нам непрерывного действия и по теоретическим основам весьма близок к гидроинтегратору.

Натурные и модельные сопротивления и емкости здесь также связываются между собой постоянными масштабными коэффициентами α_Φ и α_C , так что

$$\frac{\Phi}{R} = \alpha_\Phi; \quad \frac{C}{C_m} = \alpha_C. \quad (V.6)$$

Приведем рекомендации по выбору сопротивлений и емкостей RC модели, ориентируясь на измерительные параметры машины ЭИМП 3/66, описание которой приведено в приложении.

Применение промышленных радиодеталей позволяет набирать моделируемую область из сопротивлений и емкостей в достаточно большом диапазоне их номинальных величин. В качестве элементов для монтажа сетки могут использоваться радиосопротивления типа МАТ, МЛТ, ВС, имеющие погрешность 1—5%, и другие в килоомных диапазонах.

В целях уменьшения погрешностей за счет поляризации диэлектрика желательно использовать пленочные конденсаторы вида ПМ-1 и ПМ-2.

Величины емкостей при построении RC модели желательно выбирать в диапазоне номинальных значений 10^{-8} — 10^{-5} Ф (0,01—10 мкФ), поскольку малые емкости в модели могут оказаться соизмеримыми с паразитными емкостями монтажа, а большие емкости обладают большой утечкой заряда (саморазрядом) и имеют большие размеры. Масштаб времени $\alpha_t = t/t_m$ (t — натурное, t_m — модельное время) на электроинтеграторе с сеткой RC определяется по формуле

$$\alpha_t = \alpha_\Phi \alpha_C, \quad (V.7)$$

которая идентична формуле (V.4) для гидроинтегратора. Если сопротивления R на модели считать в омах, а емкости C_m — в фарадах (Ф) или микрофарадах (1 мкФ = 10^{-6} Ф), то, поскольку Ом·Ф = сек, масштаб времени α_t будет иметь следующую размерность:

$$[\alpha_t] = [\alpha_\Phi] [\alpha_C] = \frac{[\Phi] [C]}{[R] [C_m]} = \frac{\text{сут} \cdot \text{м}^2}{\text{м}^2 \cdot \text{Ом} \cdot \text{Ф}} = \text{сут/сек}. \quad (V.7a)$$

Выбор величины масштаба времени α_t должен обеспечить возможность решения нестационарной задачи в заданном интервале времени, исходя из длительности процесса на модели, определяемой для ЭИМП 3/66 диапазонами в 1, 2, 10, 50 и 500 мсек.

Следует учесть при выборе масштаба времени, что фронт нарастания прямоугольного импульса, задаваемого генератором сигналов прибора конструкции ЭИМП 3/66, измеряется величиной порядка 300 мсек, при работе прибора в пределах этой длительности ошибка при замере потенциалов достигает 15—20%, что сужает возможность использования диапазона 1—2 мсек.

При работе на машине ЭИМП 3/66 на границах модели можно задавать только прямоугольный импульс, т. е. мгновенное изменение потенциала (напора), остающегося в дальнейшем постоянным. В общем случае при необходимости задания любого закона изменения напора на границах решение приходится искать, используя принцип сложения течений, т. е. аппроксимируя действительный график граничного напора ступенчатым, для которого можно использовать уравнение (IV.3в). При этом на модели определяются только входящие в это уравнение безразмерные функции $F(x, t)$ (см. гл. IV), которые получаются при задании единичного изменения потенциала на границе. При этом масштаб времени следует выбирать так, чтобы могли быть достоверно зафиксированы изменения потенциалов, соответствующие всем расчетным значениям времени $t-t_1$.

ЭЛЕКТРОИНТЕГРАТОР С СЕТКОЙ RR (СХЕМА ЛИБМАННА)

Расчеты нестационарной фильтрации на электроинтеграторах, состоящих только из активных сопротивлений (сетка RR) осуществляются по схеме сетки Либманна (рис. V.1, в), в которой сетка фильтрационных сопротивлений Φ моделируется аналогичной сеткой электрических сопротивлений R , а для моделирования емкостей вводятся «временные» сопротивления R_t , причем

$$R = \alpha_R \Phi; \quad R_t = \alpha_R \Phi_t; \quad \Phi_t = \frac{\Delta t}{C}, \quad (V.8)$$

где масштаб электрических сопротивлений α_R определяется из условия соответствия сопротивлений R и R_t номиналам сопротивлений электроинтегратора

При расчетах неустановившейся фильтрации по схеме Либманна следует после составления соответствующей сетки разбить расчетный период времени на несколько промежутков Δt и затем последовательно для каждого промежутка времени на концах «временных» сопротивлений задать значения потенциалов на предыдущий момент времени, а на границах потока — значения потенциалов на расчетный момент времени; при этом в узлах получатся значения потенциалов на расчетный момент времени (через Δt).

Величину шага по времени Δt следует устанавливать из того, что при монотонном изменении потенциалов на границах весь расчетный период времени можно разбивать на три шага Δt , а при колебаниях граничных потенциалов можно гарантировать хорошую точность расчетов, если в пределах каждого участка монотонного изменения граничных уровней укладываются два шага по времени

При моделировании инфильтрации заданной интенсивности w по схеме Либманна следует к значениям относительных потенциалов, полученных на предыдущий момент времени, добавлять величину относительного потенциала $\Delta\bar{U}_w$, соответствующую изменению напора на величину $\Delta H_w = \frac{w}{\mu} \Delta t$.

Задача V.1.

Прогноз развития подпора в районе водохранилища методами моделирования

Гидрогеологическая обстановка и обоснование фильтрационной схемы района исследований приведены в задаче IV.1 и IV.2¹.

Постановка задачи: провести прогноз развития подпора во времени по створу меридионального направления, совпадающего со створом наблюдательных скважин. Решение осуществить на гидронтеграторе и сеточном электронтеграторе. Моделирование на сеточном интеграторе провести на RR - и RC -сетках.

Расчет подпора моделированием на гидронтеграторе

Для схемы линейного в плане потока гидромодель представляет собой цепочку гидравлических сопротивлений и емкостей, к

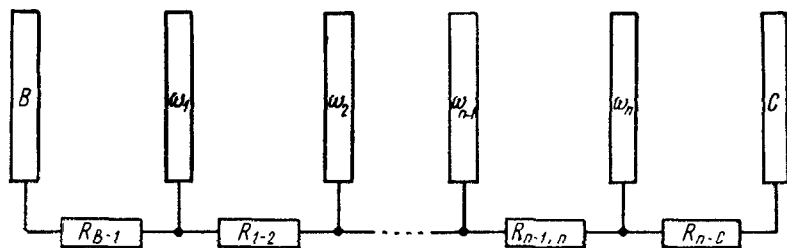


Рис. V.2. Принципиальная схема модели потока на гидронтеграторе

обоим концам которой подсоединяются водосливы B и C для изменения напоров на границах (рис. V.2).

Обоснование схемы и расчет гидромодели начинается с разбивки исследуемого профиля на участки, длина которых задается

¹ Рассмотренная в этой задаче фильтрационная схема дает возможность проводить прогноз подпора аналитическими методами. Решение этой же задачи методами моделирования проводится в целях ознакомления учащихся с методикой моделирования процессов нестационарной фильтрации на наиболее простом материале.

в зависимости от общей длины потока и требований, предъявляемых к задаче.

В нашем случае в прибрежных областях скорости изменения напоров и их величины будут максимальными, в связи с чем для краевых частей профиля целесообразно принять более дробную разбивку, увеличив длину участков в водораздельной части, где изменение напоров будет происходить менее активно.

При общей длине междуречья 22 км может быть принята разбивка профиля на 10 участков, длина которых изменяется от 1 до 4 км (табл. V.1). Для этой разбивки с учетом принятых в расчетной схеме параметров вычисляются фильтрационные сопротивления между центрами соседних участков Φ и природные емкости S .

Расчет сопротивлений линейного в плане потока осуществляет-ся по зависимости (III.8).

Для блоков, примыкающих к граничным водоемам, следует учитывать их сопротивление удлинением потока на величину ΔL . Так, фильтрационное сопротивление между водохранилищем и центром первого блока при $x_{B,1}=500$ м, $\Delta L=2100$ м, $T=750$ м²/сут будет равно:

$$\Phi_{B,1} = \frac{500 + 2100}{750} = 3,47 \text{ сут/м}^2.$$

Значения сопротивлений для остальной части профиля приведены в табл. V.1.

Природные емкости блоков вычисляются по зависимости (V.1a). Например, водоемкость первого блока при площади поперечного сечения $F_1 = \Delta x_1 b_1 = 1000 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} = 1000 \text{ м}^2$ и значении коэффициента гравитационной емкости (недостатка насыщения) $\mu = 0,03$ будет равняться: $S_1 = 0,03 \cdot 1000 \text{ м}^2 = 30 \text{ м}^2$. Значения водоемкостей для других блоков приведены в табл. V.1.

Следующий этап расчета гидромодели — назначение масштабных коэффициентов. Прежде чем назначить масштабы емкостей α_S и сопротивлений α_Φ , следует оценить, какой масштаб времени α_t будет для этой задачи наиболее приемлем, поскольку эти масштабные коэффициенты согласно (V.3) связаны между собой соотношением $\alpha_t = \alpha_S \alpha_\Phi$, или $\alpha_t = \frac{1}{\alpha_\Phi \alpha_R}$.

Выбор масштаба времени определяется общим временем решения задачи и необходимой степенью детальности расчета. Так, для первого года работы водохранилища, когда изменение напоров происходит наиболее интенсивно, желательно иметь результаты через каждые 3—4 месяца. В связи с этим наиболее удобен масштаб времени $\alpha_t = 120$ сут/мин, при котором легко выполнимо управление прибором и осуществление заданной детальности решения. Вместе с тем при таком масштабе общее время работы прибора будет равно 30 мин, что также вполне приемлемо.

Масштабы емкостей и сопротивлений назначаются с учетом возможного диапазона изменения величин ω и R на приборе. Гидравлические емкости могут принимать значения, кратные 0,5 в интервале от 0,5 до 36 см², а сопротивления — любые значения в интервале от 0,1 до 1,2 мин/см² (трубки малого сопротивления).

Назначение масштабных коэффициентов проводится обычно в несколько этапов. Примем вначале $\alpha_c = \frac{30}{0,5} = 60$ м²/см². Тогда при $\alpha_t = 120$ сут/мин в соответствии с (V.3) $\alpha_\Phi = 2 \frac{\text{сут/м}^2}{\text{мин/см}^2}$. При таком масштабе сопротивлений минимальное гидравлическое сопротивление (R_{1-2} и R_{9-10}) будет равно:

$$R = \frac{\Phi}{\alpha_\Phi} = \frac{1,33}{2} = 0,67 \text{ мин/см}^2,$$

а максимальное, например, $R_{5-6} = 2,67$ мин/см². Последнее явно не соответствует возможностям гидроинтегратора при условии работы на трубках малого сопротивления и, следовательно, необходимо выбрать другое сочетание значений α_c и α_Φ . Примем тогда $\alpha_c = 15$ м²/см² и $\alpha_\Phi = 8 \frac{\text{сут/м}^2}{\text{мин/см}^2}$. При таких значениях масштабов емкости на модели будут изменяться от 2 до 8 см², а сопротивления — от 0,167 до 0,667 мин/см² и, следовательно, последний вариант значений масштабных коэффициентов вполне приемлем. Гидравлические сопротивления R и емкости сосудов ω , соответствующие природным их значениям с учетом этих масштабов, приведены в табл. V.1.

Масштаб напоров при решении задач на гидроинтеграторе определяется высотой доски пьезометров, с которой снимаются отсчеты. Учитывая, что она составляет 50 см, назначим масштаб напоров $\alpha_n = 0,5$ м/см, при котором максимальная разница напоров на приборе в соответствии с граничными условиями будет 29,22 см.

Решение задачи (ему предшествует подготовка прибора к работе [1]) начинается с установления на приборе вычисленных значений емкостей и гидравлических сопротивлений. После этого выставляются начальные и граничные условия. Начальные условия в соответствии с расчетной схемой выражаются нулевыми значениями напоров во всех пьезометрах на момент времени $t=0$. Граничные условия выставляются также с учетом расчетной схемы: водослив, соответствующий реке В., устанавливается на отметке 17,22 см, а на другом конце профиля — на нулевой отметке.

Для получения в течение первого года работы водохранилища данных по изменению напоров через каждые 120 сут необходимо в соответствии с принятым масштабом времени ($\alpha_t = 120$ сут/мин) в первые три минуты работы прибора снимать отсчеты с доски пьезометров через каждую минуту (с учетом относительной вязкости воды γ при данной температуре); в последующий период замеры могут быть более редкими — в зависимости от скорости из-

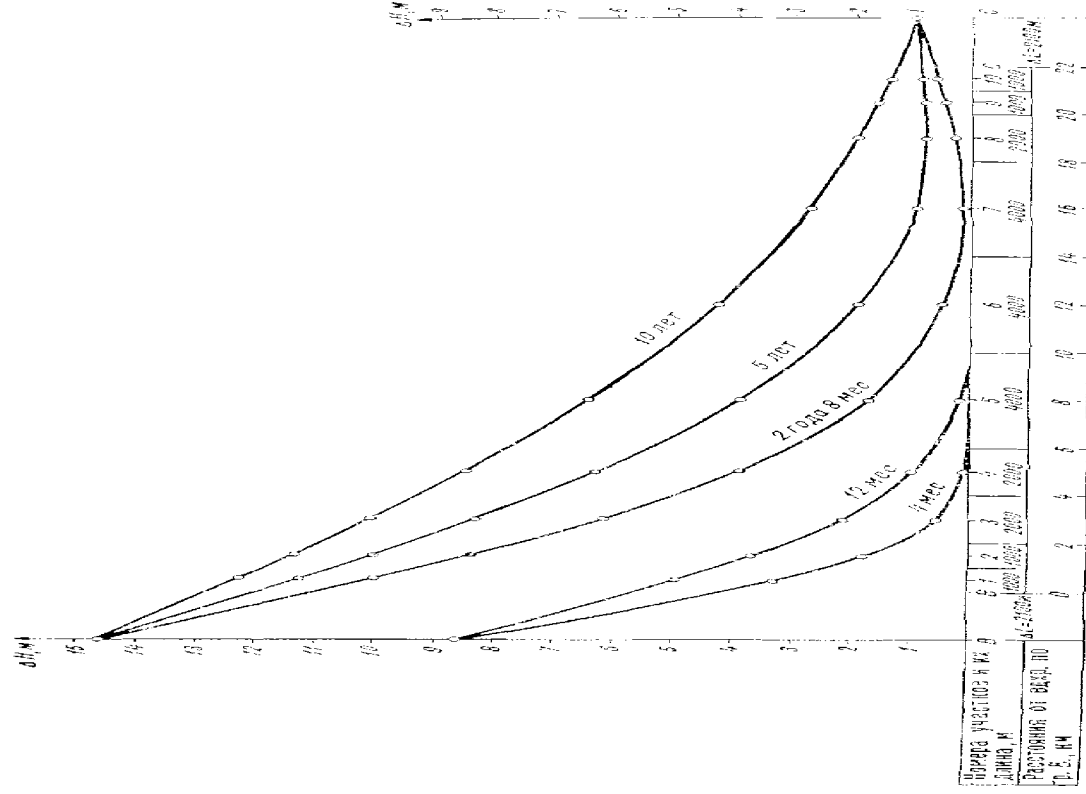


Рис. 1. Кривые развития процесса подбора растений

менения напоров вдоль профиля. Поскольку первые три минуты работы прибора соответствуют первому году существования водохранилища, то в конце этого срока следует на обоих концах профиля изменить граничные условия, подняв уровень у водослива В на отметку 29,22 см, а в водосливе С — на 2 см. При изменении граничных условий работа прибора останавливается.

Снятие отсчетов с доски пьезометров возможно и без остановки прибора — путем нанесения пометок на миллиметровке доски пьезометров. Результаты решения задачи записываются в журнал (табл. V.2), а затем строятся кривые приращения напоров вдоль профиля на различные моменты времени (рис. V.3).

Расчет подпора моделированием на электроинтеграторе (RC-сетка)

Электромодель линейного в плане фильтрационного потока представляет собой цепочку электрических сопротивлений и емко-

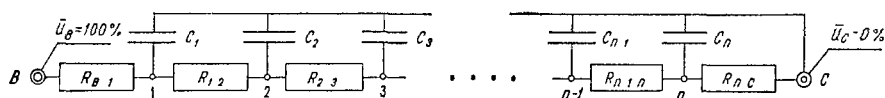


Рис. V.4 Принципиальная схема модели на емкостном электроинтеграторе (RC-сетка)

стей, на концы которой подаются электрические потенциалы, соответствующие изменению напоров на границах профиля (рис. V.4).

Обоснование схемы и расчет электромодели. Оставив без изменения разбивку профиля на участки и воспользовавшись уже вычисленными значениями фильтрационных сопротивлений и емкостей для этой разбивки (табл. V.1), перейдем к выбору масштабных коэффициентов

Выберем вначале наиболее удобную продолжительность процесса на модели, учитывая, что при работе с прибором ЭИМП 3/66 целесообразно использовать длительности 10, 50 и 500 мсек. Чтобы проследить за развитием подпора в течение 10 лет и получить одновременно более детальные результаты в первые 960 сут работы водохранилища (расчетная дата 1.I.59 г.), масштаб времени удобно выбрать равным $\alpha_t = 10^5$ сут/сек. В этом случае время на модели при прогнозе на 960 сут будет равно

$$t_{960 \text{ сут}}^M = \frac{960 \text{ сут}}{10^5 \text{ сут/сек}} = 9,6 \text{ мсек},$$

$$\text{а при прогнозе на 10 лет (3650 сут)} \quad t_{10 \text{ лет}}^M = \frac{3650 \text{ сут}}{10^5 \text{ сут/сек}} = 36 \text{ мсек}.$$

Решение удобно проводить, используя длительность работы прибора на диапазоне 10 и 50 мсек.

Приняв $\alpha_t = 10^5$ сут/сек, перейдем к назначению масштабов емкостей и сопротивлений. Как видно из табл. V.3, природные емкости для принятой разбивки профиля изменяются от 30 до 120 м². Исходя из наличия электрических емкостей в нашей лаборатории, минимальному значению природной водоемкости $C = 30$ м² может быть поставлено в соответствие значение электроемкости $C_M = 2,5 \cdot 10^{-8}$ Ф, что согласно формуле (V.6) соответствует масштабу емкостей

$$\alpha_C = \frac{C}{C_M} = \frac{30 \text{ м}^2}{2,5 \cdot 10^{-8} \text{ Ф}} = 1,2 \cdot 10^9 \text{ м}^2/\text{Ф}.$$

При этом масштабе максимальная электрическая емкость, соответствующая природной емкости $C = 120$ м², будет равна 10^{-7} Ф. Учитывая принятый ранее масштаб времени $\alpha_t = 10^5$ сут/сек, вычисляем масштаб сопротивлений:

$$\alpha_\Phi = \frac{\alpha_t}{\alpha_C} = \frac{10^5 \text{ сут/сек}}{1,2 \cdot 10^9 \text{ м}^2/\text{Ф}} = 8,33 \cdot 10^{-5} \frac{\text{сут}}{\text{м}^2 \cdot \text{Ом}}.$$

В этом масштабе минимальное сопротивление модели согласно (III.6) будет равно $R_{1-2} = R_{9-10} = 1,6 \cdot 10^4$ Ом, а максимальное $R_{5-6} = R_{6-7} = 6,4 \cdot 10^4$ Ом.

Электрические сопротивления и емкости, вычисленные для всего профиля с учетом принятых масштабов емкостей и сопротивлений приведены в табл. V.3.

Собранная по схеме (рис. V.4) модель подключается к стойке питающих и измерительных устройств прибора ЭИМП 3/66 в соответствии с условиями задачи: граничная точка В, соответствующая южному концу профиля, соединяется с клеммой выхода напряжения 100%, а граничная точка С (северный конец профиля) — с клеммой 0%, свободные концы электрических емкостей подключаются к нулевому потенциалу, что соответствует нулевому изменению напоров вдоль профиля на начальный момент времени ($t=0$). «Вход» прибора соединяется с узловой точкой модели, в которой фиксируется изменение потенциалов во времени.

Включение модели в цепь и периодизация решения осуществляется ключом с помощью периодизатора на экране электронно-лучевой трубки осциллографа, обладающего длительным послесвечением, визуально наблюдается кривая изменения потенциала во времени в рассматриваемой узловой точке модели. Изображение кривой снимается с экрана осциллографа путем замеров ее мгновенных значений в некоторые моменты времени по координатной сетке, горизонтальная ось которой откалибрована в соответствии с фиксированной длительностью исследуемого процесса, а вертикальная — в соответствии со 100%-ным напряжением прибора. В целях увеличения точности результата при глазомерных изме-

Расчет электромеханизма для решения задачи на КС-счете ($\mu = 10^6$ с/сек).

$$\alpha_0 = 1,2 \cdot 10^4 \text{ м}^2/\text{с}; \alpha_0 = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ с/м}^2 \cdot \text{с/сек.}$$

№ участка	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Длина участка, м	1000	1000	2000	2000	4000	4000	2000	1000	1000	1000
Возможность $C = \mu T$, м ² (при $\mu = 10^6$)	30	30	60	60	120	120	120	60	30	30
Эксплуатационная емкость жидкост. ф. ($2,5 \cdot 10^{-3}$ – $2,5 \cdot 10^{-5}$ – $5 \cdot 10^{-3}$ – $5 \cdot 10^{-5}$ – $2,5 \cdot 10^{-3}$ – $2,5 \cdot 10^{-5}$)					10^{-3}	10^{-5}	$5 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	
Сечение	B-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
Расстояние между центрами участков, м	500+200= =2000	1000	1500	2000	3000	4000	4000	3000	1500	1000
Фактор влияния сопротивления ф. α_0/μ^2 (при $T = 100$ м ² /с/сек)	3,47	1,33	2	2,67	4	5,34	5,34	4	2	1,33
Эксплуатационное сопротивление $\alpha_{\text{эк}}$	$4,16 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^4$	$2,4 \cdot 10^4$	$3,2 \cdot 10^4$	$4,8 \cdot 10^4$	$6,4 \cdot 10^4$	$6,4 \cdot 10^4$	$4,8 \cdot 10^4$	$2,4 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^4$

Значения функции $F(x, t)$ при работе прибора в диапазоне 10 мкс

№ участка	$\bar{U}_C = 1, \bar{U}_C = 0$											$\bar{U}_B = 1, \bar{U}_C = 1$										
	$t, \text{ мкс}$																					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	0,327	0,479	0,555	0,609	0,650	0,683	0,709	0,729	0,747	0,761	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2	0,158	0,310	0,405	0,469	0,506	0,539	0,569	0,594	0,614	0,632	—	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,020	0,03	
3	0,098	0,170	0,221	0,267	0,307	0,340	0,369	0,393	0,413	0,430	0,443	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,020	0,045	
4	0,049	0,089	0,119	0,14	0,158	0,177	0,193	0,204	0,216	0,228	0,238	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,030	0,050	
5	—	0,04	0,014	0,03	0,05	0,079	0,093	0,107	0,117	0,129	0,141	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,060	0,102	
6	—	—	0,002	0,004	0,009	0,015	0,020	0,024	0,028	0,031	0,034	0,039	—	—	—	—	—	—	0,001	0,080	0,149	
7	—	—	—	—	0,001	0,005	0,010	0,014	0,016	0,019	0,021	0,023	0,026	0,028	0,030	0,032	0,034	0,036	0,039	0,041	0,047	
8	—	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,003	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,011	0,012	
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	

Таблица V.5

Значения функции $F(x, t)$ при работе прибора в диапазоне 50 мкс

№ участка	$\bar{U}_B = 1, \bar{U}_C = 0$											$\bar{U}_B = 0, \bar{U}_C = 1$										
	$t, \text{ мкс}$																					
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
1	0,003	0,019	0,030	0,040	0,049	0,056	0,062	0,067	0,071	0,075	—	0,002	0,007	0,013	0,019	0,024	0,029	0,034	0,039	0,043	0,046	
2	0,455	0,650	0,690	0,720	0,740	0,755	0,765	0,773	0,780	0,786	—	0,003	0,01	0,021	0,030	0,039	0,046	0,052	0,057	0,062	0,066	
3	0,286	0,450	0,550	0,610	0,647	0,670	0,687	0,700	0,710	0,718	—	0,005	0,018	0,034	0,050	0,067	0,080	0,090	0,100	0,106	0,111	
4	0,14	0,240	0,350	0,470	0,520	0,560	0,587	0,610	0,630	0,648	—	0,001	0,008	0,020	0,035	0,050	0,062	0,070	0,076	0,080	0,083	
5	0,051	0,090	0,130	0,170	0,200	0,220	0,235	0,248	0,258	0,266	—	0,000	0,004	0,010	0,017	0,024	0,030	0,035	0,039	0,042	0,045	
6	0,005	0,020	0,030	0,040	0,049	0,056	0,062	0,067	0,071	0,075	—	0,000	0,003	0,007	0,013	0,019	0,024	0,029	0,034	0,039	0,043	
7	0,002	0,010	0,015	0,020	0,025	0,030	0,034	0,038	0,041	0,044	—	0,000	0,002	0,004	0,007	0,010	0,013	0,016	0,019	0,021	0,023	
8	—	0,001	0,003	0,005	0,007	0,009	0,010	0,012	0,013	0,014	—	0,000	0,001	0,002	0,003	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,000	0,001	0,001	0,002	0,002	0,003	0,003	0,004	0,004	
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	

рениях значение функции (потенциала) отсчитывается по координатной сетке при нескольких (не менее трех) равнооточных визуальных замерах с вычислением средней арифметической величины. Учет изменения граничных условий во времени на разных концах профиля осуществляется по принципу суперпозиции. В связи с этим на приборе необходимо получить несколько серий кривых, соответствующих отдельно влиянию южной и северной границ профиля для длительности работы прибора 10 и 50 мсек. Таким образом, на приборе для каждой длительности работы прибора (10 и 50 мсек) необходимо получить решение для следующих граничных условий:

$$а) \bar{U}_B = 100\%; \quad \bar{U}_C = 0\%; \quad б) U_B = 0\%; \quad \bar{U}_C = 100\%.$$

Результаты замеров изменения потенциалов во всех узловых точках модели при длительности процесса на приборе в диапазоне

Таблица V.6
Результаты расчета подпора

№ блока	ΔH , м	
	960 сут	10 лет
1	10,22	12,38
2	8,66	11,45
3	6,43	10,23
4	4,18	8,73
5	1,73	6,51
6	0,56	4,29
7	0,24	2,73
8	0,41	1,93
9	0,55	1,67
10	0,66	1,48

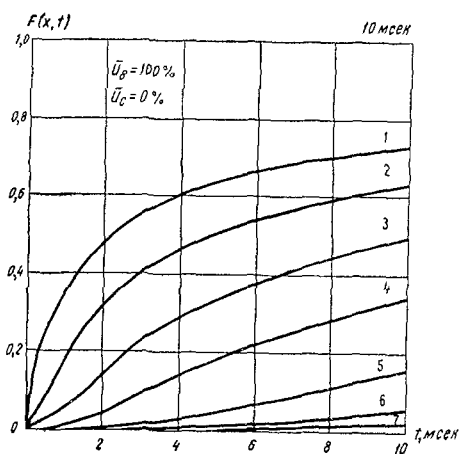


Рис. V.5. Результаты решения задачи при $\bar{U}_B = 100\%$, $\bar{U}_C = 0\%$

10 и 50 мсек приведены в табл. V.4 и V.5. Графическое изображение результатов решения для одного из расчетных вариантов ($\bar{U}_B = 100\%$, $\bar{U}_C = 0\%$, диапазон 10 мсек) представлено на рис. V.5.

Величина подпора в узловых точках вычисляется с учетом полученных значений функции $F(x, t)$ и изменения напоров на границах профиля.

Так, для блока № 3 величина подпора для $t = 960$ сут (1.159 г.) будет равна:

$$\begin{aligned} \Delta H &= \Delta H_{1,p}^0 F(x, t) + \Delta H_2^0 F(x, t - t_1) + \Delta H_2' F(L - x, t - t_1) = \\ &= 8,61 \cdot 0,48 + 6 \cdot 0,38 + 1 \cdot 0 = 4,15 + 2,28 = 6,43 \text{ м.} \end{aligned}$$

Значения функции F на расчетное время снимаются с графика (рис. V.5) или берутся из таблицы (табл. V.4). Таким же образом проводится расчет на более длительные сроки. При этом используются табл. V.4 и V.5, а также график (рис. V.5). Вычисленные значения ΔH вдоль профиля на 960 сут и 10 лет даны в табл. V.6.

Расчет подпора моделированием на электроинтеграторе (RR-сетка)

Моделирование процесса неустановившегося подпора на сеточном электроинтеграторе с применением сетки активных сопротив-

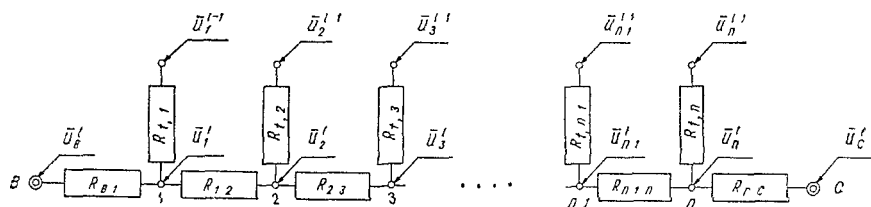


Рис V 6 Принципиальная схема модели на электроинтеграторе (RR-сетка)

лений (RR-сетки) осуществляется по схеме Либманна, рассматривающей нестационарный процесс дискретно по времени. Принципиальная схема модели для рассматриваемой задачи показана на рис. V.6.

Обоснование схемы и расчет электромодели. Оставив по прежнему без изменения разбику профиля на участки и воспользовавшись уже вычисленными значениями фильтрационных сопротивлений и емкостей, перейдем к расчету временных сопротивлений Φ^t , обосновав предварительно расчетный шаг по времени Δt . Следует иметь в виду, что при расчете по схеме Либманна удовлетворительная точность решения может быть получена лишь на третий шаг по времени. Поэтому для получения результатов на конец первого года работы водохранилища, в течение которого происходит наиболее интенсивное изменение напоров, целесообразно принять $\Delta t = 120$ сут. В последующий период для сокращения общего времени решения задачи можно принять $\Delta t = 360$ сут.

В соответствии с принятыми Δt временные сопротивления, вычисляемые по формуле (V 8), для первого блока будут равны.

$$\text{при } \Delta t = 120 \text{ сут} \quad \Phi_1^t = \frac{120}{30} = 4 \text{ сут/м}^2;$$

$$\text{при } \Delta t = 360 \text{ сут} \quad \Phi_1^t = \frac{360}{30} = 12 \text{ сут/м}^2.$$

Временные сопротивления для других блоков при $\Delta t = 120$ сут и $\Delta t = 360$ сут показаны в табл. V.7.

Следующий этап расчета модели — назначение масштаба сопротивлений. Анализируя диапазон изменения вычисленных фильтрационных и временных сопротивлений для принятой разбивки профиля (табл. V.7) и имея в виду, что при работе на электроинтеграторе ЭИ-12 электрические сопротивления желательно назначать в интервале от 10 до 1000 Ом, целесообразно задать масштаб сопротивлений

$$\alpha_R = \frac{R}{\Phi} = 100 \frac{\text{Ом}}{\text{сут/м}^2},$$

при котором ошибка за счет округления значений электрических сопротивлений до десятков Ом не превышает 2%.

Временные сопротивления 1, 2, 9 и 10-го блоков, равные 1200 Ом (при $\Delta t = 360$ сут), будут набираться на модели последовательным включением двух сопротивлений.

Расчеты всех электрических сопротивлений даны в табл. V.7.

Граничные условия на модели назначаются в соответствии с вычисленными в расчетной схеме значениями подпора. Максимальное изменение напора наблюдалось в южной части профиля и равнялось:

$$\Delta H_p^0 = \Delta H_{1,p}^0 + \Delta H_2^0 = 8,61 + 6 = 14,61 \text{ м.}$$

Для более удобного пересчета напоров в электрические потенциалы и обратно назначим

$$\alpha_n = \frac{\Delta H}{\Delta \bar{U}} = 20 \text{ м.}$$

Тогда граничные условия на модели будут следующими:

первый год наполнения водохранилища ($1\Delta t - 3\Delta t$)

$$\Delta \bar{U}_{1,p}^0 = 43\%; \quad \bar{U}'_1 = 0;$$

последующий период ($4\Delta t - 13\Delta t$)

$$\Delta \bar{U}^0 = \bar{U}_{1,p}^0 + \Delta \bar{U}_2^0 = 43\% + 30\% = 73\%;$$

$$\Delta \bar{U}' = \Delta \bar{U}'_1 + \Delta \bar{U}'_2 = 5\%.$$

Начальные условия вдоль всего профиля будут выражаться на модели нулевыми значениями потенциалов, подаваемых на свободные концы временных сопротивлений.

Таблица V.7

Расчет электромоделей для решения задачи по схеме Либманна ($\sigma_R = 100 \text{ Ом/сут/м}^2$)

№ участка	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Длина участка, м	1000	1000	2000	2000	4000	4000	4000	2000	1000	1000
Водоёмкость $C = \mu F$, м ² (при $\mu = 0,03$)	30	30	60	60	120	120	120	60	30	30
$\Delta t = 120$ сут	временное сопротивление Φ^t , сут/м ²									
	4	4	2	2	1	1	1	2	4	4
$\Delta t = 360$ сут	временное электрическое сопротивление R^t , Ом									
	400	400	200	200	100	100	100	200	400	400
$\Delta t = 360$ сут	временное сопротивление Φ^t , сут/м ²									
	12	12	6	6	3	3	3	6	12	12
$\Delta t = 360$ сут	временное электрическое сопротивление R^t , Ом									
	1200	1200	600	600	300	300	300	600	1200	1200
Сечение	В-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
Расстояние между центрами участков, м	500-2100= =2600	1000	1500	2000	3000	4000	4000	3000	1500	1000
Фильтрационное сопротивление Φ , сут/м ² (при $T = 750 \text{ м}^2/\text{сут}$)	3,47	1,33	2	2,67	4	5,34	5,34	4	2	1,33
Электрическое сопротивление R , Ом	350	130	200	270	400	530	530	400	200	130

Решение задачи. На счетном электроинтеграторе набирается по схеме рис. V.6 система сопротивлений (табл. V.7) и выставляются потенциалы, соответствующие начальным и граничным условиям задачи. В граничные узлы модели подаются потенциалы, соответствующие напорам на конец $1\Delta t$. При этом согласно методике расчета по схеме Либманна [3, 5] в узлах основной цепочки сопротивлений возникают потенциалы, соответствующие распределению напоров на конец $1\Delta t$. Например, в узле 1 на конец $1\Delta t$ возник потенциал $\bar{U}=14,4\%$. Этот потенциал и потенциалы на конец $1\Delta t$ в других узлах сетки записываются в журнал решения задачи и выставляются далее на верхние концы временных сопротивлений. Граничные условия по расчетной схеме на $2\Delta t$ остаются неизменными ($\Delta\bar{U}_{1,p}^0 = 43\%$; $\Delta U_1' = 0\%$). Потенциалы в узлах основной цепочки соответствуют теперь напорам на конец второго шага по времени. Так, для узла 1 потенциал на конец $2\Delta t$ равен $20,5\%$. Подобным же образом проводятся расчеты и для других Δt . Следует только помнить, что по прошествии первого года работы водохранилища ($3\Delta t$) необходимо изменить граничные условия и выставить временные сопротивления, соответствующие $\Delta t=360$ сут.

Таблица V.8

Результаты решения задачи по схеме Либманна

№ участка	$\Delta\bar{U}, \%$											
	$1\Delta t$	$2\Delta t$	$3\Delta t$	$4\Delta t$	$5\Delta t$	$6\Delta t$	$7\Delta t$	$8\Delta t$	$9\Delta t$	$10\Delta t$	$11\Delta t$	$12\Delta t$
В	43	43	43	73	73	73	73	73	73	73	73	73
1	14,4	20,5	23,8	43,2	49,6	53,5	55,7	57,4	58,8	59,6	60,5	61,2
2	8,4	14,2	17,8	34,1	42,1	46,6	49,4	51,8	53,7	54,9	56,1	57,0
3	3,4	7,2	10,4	23,0	31,4	37,0	40,7	43,6	46,0	47,9	49,3	50,3
4	1,1	2,9	5,0	13,5	20,7	26,4	30,6	33,9	36,6	38,8	40,1	42,2
5	0,2	0,5	1,2	5,2	9,8	14,4	18,4	21,3	24,6	27,1	29,4	31,3
6	0,0	0,1	0,1	1,5	3,8	6,6	9,3	11,5	14,2	16,4	18,6	20,4
7	0,0	0,0	0,0	0,7	1,8	3,5	5,2	6,9	8,6	10,1	11,6	13,1
8	0,0	0,0	0,0	1,2	2,2	3,3	4,4	5,5	6,6	7,5	8,5	9,4
9	0,0	0,0	0,0	1,9	2,8	3,7	4,4	5,2	5,9	6,6	7,3	8,0
10	0,0	0,0	0,0	2,5	3,3	4,0	4,5	5,1	5,6	6,1	6,6	7,1
С	0,0	0,0	0,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0

Результаты решения задачи приведены в табл. V.8, в которой даны относительные потенциалы и соответствующие им напоры на различные моменты времени для десятилетнего периода работы водохранилища.

ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ДАННЫХ ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАБОТ

К опытно-фильтрационным работам относятся различные виды полевых гидродинамических опробований, направленных на определение геофильтрационных параметров. Наиболее распространены откачки из скважин, разбираемые в дальнейшем наиболее подробно; при этом следует иметь в виду, что в большинстве случаев наливов и нагнетания могут обрабатываться по той же методике, что и откачки, — с изменением знака расхода и заменой понижений уровня на их повышения.

Основными гидрогеологическими параметрами, определяемыми по данным опытно-фильтрационных работ, являются коэффициенты фильтрации (или проводимость водоносных пластов T) и коэффициент уводнепроводности (или пьезопроводности) a , зная которые, можно рассчитать параметры емкости пласта (коэффициенты гравитационной или упругой емкости пласта — μ , μ'); при изучении взаимосвязи грунтовых вод с водоемами определяется их сопротивление, оцениваемое главным образом эквивалентной длиной потока ΔL (см. гл. II). Кроме того, специальной оценки требуют обычно параметры сопротивления прискважинной зоны, нередко оказывающего весьма значительное влияние на производительность скважин.

ОТКАЧКИ ИЗ СОВЕРШЕННЫХ СКВАЖИН ПРИ СТАЦИОНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Неограниченный однородный пласт. Основной расчетной зависимостью в этом случае является формула Дюпюи для радиального потока:

$$s_c - s = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{r}{r_c^0}, \quad (\text{VI.1})$$

где s — понижение уровня на расстоянии r от центральной скважины; s_c — понижение уровня воды в скважине с расчетным радиусом r_c^0 .

Для обработки по уравнению Дюпюи кустовой откачки с несколькими наблюдательными скважинами целесообразно построить

график зависимости понижений s в наблюдательных скважинах от $\lg r$, который должен быть прямолинейным (рис. VI.1). Снимая с этого графика любые две точки s_1 и s_2 , при r_1 и r_2 определим проводимость пласта по формуле

$$T = 0,366 \frac{Q}{s_1 - s_2} \lg \frac{r_2}{r_1}. \quad (\text{VI.2})$$

При наличии только двух наблюдательных скважин величины s_1 и s_2 определяются по данным замеров непосредственно в этих скважинах. В качестве параметров сопротивления прискважинной зоны, обуславливающего дополнительные потери напора (понижения) Δs_c используются величины безразмерного сопротивления прискважинной зоны Δf_c и расчетного радиуса скважины r_c^0 , причем

$$\Delta f_c = \frac{T}{Q} \Delta s_c; \quad \lg \frac{r_c}{r_c^0} = 2,73 \Delta f_c. \quad (\text{VI.3})$$

В рассматриваемом случае кустовой откачки параметры сопротивления скважины могут определяться по данным понижений s_c в центральной скважине и s_1 в ближайшей к ней наблюдательной скважине (располагаемой на расстоянии r_1) с использованием формулы

$$\Delta f_c = \frac{T (s_c - s_1)}{Q} - 0,366 \lg \frac{r_1}{r_c}. \quad (\text{VI.4})$$

При наличии одной наблюдательной скважины проводимость определяется по формуле

$$T = 0,366 \frac{Q}{s_c - s_1} \lg \frac{r_1}{r_c} \quad (\text{VI.5})$$

при r_c , равном геометрическому радиусу скважины. Точность такого расчета уменьшается в связи с необходимостью пренебречь гидродинамическим несовершенством центральной скважины.

При отсутствии наблюдательных скважин (одиночная откачка) расчет проводимости ведется по формуле

$$T = \xi \frac{Q}{s_c}, \quad (\text{VI.6})$$

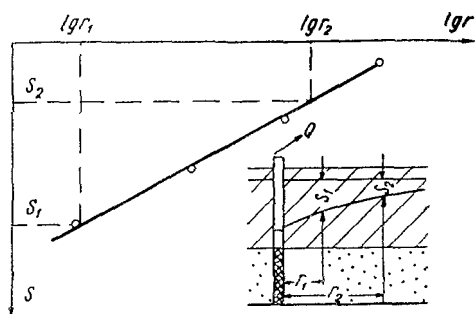


Рис. VI.1. К расчету фильтрационных параметров потока при откачке из совершенной скважины

причем для безнапорных пластов можно принимать $\xi=0,9-1,1$, а для напорных пластов $\xi=1,2-1,5$ (меньшая величина соответствует тонкозернистым пескам, а большая — разнотернистым [4]).

Откачка вблизи реки (водоема). При проведении откачки вблизи реки (водоема) специфической задачей является оценка сопротивлений ложа водоема, характеризующих взаимосвязь подземных (обычно грунтовых) вод с водоемом.

В фильтрационном потоке, формирующемся вблизи реки (водоема), могут возникнуть два режима фильтрации: свободный, когда в потоке, фильтрующемся из водоема, происходит разрыв сплошности и водоем оказывается как бы подвешенным над грунтовым потоком, и подпертый, когда фильтрация из водоема идет сплошным потоком, связанным с водоемом. Случай свободного режима фильтрации из водоема не требует специального рассмотрения, ибо при этом фильтрация из водоема не оказывает существенного влияния на характер снижения уровней в процессе откачки, так что при обработке откачки наличие подвешенной реки (водоема) может не учитываться. Поэто-

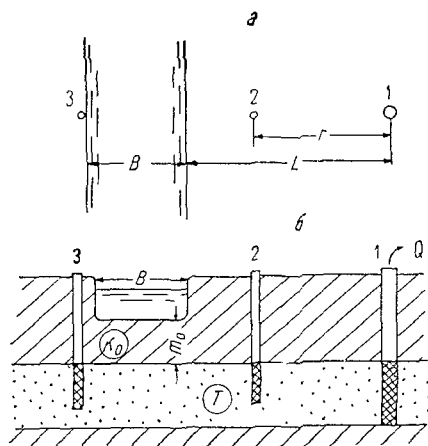


Рис. VI.2. Схема кустовой откачки вблизи реки (водоема):
 1 — центральная скважина; 2 и 3 — наблюдательные скважины

му в дальнейшем будет рассматриваться только случай подпертого режима фильтрации. Типичной схемой строения ложа реки (водоема) является двухслойная; в этом случае подпертый режим фильтрации сохраняется до тех пор, пока уровень воды в основном водоносном пласте не опустится ниже подошвы экранирующего слоя.

Заметим, что при мощной откачке зона свободного режима фильтрации может образоваться в процессе откачки; такого положения допускать не следует, поскольку частичный переход подпертого режима фильтрации в свободный резко осложняет методику обработки данных опытных откачек.

При интерпретации опытных откачек, проводимых вблизи водоема, кроме обычных параметров пласта требует специальной оценки сопротивление ложа водоема, причем в качестве основного параметра такого сопротивления обычно используется величина расчетного расстояния ΔL [4, 5].

Откачки вблизи реки (водоема) проводятся обычно из грунтовых вод, когда нестационарный поток формируется довольно

сложным образом. Поэтому все излагаемые ниже методы расчета предназначены для обработки данных стационарного режима. Естественно, что до тех пор, пока влияние откачки не распространится до реки, обработку данных нестационарного режима можно проводить без ее учета. Кроме того, предполагается, что урез водоема в плане можно считать прямолинейным.

Для случая расположения наблюдательных скважин по створу между центральной скважиной и водоемом, проведенным по нормали к урезу водоема (рис. VI.2), расчетная зависимость для понижения уровня воды в любой точке на расстоянии r от центральной скважины имеет вид [5]:

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \left(\ln \frac{2L-r}{r} + \xi \right), \quad (\text{VI.7})$$

где ξ — поправочная функция, учитывающая влияние сопротивления ложа водоема; функция ξ может быть представлена следующим выражением:

$$\xi = \xi_r \xi_b \xi_0; \quad \xi_0 = \ln[(1 + 2\bar{L})\bar{\rho}], \quad (\text{VI.8})$$

причем величина ξ_0 является значением ξ в точке уреза берега водоема (при $r=L$) без учета его ширины, а ξ_b и ξ_r — поправки, учитывающие ширину водоема и расположение наблюдательной скважины [5]. Величины $\bar{\rho}$ определяются по приведенным ниже данным:

$$\begin{array}{c} \bar{L} = \frac{\Delta L}{L} \\ \bar{\rho} \end{array} \begin{array}{cccccccc} 0,3 & 0,5 & 0,7 & 1,0 & 1,5 & 2,0 & 3,0 \\ 0,01 & 1,03 & 1,05 & 1,1 & 1,18 & 1,27 & 1,44 \end{array}$$

Причем в случае $\bar{L} > 2$ можно считать $\bar{\rho} = 0,96 + 0,16 \bar{L}$.

Величины ξ_r и ξ_b находятся по табл. VI.1—VI.3 при $\bar{L} = \Delta L/L$, $\bar{B} = B/L$, $\bar{r} = r/L$.

Таблица VI.1

Значения ξ_B

$\bar{L}$	$\bar{B}$						
	0	0,5	1,0	5	10	20	∞
0,05	0,533	1	1	1	1	1	1
0,3	0,52	0,853	0,973	1	1	1	1
1	0,504	0,682	0,786	0,993	1	1	1
5	0,545	0,618	0,680	0,892	0,963	1	1
10	0,57	0,617	0,668	0,844	0,911	0,967	1
20	0,6	0,662	0,698	0,840	0,880	0,957	1
50	0,66	0,702	0,735	0,846	0,9	0,957	1
100	0,69	0,75	0,774	0,86	0,915	0,957	1

Примечание. При необходимости интерполяции значений ξ_B между различными $\bar{B}$ целесообразно строить график зависимости ξ_B от $\bar{B}$ в полулогарифмическом масштабе.

Таблица VI 2

Значения ξ_r

$\bar{L}$	$\bar{r}$				
	1	0,75	0,5	0,25	0
0,3	1,0	0,82	0,71	0,62	0,55
1	1,0	0,84	0,75	0,67	0,6
2	1,0	0,85	0,78	0,70	0,65
3	1,0	0,88	0,79	0,73	0,68
5	1,0	0,9	0,83	0,76	0,71
10	1,0	0,91	0,85	0,79	0,74
20	1,0	0,93	0,87	0,82	0,78
50	1,0	0,94	0,89	0,85	0,82
100	1,0	0,94	0,9	0,87	0,84

Таблица VI 3

Значения ξ_B для противоположного берега

$\bar{L}$	$\bar{B}$					
	0,05	0,5	1	5	10	20
0,05	0,213	0	0	0	0	0
0,3	0,428	0,16	0,029	0	0	0
1	0,462	0,334	0,22	0,03	0	0
5	0,534	0,482	0,414	0,232	0,157	0,117
10	0,555	0,52	0,474	0,316	0,241	0,193
20	0,59	0,57	0,54	0,39	0,322	0,279
50	0,65	0,616	0,614	0,504	0,455	0,428
100	0,685	0,667	0,655	0,568	0,53	0,485

При обработке таких откачек целесообразно прежде всего определить величину ΔL по данным стационарного естественного потока, как это показано в главе II; при этом необходимо только, чтобы естественный поток был направлен по нормали к урезу водоема. После этого можно для каждой наблюдательной скважины подсчитать величину безразмерной функции скважины

$$f_c = \frac{1}{2\pi} \left(\ln \frac{2L-r}{r} + \xi \right) = 0,366 \lg \frac{2L-r}{r} + 0,16\xi \quad (\text{VI.9})$$

и построить график в координатах s и f_c , на котором опытные точки должны аппроксимироваться прямой линией, приходящей в начало координат. Сняв с этой прямой любую точку, найдем проводимость потока по формуле

$$T = \frac{Q}{s} f_c. \quad (\text{VI.10})$$

При отсутствии данных естественного режима или невозможности их использования величина ΔL определяется предварительно по соотношению понижений s_1 и s_2 в двух наблюдательных скважинах, расположенных на расстояниях r_1 и r_2 от центральной:

$$\frac{s_1}{s_2} = \frac{\ln \frac{2L - r_1}{r_1} + \xi_1}{\ln \frac{2L - r_2}{r_2} + \xi_2}, \quad (\text{VI.11})$$

где ξ_1 и ξ_2 определяются согласно (VI.8) для соответствующей скважины. После этого расчет проводимости ведется по уже изложенной схеме.

При двухслойном строении ложа водоема, определив значения ΔL и T , можно подсчитать для ложа водоема коэффициент перетекания b , пользуясь следующими данными зависимости безразмерного параметра $\beta = bB$ от $\Delta L/B$ ¹:

$\Delta L/B$	0,25	0,5	1	1,5	2	3	5	7	10
$\beta = bB$	3,9	2,42	1,54	1,23	1,05	0,86	0,65	0,54	0,46

Кроме того, можно принимать $b = 1/\Delta L$ при $\Delta L < 0,25B$ и $b = \sqrt{\frac{2}{B\Delta L}}$ при $\Delta L > 10B$.

По значению b находится коэффициент фильтрации экранирующего слоя $k_0 = b^2 m_0 T$, где m_0 — его мощность.

Учет нелинейности течения. Нелинейность течения может иметь различные причины, формально проявляясь в нарушении линейной связи между понижениями уровней потока и дебитом скважин.

В безнапорном потоке нелинейность течения может возникнуть из-за изменения проводимости пласта в связи с изменением его мощности при снижении уровня. Влияние этого фактора реально сказывается при сравнительно больших понижениях уровня (при $s > 0,1 - 0,2 h_0$), когда в расчетные зависимости следует вместо действительных понижений s^0 вводить расчетные понижения s , которые при однородном строении водоносного пласта определяются соотношением

$$s = s^0 \left(1 - \frac{s^0}{2h_0} \right). \quad (\text{VI.12})$$

При слоистом строении потока аналогичное преобразование производится с использованием функции Гирина [4, 5].

При откачках из трещиноватых скальных пород или в песчано-гравелистых пластах вблизи центральной скважины при скорости фильтрации на стенке скважины $v_c = \frac{Q}{2\pi m r_c}$, большей критической скорости $v_{кр}$, определяемой по формуле (I, 6), могут воз-

¹ Для удобства интерполяции по этим данным рекомендуется построить расчетный график.

никнуть нарушения линейного закона фильтрации, когда приходится использовать двучленную форму закона фильтрации (I.4). В этом случае для обработки откачки из совершенной скважины можно воспользоваться выражением для относительного понижения уровня в скважине $\bar{s} = \frac{s_c}{Q}$ вида

$$\bar{s} = \bar{s}_0 + AQ; \quad A = \frac{a}{(2\pi m)^2 kr_c}, \quad (\text{VI.13})$$

где $\bar{s}_0$ — величина $\bar{s}$ при линейном режиме течения.

Из зависимости (VI.13) следует, что график зависимости $\bar{s}$ от Q , построенный по опытным точкам, должен иметь линейный характер. Отрезок $\bar{s}_0$, отсекаемый этой прямой на оси $\bar{s}$, дает расчетное понижение уровня воды в скважине для определения проницаемости пласта по формуле (VI.5), а уклон этой прямой $A = \frac{\bar{s} - \bar{s}_0}{Q}$ позволяет определить параметр нелинейности

$$a = (2\pi m)^2 kr_c A. \quad (\text{VI.14})$$

На результаты опытных откачек из водообильных пластов, особенно при значительной глубине скважин, существенное влияние могут оказать гидравлические потери напора $\Delta H_{\text{тр}}$ в водоподъемных трубах, которые надо учитывать при определении истинного понижения напора вдоль рабочей части скважины. Оценку величины этих потерь можно дать по формуле Дарси — Вейсбаха:

$$\Delta H_{\text{тр}} = \lambda \frac{L_{\text{тр}}}{d_{\text{тр}}^5} \cdot \frac{Q^2}{2g}, \quad (\text{VI.15})$$

где $d_{\text{тр}}$ и $L_{\text{тр}}$ — внутренний диаметр и длина водоподъемных труб; λ — коэффициент вязкого трения, который для буровых труб в соответствии с имеющимися рекомендациями [1, 5] можно определять по эмпирической формуле

$$\lambda = 0,04 - 0,002d_{\text{тр}}'', \quad (\text{VI.15a})$$

где $d_{\text{тр}}''$ — диаметр труб, отсчитываемый в дюймах. Однако в связи с некоторой неопределенностью задания шероховатости водоподъемных труб лучше исключать влияние этого фактора выбором достаточно большого диаметра труб.

СОВЕРШЕННЫЕ СКВАЖИНЫ ПРИ НЕСТАЦИОНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Первоначальная откачка. Основной зависимостью, определяющей понижение уровня воды s в любой точке, находящейся на

расстоянии r от центральной скважины, из которой производится откачка с постоянным дебитом Q с момента времени $t=0$, является уравнение Тейса:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u); \quad u = \frac{r^2}{4at}, \quad (\text{VI.16})$$

где функция $W(u)$ определяется по табл. VI.4.

Уравнение (VI.16) справедливо для однородного в плане пласта с постоянной проводимостью, границы которого находятся от скважины на расстоянии, большем половины радиуса влияния скважины $R_{вл}$, который при известном параметре a можно оценить по формуле

$$R_{вл} = 3,5 \sqrt{at}. \quad (\text{VI.17})$$

При выводе уравнения (VI.16) реальная скважина заменяется точечным стоком интенсивностью Q , в связи с чем этим уравнением можно пользоваться при условии пренебрежимой малости количества воды, откачиваемой из труб самой скважины, при соблюдении условия

$$\frac{\omega_c s_c}{Qt} < 0,05, \quad (\text{VI.18})$$

где ω_c — площадь горизонтального сечения труб скважины; s_c — понижение уровня воды в скважине.

Для обработки данных кустовой откачки с применением уравнения (VI.16) рекомендуются способы эталонной кривой и полулогарифмического представления зависимости s от t .

Для обоснования способа эталонной кривой прологарифмируем уравнение (VI.16) и выражение аргумента u :

$$\lg s = \lg \frac{Q}{4\pi T} + \lg W, \quad \lg \frac{1}{u} = \lg t + \lg \frac{4a}{r^2}. \quad (\text{VI.19})$$

Если далее составить эталонную кривую по зависимости $\lg W$ от $\lg \frac{1}{u}$ и кривую зависимости $\lg s$ от $\lg t$, то они при одинаковой

Таблица VI.4

Значения функции $W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} dx$

u	$W(u)$	u	$W(u)$	u	$W(u)$
0,00	∞	0,23	1,11	0,46	0,611
0,01	4,01	0,24	1,08	0,47	0,598
0,02	3,35	0,25	1,04	0,48	0,585
0,03	2,96	0,26	1,01	0,49	0,572
0,04	2,68	0,27	0,985	0,50	0,560
0,05	2,47	0,28	0,957	0,55	0,503
0,06	2,30	0,29	0,931	0,60	0,454
0,07	2,15	0,30	0,906	0,70	0,374
0,08	2,03	0,31	0,882	0,80	0,311
0,09	1,92	0,32	0,858	0,90	0,260
0,10	1,82	0,33	0,836	1,00	0,219
0,11	1,74	0,34	0,815	1,10	0,186
0,12	1,66	0,35	0,794	1,20	0,158
0,13	1,59	0,36	0,775	1,30	0,136
0,14	1,52	0,37	0,775	1,40	0,116
0,15	1,46	0,38	0,737	1,50	0,100
0,16	1,41	0,39	0,719	2,00	0,049
0,17	1,36	0,40	0,702	3,00	0,013
0,18	1,31	0,41	0,686		
0,19	1,26	0,42	0,670		
0,20	1,22	0,43	0,655		
0,21	1,18	0,44	0,640		
0,22	1,15	0,45	0,625		

форме будут сдвинуты по осям $\lg s$ и $\lg W$ на величину $\lg \frac{Q}{4\pi T}$, а по осям $\lg \frac{1}{u}$ и $\lg t$ — на величину $\lg \frac{4a}{r^2}$ (рис. VI.3). Отсюда

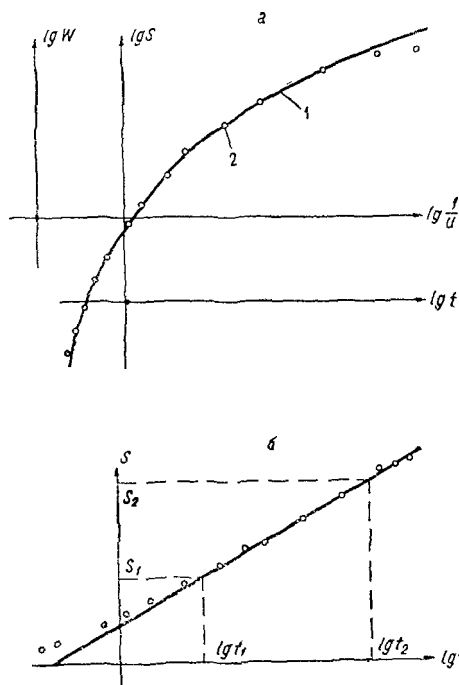


Рис. VI.3. Графики для определения фильтрационных параметров при откачке из совершенной скважины по нестационарному режиму фильтрации: а — эталонный график и его совмещение с билогарифмическим графиком откачки (сплошная линия — 1 — эталонный график, кружки — 2 — опытные точки зависимости $\lg s$ от $\lg t$); б — обработка откачки по графику зависимости s от $\lg t$

ческим признаком применимости принятой расчетной схемы (однородного изолированного пласта с постоянными параметрами).

При длительной откачке, когда аргумент u становится небольшим, можно считать

$$W(u) \cong \ln \frac{2,25at}{r^2}, \quad (\text{VI.20})$$

следует способ обработки: опытные точки зависимости s от t для обрабатываемой наблюдательной скважины наносятся на график зависимости $\lg s$ от $\lg t$, после чего на этот график накладывается эталонная кривая зависимости $\lg W$ от $\lg \frac{1}{u}$ (построенная предварительно на кальке) так, чтобы эталонная кривая наилучшим образом совпадала с опытными точками. С совмещенных графиков снимают координаты любой точки и находят параметры из выражений

$$\lg \frac{Q}{4\pi T} = \lg s - \lg W,$$

$$\lg \frac{4a}{r^2} = \lg \frac{1}{u} - \lg t. \quad (\text{VI.19a})$$

При наличии двух и более наблюдательных скважин аналогичную методику обработки опытных данных можно обобщить, составляя единый график зависимости $\lg s$ от $\lg \frac{t}{r^2}$, который

должен совпадать для всех скважин; это положение является важным диагностическим

и зависимость s от t принимает полулогарифмический характер. В этом случае график зависимости s от $\lg t$, построенный по опытным точкам, будет иметь прямолинейный характер, подчиняющийся уравнению

$$s = 0,183 \frac{Q}{T} \left(\lg t + \lg \frac{2,25a}{r^2} \right). \quad (\text{VI.21})$$

Уравнение (VI.21) обуславливает наступление квазистационарного режима [2, 4]; поскольку соотношение (VI.20) с точностью до 5% применимо при $u \leq 0,09$, то время $t_{\text{кв}}$ наступления квазистационарного режима определится по формуле

$$t_{\text{кв}} = \frac{r^2}{0,36a} \cong 3 \frac{r^2}{a}. \quad (\text{VI.21a})$$

Если нанести опытные точки на график зависимости s от $\lg t$, провести через них прямую линию и на этой прямой отфиксировать две точки с понижениями s_1 и s_2 , соответствующие значениям $\lg t_1$ и $\lg t_2$, то в соответствии с (VI.21) величину проводимости T можно определить по формуле

$$T = 0,183 \frac{Q}{s_2 - s_1} (\lg t_2 - \lg t_1) = 0,183 \frac{Q}{s_2 - s_1} \lg \frac{t_2}{t_1}, \quad (\text{VI.22})$$

а затем определить коэффициент пьезопроводности a из выражения

$$\lg \frac{2,25a}{r^2} = 5,46 \frac{T}{Q} s - \lg t. \quad (\text{VI.22a})$$

Восстановление уровней после откачки. Режим восстановления уровня после откачки, проведенной с постоянным дебитом Q в течение времени t_0 , определяется следующим уравнением для понижения уровня s от статического:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} |W(u) - W(u')|; \quad u = \frac{r^2}{4at}; \quad u' = \frac{r^2}{4at'}, \quad (\text{VI.23})$$

где время t отсчитывается от момента начала откачки, а время t' — от момента ее прекращения, т. е. $t = t_0 + t'$ и $t' = t - t_0$.

В этом случае обработка данных проводится обычно по начальному или конечному периодам восстановления уровней.

В начальный период восстановления уровней, когда $t' < 0,1 t_0$, скорость снижения уровня воды в конце откачки значительно меньше скорости восстановления уровней, и в уравнении (VI.24) можно пренебрегать изменением $W(u)$ по сравнению с $W(u')$ и считать $W(u) = W(u_0)$, где $u_0 = \frac{r^2}{4at_0}$. Поскольку в этом случае

$\frac{Q}{4\pi T} W(u_0) = s_0$, где s_0 — понижение уровня в конце откачки,

то из уравнения (VI.23) получается следующее выражение для подъема (восстановления) уровня ΔH после остановки откачки:

$$\Delta H = s_0 - s = \frac{Q}{4\pi T} W(u'), \quad (\text{VI.24})$$

которое совпадает с уравнением (VI.16), если заменить в нем s на ΔH и t на t' .

Из этого следует, что восстановление уровней после длительной откачки подчиняется тем же закономерностям, что и снижение уровня в процессе первоначальной откачки, так что для обработки опытных данных в этом случае можно пользоваться методикой, разобранный выше применительно к опытной откачке, заменяя только во всех зависимостях понижение s на повышение уровня ΔH от предельного уровня, достигнутого в конце откачки, и отсчитывая время от момента остановки откачки. Наиболее простым методом расчета в этом случае является использование зависимостей (VI.21) и (VI.22) с заменой s на ΔH и t на t' . При этом необходимо учитывать, что применение этого метода ограничивается интервалом времени $t_{\text{кв}} < t' < 0,1 t_0$, где $t_{\text{кв}}$ — время наступления квазистационарного режима восстановления уровней в данной точке, определяемое по формуле (VI.21a). Для наблюдательных скважин (особенно при кратковременных откачках) интервал времени t' , отвечающий указанному условию, обычно очень мал либо отсутствует совсем, что практически исключает возможность обработки данных по формулам (VI.22) и (VI.22a).

Конечный период характеризуется условием $u' < 0,1$, когда функции $W(u)$ и $W(u')$ можно заменить их логарифмическим представлением согласно (VI.20), после чего уравнение (VI.23) принимает вид

$$s = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t'}. \quad (\text{VI.25})$$

В этом случае удобно нанести опытные точки на график зависимости s от $\lg \frac{t}{t'}$, где они согласно (VI.25) должны лечь на прямую линию, проходящую в начало координат. Фиксируя на этой прямой любую точку, определим проводимость T по формуле

$$T = 0,183 \frac{Q}{s} \lg \frac{t}{t'}. \quad (\text{VI.25a})$$

Уравнение (VI.25) дает возможность оценить только водопродоводность пласта. Для определения коэффициента пьезопроводности по конечному периоду восстановления представим величину повышения уровня ΔH в виде

$$\begin{aligned} \Delta H = s_0 - s &= 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25at_0}{r^2} - 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{t}{t'} = \\ &= 0,183 \frac{Q}{T} \left(\lg t'' + \lg \frac{2,25a}{r^2} \right); \quad t'' = \frac{t_0}{t} t'. \end{aligned} \quad (\text{VI.26})$$

Уравнения (VI.21) и (VI.26) формально идентичны, поэтому для длительного времени восстановления уровней (при $t' > t_{\text{ув}}$) можно использовать приемы определения параметров T и a , рассмотренные применительно к первоначальной откачке, заменяя в расчетных формулах s на ΔH и t на t'' .

Идентичность выражений (VI.21) и (VI.26) определяет необходимость совпадения графиков снижения (s от $\lg t$) и восстановления (ΔH от $\lg t''$) уровней. Фактическое их расхождение свидетельствует об изменении в процессе откачки статического уровня или параметров (обобщенного коэффициента пьезопроводности или расчетного радиуса скважины).

Применимость всех приведенных выше зависимостей ограничивается условием (VI.18), в котором вместо t надо задавать время восстановления уровня t' , а понижение уровня в скважине s_c берется на конец откачки.

ОТКАЧКИ ИЗ СОВЕРШЕННЫХ СКВАЖИН ВО ВЗАИМОДЕЙСТВУЮЩИХ И СЛОИСТЫХ ПЛАСТАХ

Откачка во взаимодействующих пластах. Во взаимодействующих пластах (рис. VI.4, а) приток к скважине осуществляется не

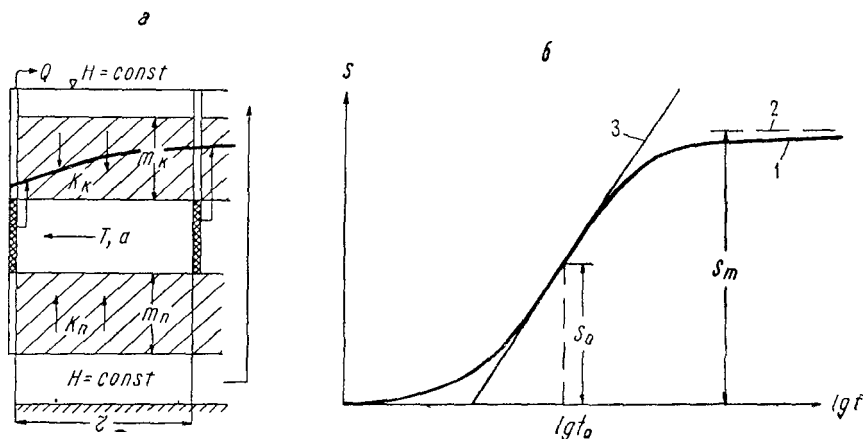


Рис VI 4 Откачка во взаимодействующих пластах.

а — разрез по лучу скважин, б — полулогарифмический график зависимости понижения уровня от времени

только за счет сработки упругих запасов опробуемого пласта, но и за счет перетока воды из соседних пластов через слабопроницаемые слои. Для анализа этого процесса целесообразно рассмотреть наиболее простую схему перетекания, когда напор в соседних водоносных пластах остается постоянным. Понижения в опробуе-

мом водоносном пласте (из которого производится откачка) определяется в этом случае уравнением М Хантуша — Ч Джейкоба [4, 5]:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B); \quad B = \sqrt{\frac{m_K m_{\Pi} T}{k_K m_{\Pi} + k_{\Pi} m_K}}, \quad (\text{VI.27})$$

где $W(u, r/B)$ — специальная функция, значения которой представлены в табл. VI 5, m_K , m_{Π} — мощности, а k_K и k_{Π} — коэффициенты

Таблица VI 5

Значения функции $W(u, r/B)$

u	r/B							
	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,5	2	3
0	3,505	2,229	1,555	1,13	0,842	0,428	0,228	0,079
0,001	3,505							
0,005	3,457	2,229						
0,01	3,288	2,225	1,555	1,13				
0,05	2,311	1,228	1,49	1,121	0,84			
0,1	1,753	1,564	1,312	1,051	0,819	0,421	0,228	
0,5	0,553	0,534	0,504	0,466	0,421	0,301	0,194	0,068
1,0	0,218	0,213	0,207	0,197	0,186	0,151	0,114	0,053
2,0	0,049	0,048	0,047	0,046	0,044	0,04	0,03	0,021

фильтрации слабопроницаемых слоев в кровле и подошве пласта. Для определения параметров можно использовать способ эталонных кривых, представляющих собой графики функции $W(u, r/B)$ от $\frac{1}{u}$

для различных значений r/B , построенные в логарифмическом масштабе, или $\lg W(u, r/B)$ от $\lg 1/u$. Данные о понижении напора в наблюдательных скважинах наносятся на график с координатами s и t в логарифмическом масштабе или $\lg s$ и $\lg t$. При совмещении графиков важно выбрать из серии кривых с различными значениями r/B ту кривую, которая лучше всего ложится на опытные точки. Найдя соответствующую кривую, определяют значение фактора перетекания B .

В том случае, когда имеется несколько наблюдательных скважин, способ эталонной кривой может быть использован с большей надежностью. Данные о снижении напора в наблюдательных скважинах наносятся на график с координатами $\lg s$ и $\lg t/r^2$ (значение r берется соответственно для каждой скважины). Совмещение эталонной кривой с точками графика должно происходить таким образом, чтобы значения r/B были кратными расстояниям r до наблюдательных скважин. После совмещения графиков определение параметров производится по смещению координат фиксированной точки одного графика относительно другого:

$$T = \frac{Q}{4\pi s^0} W^0(u, r/B); \quad a^* = 0,25 \left(\frac{r^2}{r} \right)^0 \left(\frac{1}{u} \right)^0, \quad (\text{VI.28})$$

где s^0 и $\left(\frac{t}{r^2} \right)^0$ — координаты выбранной точки на графике с фактическим материалом, а $W^0(u, r/B)^0$ и $(1/u)^0$ — координаты этой же точки на осях графика эталонной кривой.

Особенности снижения напора в период нестационарного режима хорошо видны на графике, построенном в координатах $s - \lg t$ или $s - \lg t/r^2$ (рис. VI.4, б). Характерной особенностью графика (I) является точка перегиба, соответствующая периоду, когда половина расхода скважины компенсируется перетоком из соседних горизонтов. Время t_0 , соответствующее точке перегиба, уклон касательной θ (3) и понижение в этой точке определяются следующими выражениями:

$$t_0 = \frac{rB}{2a^*}; \quad \theta = 0,183 \frac{Q}{T} e^{-r/B}; \quad s_0 = \frac{Q}{4\pi T} K_0(r/B). \quad (\text{VI.29})$$

Эти свойства полулогарифмического графика удобно использовать для интерпретации данных опытных откачек. С этой целью строится график понижения s от $\lg t$ и визуальнo определяют точку перегиба. Положение этой точки можно скорректировать исходя из условия $s_0 = 0,5 s_m$, где s_m — понижение, соответствующее стационарному состоянию. Затем находится значение времени t_0 , проводится касательная в точке прогиба и определяется ее уклон θ . Связь между понижением s_0 (2) и уклоном касательной в этой точке θ определяется соотношением

$$2,3 \frac{s_0}{\theta} = e^{r/B} K_0(r/B) = F(r/B). \quad (\text{VI.30})$$

Из этого соотношения величина r/B находится по приведенным значениям функции $F(r/B)$:

r/B	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6
$K_0(r/B)$	2,4	1,7	1,37	1,11	0,92	0,77	0,56	0,42	0,31	0,24	0,19
$F(r/B)$	2,6	2,1	1,85	1,66	1,52	1,42	1,26	1,14	1,05	0,98	0,93

Далее, исходя из выражений (VI.29) можно определить проницаемость и коэффициент пьезопроводности:

$$T = \frac{Q}{4\pi s_0} K_0(r/B); \quad a^* = \frac{rB}{2t_0}. \quad (\text{VI.31})$$

Наиболее достоверными данными для определения параметра перетекания, а также проницаемости пласта, являются максимальные понижения s_m , соответствующие стационарному режиму, которые в этом случае описываются уравнением

$$s_m = \frac{Q}{2\pi T} K_0(r/B), \quad (\text{VI.32})$$

причем для малых значений аргумента, определяемых условием

$$r/B < 0,03, \quad (\text{VI.32a})$$

можно считать

$$s_m = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{1,12B}{r}. \quad (\text{VI.32б})$$

Параметры могут быть определены способом эталонной кривой, представляющей собой график функции $K_0(r/B)$, построенный в логарифмическом масштабе. Для близких наблюдательных скважин может оказаться целесообразным графический способ определения параметров, основанный на анализе графика $s - \lg r$. Заметим, что такие операции можно производить и с данными понижений уровня в точке перегиба кривой на графике $s - \lg t$, поскольку $s_m = 2s_0$.

Более подробно методика интерпретации таких откачек описана в работе [5].

Откачки в двухслойном пласте. Двухслойная схема строения достаточно типична для верхней части водонасыщенной толщи.

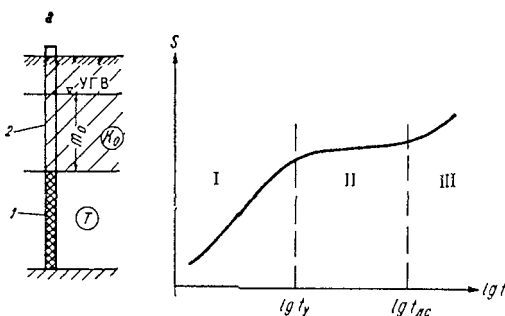


Рис VI.5 Откачка в двухслойном пласте:

a — схема строения (1 — фильтр, 2 — глухая часть скважины), b — полулогарифмический график зависимости понижения уровня от времени

Особенностью этой схемы является то, что свободная поверхность подземных вод находится в слабопроницаемом слое, перекрывающем водоносный горизонт (рис. VI.5, a). Для откачки в двухслойном пласте характерны три этапа снижения уровня. Этап I — упруго-гравитационного режима — связан со сработкой упругих запасов в водоносном горизонте и в слабопроницаемом слое. Этот этап откачки завершается стабилизацией напоров, обусловленной тем, что снижение свободной поверхности в начале откачки мало в сравнении с понижением в основном горизонте (рис. VI.5, b).

вследствие того, что водоотдача μ , как правило, на два-три порядка больше упругой водоотдачи водоносного горизонта μ^* .

Длительность первого этапа откачки (t_y) обычно невелика и в редких случаях может превышать одни сутки; ее можно оценить по формуле

$$t_y \approx 5 \frac{m_0}{k_0} \mu^*. \quad (\text{VI.33})$$

Этап II — ложностационарного режима — характеризуется весьма замедленным темпом снижения напоров. Продолжительность этапа II может быть весьма длительной, во всяком случае соизмеримой с длительностью откачки; его величину можно оценить по формуле

$$t_{\text{лс}} \cong 5 \frac{m_0}{k_0} \mu. \quad (\text{VI.33a})$$

Этап III — гравитационного режима. Здесь снова начинается снижение напора в водоносном горизонте, определяемое главным образом гравитационной водоотдачей.

Обработку данных таких откачек удобно начинать с этапа II, где понижение $s_{\text{п}}$ в точке перегиба описывается уравнением (VI.32) при

$$B = \sqrt{\frac{m_0 T}{k_0}}. \quad (\text{VI.34})$$

Наилучшим образом такая обработка ведется путем построения билогарифмического графика $s_{\text{п}}(r)$ и наложения его на эталонный билогарифмический график $K_0(r/B)$.

Обработку данных этапа I можно производить так же, как для рассмотренного выше случая откачки во взаимодействующих пластах, при B , также определяемом выражением (VI.34); по данным этого этапа определяется проводимость и фактор перетекания.

Обработка данных этапа III в общем виде довольно сложна [5]. При достаточно полно выраженном гравитационном режиме, свидетельством чего является совмещение данных по всем скважинам на одной прямой на графике $s - \lg t/r^2$, можно использовать способ Джейкоба, следуя уравнению (VI.21).

ОТКАЧКИ И НАЛИВЫ В НЕСОВЕРШЕННЫХ СКВАЖИНАХ

Экспресс-налив в несовершенную скважину. При экспресс-наливе в скважину (рис. VI.6) одновременно (теоретически мгновенно) заливается некоторый объем воды V , обуславливающий начальный подъем уровня воды на величину $H_0 = V/\omega_{\text{т}}$, где $\omega_{\text{т}}$ —

площадь внутреннего сечения ствола скважины, после чего производятся замеры восстановления уровня воды в скважине. Считая режим фильтрации квазистационарным, имеем следующее уравнение восстановления уровня воды в скважине [4]:

$$\lg \frac{H_0}{H} = \theta t; \quad \theta = \frac{k l^0}{\omega_T}, \quad (\text{VI.35})$$

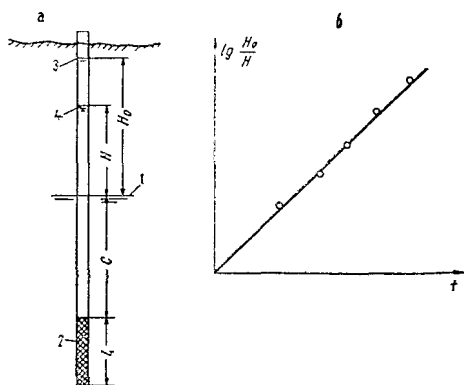


Рис. VI.6. Экспресс-налив в несовершенную скважину:

а — схема опыта (1 — уровень грунтовых вод, 2 — фильтр, 3 — исходный уровень воды, 4 — текущий уровень воды); б — расчетный график

где величина l^0 представляет собой некоторый расчетный размер скважины; в случае скважины с фильтром длиной l и радиусом r_c при заглублении фильтра под уровень свободной поверхности на расстояние больше $1,5l$

$$l^0 = \frac{2,3l}{\lg \frac{0,7l}{r_c}}. \quad (\text{VI.35a})$$

Для обработки рекомендуется наложить данные экспресс-налива на график зависимости $\lg \frac{H_0}{H}$ от t , который должен давать прямую линию, приходящую в начало координат. Сняв с этой прямой любую точку, определим значения параметра θ и коэффициента фильтрации:

$$\theta = \frac{2,3}{t} \lg \frac{H_0}{H}; \quad k = \frac{\omega_T \theta}{l^0}. \quad (\text{VI.36})$$

Практика использования экспресс-наливов показывает, что в начальном периоде иногда возникают аномальные условия фильтрации, приводящие к тому что график зависимости $\lg \frac{H_0}{H}$ от t оказывается криволинейным или не приходит в начало координат. В этом случае при обработке данных рекомендуется исключать начальный период, сдвигая расчетный начальный момент времени с соответствующим изменением начального напора H_0 .

Следует иметь в виду, что данные экспресс-наливов дают приближенную оценку проницаемости опробуемых пород, поскольку в процессе опыта неизбежно сказывается влияние сопротивления прифильтровой зоны скважины. Причем отклонения в величине коэффициента фильтрации могут быть в большую или меньшую

сторону в зависимости от типа бурения скважины и конструкции ее фильтра.

Данные экспресс-наливов эффективно используются для оценки «инерционности» открытых наблюдательных скважин, определяющей собой погрешность замера уровней при нестационарном режиме фильтрации [4].

Откачки при стационарном режиме. При откачках из несовершенных скважин период нестационарного режима имеет обычно сравнительно небольшую длительность, в связи с чем методика интерпретации таких откачек рассматривается далее при стационарном режиме.

Общее решение для понижения уровня s при откачке из несовершенной скважины с дебитом Q в неограниченном или полуограниченном по мощности пласте удобно представить в следующем виде [5]:

$$s = \frac{Q}{4\pi k r^0}, \quad (\text{VI.37})$$

где r^0 — расчетное расстояние от центральной до наблюдательной скважины, выражения для которого зависят от строения водоносного пласта и расположения центральной и наблюдательной скважин относительно границ (кровли и подошвы) пласта.

Для изотропного неограниченного по мощности пласта величина r^0 может определяться следующим образом (обозначения см. на рис. VI.7):

$$r^0 = r_0 \quad \text{при} \quad r_0 > l, \quad (\text{VI.38})$$

$$r^0 = \sqrt{r_1 r_2} \quad \text{при} \quad 0,25l < r^0 < l, \quad (\text{VI.38a})$$

$$r^0 = \frac{0,217l}{\lg \frac{l}{r}} \quad \text{при} \quad r_0 < 0,25l \quad \text{и} \quad -0,5l < z < 0,5l, \quad (\text{VI.38б})$$

$$r^0 = \frac{0,217l}{\lg \frac{0,7l}{r_c}} \quad \text{для центральной скважины.} \quad (\text{VI.38в})$$

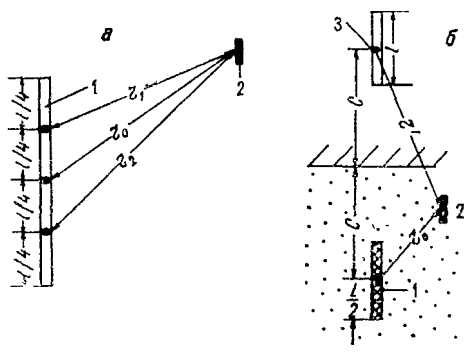


Рис. VI.7. Схемы расположения несовершенных скважин:

a — обозначения расстояний между центральной и наблюдательной скважиной, $б$ — скважина вблизи кровли (подошвы) пласта (1 — центральная скважина, 2 — наблюдательная скважина, 3 — отраженная центральная скважина)

Для случая полуограниченного пласта (рис. VI.7, б), используя принцип зеркальных отражений, можно показать, что в формуле (VI.37) следует принимать

$$r^0 = r_0^0 \frac{r'}{r_0^0 + r'}, \quad (\text{VI.39})$$

где r_0^0 — величина r^0 , определяемая для схемы неограниченного пласта из выражений (VI.38), а r' — расстояние от наблюдательной скважины до отраженной центральной относительно границы (кровли или подошвы пласта), причем для центральной скважины и точек вблизи ее можно принимать $r' \cong 2c$.

Пользуясь выражением (VI.37), можно рассчитывать коэффициент фильтрации по данным о стационарных понижениях уровня при откачках:

$$k = \frac{Q}{4\pi r_s^0}, \quad (\text{VI.40})$$

а по понижению в центральной скважине радиуса r_c определять расчетный радиус скважины r_c^0 из выражения

$$\lg \frac{r_c}{r_c^0} = 2,73 \frac{k l s_c}{Q} - \lg \frac{0,7l}{r_c}. \quad (\text{VI.41})$$

Применение изложенных выше зависимостей предполагает следующие условия.

Схема неограниченного пласта может использоваться, если расстояние до верхней и нижней границ опробуемого пласта превышает три-четыре длины фильтра; схема полуограниченного пласта применима при расположении скважин вблизи кровли пласта, но на расстоянии, большем $(3 \div 4) l$ от подошвы пласта, или при расположении скважин вблизи подошвы пласта, но на расстоянии, большем $(3 \div 4) l$ от кровли пласта; эта схема может применяться для откачки из безнапорного пласта при заглублении фильтра центральной скважины под уровень свободной поверхности настолько, чтобы снижение уровня над скважиной было не более 0,2 с; при этом расчетное положение верхнего водоупора устанавливается соответствующим свободной поверхности потока.

Приведенные выше расчетные зависимости могут быть распространены и на условия однородно-анизотропного пласта путем использования известного приема преобразования координат [4].

Методика расчетов откачек из несовершенных скважин в однородных пластах ограниченной мощности обычно основывается на методике, используемой для совершенных скважин, с введением поправок на гидродинамическое несовершенство [3, 5].

Задача VI.1.

Стационарная откачка из совершенной скважины

Опытной откачкой опробовался горизонт грунтовых вод, приуроченный к аллювиальным отложениям (рис VI.8), которые представлены преимущественно разнородными песками с большим количеством гравия и гальки; встречаются прослои с преобладанием гравия и гальки. Общая мощность этих отложений уве-

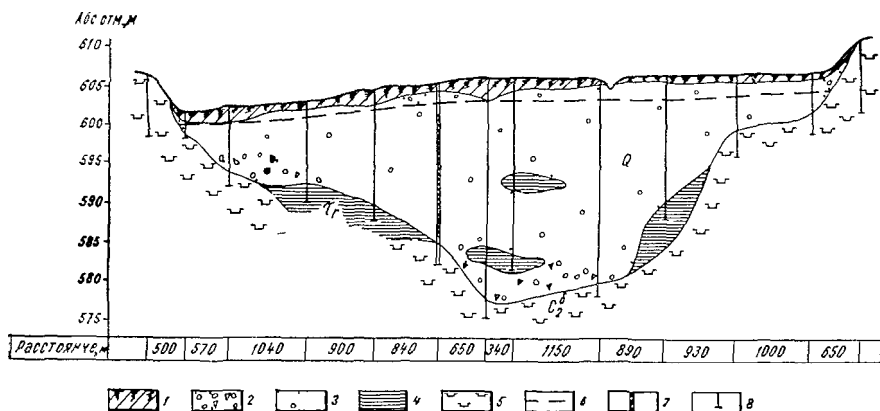


Рис VI.8 Гидрогеологический разрез через долину реки
 1 — суглинок и почвенный слой; 2 — гравий, галька и щебень с разнородным песком, 3 — песок разнородный с гравием и галькой, 4 — глина, 5 — порфириды, 6 — уровень грунтовых вод; 7 — фильтр центральной скважины; 8 — разведочная скважина

личивается от бортов к осевой части долины от 2—5 до 20—25 м. Верхняя часть разреза сложена супесчано-суглинистыми породами мощностью 1—2 м. Грунтовые воды залегают в долине реки на глубине от 2 до 4 м. Ширина долины в районе работ 7—8 км. В основании аллювиальной толщи залегают третичные глины и палеозойские эффузивные породы. Опытный участок располагается в центральной части долины, где мощность грунтового потока составляет 18—20 м. Откачка проводилась из скважины радиусом $r_c=0,1$ м с тремя понижениями уровня водоносного горизонта. Наблюдения за изменением напоров проводились в центральной и 12 наблюдательных скважинах, расположенных по 4 лучам. Наиболее удаленные наблюдательные скважины, находящиеся на расстоянии 250 м от центральной, не зафиксировали изменения напора в процессе откачки.

В табл. VI.6 приводится дебит откачки на каждом из ее этапов, продолжительность каждого этапа и понижения в центральной и наблюдательных скважинах на период стационарного режима; даны расстояния от центральной до наблюдательных скважин.

Данные опытной откачки

№ понижения	Дебит центр скв., м³/сут	Понижения в скважинах s, м										Продолжительность по понижению, час	
		центр $r_c = 0,1$	луч I		луч II			луч III		луч IV			
			скв 1 $r=5$ м	скв 2 $r=50$ м	скв 1 $r=10$ м	скв 5 $r=50$ м	скв 6 $r=250$ м	скв 7 $r=5$ м	скв 8 $r=50$ м	скв 10 $r=5$ м	скв 11 $r=10$ м		
I	1000	0,64	0,36	0,09	0,3	0,12	—	0,43	0,12	0,37	0,30	48	
II	2120	1,86	0,86	0,2	0,62	0,16	—	1,01	0,16	0,84	0,67	44	
III	2350	2,75	1,06	0,22	0,82	0,23	—	1,26	0,24	1,11	0,89	170	

Требуется: 1) используя материалы опытной откачки (табл. VI.7), провести определение проводимости пласта T и расчетного радиуса центральной скважины r_c^0 ; 2) проанализировать зависимость дебита скважины Q_c от понижения S_c и в случае отклонения от линейной зависимости вскрыть причины, обусловившие это отклонение.

Обоснование фильтрационной схемы. 1 Рассматривается стационарный радиальный поток, структура которого определяется откачкой из совершенной по степени вскрытия скважины радиусом $r_c = 0,1$ м. 2. Отсутствие изменения напоров в наблюдательных скважинах, отстоящих от центральной на расстоянии 250 м, позволяет принять схему неограниченного пласта, поскольку ширина долины реки существенно превышает эти размеры и составляет 7—8 км. 3. Поскольку максимальное понижение в центральной скважине составляет всего 15% общей мощности водоносного пласта ($m = 18$ м), а понижения в наблюдательных скважинах не превышают 3—5% от этой величины, то изменения мощности пласта в плане в процессе откачки можно не учитывать. Поскольку, кроме того, не наблюдается и закономерного изменения литологического состава водовмещающих пород в плане, то для рассматриваемых условий может быть принята схема однородного по площади пласта с постоянной проводимостью.

Решение задачи начинаем с определения проводимости потока T по данным понижений в наблюдательных скважинах, используя зависимость (VI.2). Приведем расчет по I понижению (при дебите $Q_c = 1000$ м³/сут) для скважин 1 и 2, отстоящих от центральной на расстоянии 5 и 50 м. В табл. VI.6 даны понижения в этих скважинах: $s_1 = 0,36$ м; $s_2 = 0,09$ м.

Проводимость потока T здесь будет:

$$T = 0,366 \frac{Q_c}{s_1 - s_2} \lg \frac{r_2}{r_1} = 0,366 \frac{1000}{0,36 - 0,09} \lg \frac{50}{5} = 1360 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Значения этого параметра, полученные по другим скважинам, приведены в табл. VI.7.

Таблица VI.7

Результаты обработки опытной откачки

№ понижения	Проводимость пласта T , м ² /сут					Расчетный радиус центральной скважины r_c^0 , м
	луч I	луч II	луч III	луч IV	расчетное значение	
I	1360	1420	1180	1570	1260	0,69
II	1180	1180	1030	1370	1120	0,18
III	1020	1020	840	1180	970	0,07

Результаты обработки свидетельствуют о некотором уменьшении расчетных значений проводимости потока при каждой по-

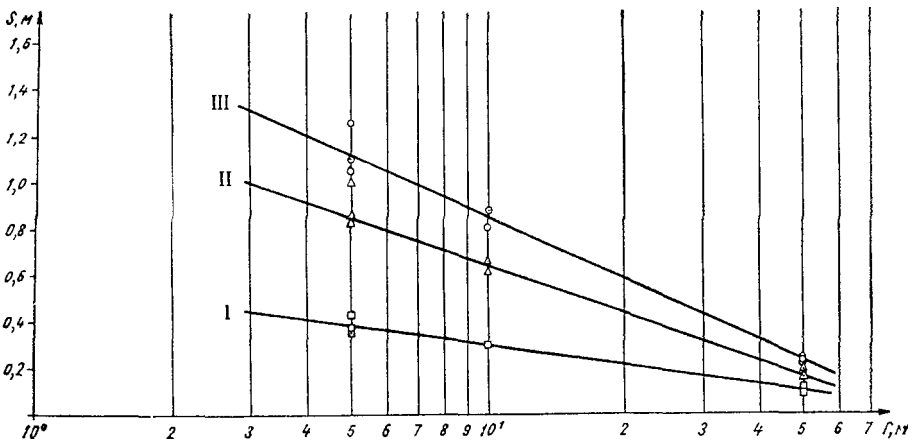


Рис. VI.9. Графики зависимости $s(\lg r)$ при различных понижениях уровня в центральной скважине

следующей ступени откачки, что может объясняться недостаточно полным установлением квазистационарного режима при начальных этапах откачки.

Таким образом, расчетное значение проводимости целесообразно оценивать в данном случае по результатам откачки при III понижении. Для этого нанесем имеющиеся данные по III понижению на график в координатах $s - \lg r$ (рис. VI.9) и проведем обобщающую прямую линию, характеризующую некоторую среднюю по 4 лучам зависимость $s(\lg r)$. Расчетное значение проводимости вычисляем по (VI.2), выбрав на этой прямой две любые точки, например с понижениями $s_1 = 1,12$ м и $s_2 = 0,23$ м на расстояниях $r_1 = 5$ м и $r_2 = 50$ м от центральной скважины. Имея в виду, что дебит откачки Q_c при III понижении составлял 2350 м³/сут, получим

$$T = 0,366 \frac{2350}{1,12-0,23} \lg \frac{50}{5} = 970 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

При расчетах параметров по центральной скважине установим прежде всего характер зависимости дебита скважины Q_c от понижения s_c , построив для этого график зависимости Q от s_c (рис. VI.10). График показывает, что имеется отклонение от линейной зависимости и необходимо провести анализ комплекса факторов, которые могут вызвать возникшие отклонения.

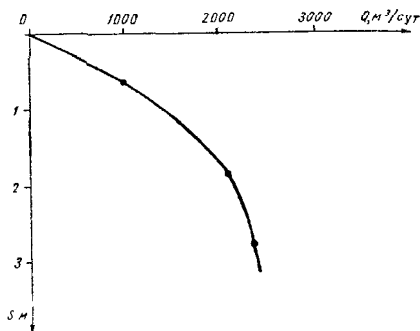


Рис VI.10. График зависимости дебита Q от понижения s_c в центральной скважине

Проверим возможность нарушения линейной зависимости $Q(s)$ под действием гидравлических факторов. В связи с этим вычислим скорость фильтрации на стенках скважины и сопоставим ее с критической скоростью, определив тем самым, соблюдается ли закон Дарси. Скорость филь-

трации на стенках скважины вычислим по зависимости

$$v_c = \frac{Q_c}{2\pi l r_c} = \frac{2350}{6,28 \cdot 15 \cdot 0,1} = 250 \text{ м/сут,}$$

где $l=15$ м — длина водоприемной части скважины.

Критическую скорость фильтрации определим по (I.9). При $v=0,01$ см²/сек, $q=981$ см²/сек, $n=0,3$ и $k \cong 60$ м/сут $\cong 0,07$ см/сек:

$$\begin{aligned} v_{кр} &= 0,09 \sqrt{0,7} \cdot \sqrt{\frac{0,01 \cdot 981}{0,07}} = 0,09 \cdot 0,85 \cdot 11,8 = \\ &= 0,9 \text{ см/сек} = 780 \text{ м/сут.} \end{aligned}$$

Расчеты показали, что скорость фильтрации на стенках скважины существенно меньше критической скорости фильтрации для этих условий и, следовательно, нарушение линейного закона фильтрации при проведении откачки не наблюдалось.

Оценим теперь гидравлические потери напора $\Delta H_{тр}$ в водоподъемных трубах, воспользовавшись формулой Дарси — Вейсбаха (VI.15):

$$\Delta H_{тр} = \lambda \frac{L_{тр}}{d_{тр}^5} \cdot \frac{Q^2}{2g}; \quad \lambda = 0,04 - 0,002 d_{тр}''.$$

Принимая, что $\lambda = 0,01 d_{тр}'' = 0,01 \cdot 8 = 0,08$, $L_{тр} = 10$ м, $Q = 2350$ м³/сут, получим

$$\Delta H_{\text{тр}} = 0,08 \frac{10 \cdot 100}{32 \cdot 10^5} \cdot \frac{2350 \cdot 10^6}{86 \cdot 400} \cdot \frac{2350 \cdot 10^6}{86 \cdot 400 \cdot 981 \cdot 2} = 6,5 \text{ см.}$$

Полученное значение $\Delta H_{\text{тр}}$ не может существенно повлиять на форму графика $Q=f(s)$.

Таким образом, оценивая возможные причины усложнения зависимости $Q(s)$, можно утверждать, что определяющим фактором здесь должно быть изменение фильтрационного сопротивления при-скважинной зоны в процессе откачки за счет проявления фильтрационных деформаций. Для количественной оценки этого сопротивления вычислим, пользуясь выражением (VI.3), расчетный радиус центральной скважины r_c^0 и проанализируем его изменение при различных дебитах откачки. При оценке r_c^0 в соответствии с номером понижения принимается расчетное значение проводимости потока, вычисленное по рассмотренной выше методике. Графики для определения расчетного значения проводимости и расчетного радиуса скважины r_c^0 по каждому понижению приведены на рис. VI.9, а результаты расчета — в табл. VI.8.

Так, для 1-го этапа откачки с дебитом $Q_c = 1000 \text{ м}^3/\text{сут}$ расчетный радиус r_c^0 определяется с учетом проводимости $T = 1260 \text{ м}^2/\text{сут}$, для чего в любой точке графика (рис. VI.9) снимается значение понижения ($s = 0,39 \text{ м}$) и расстояния до центральной скважины ($r = 5 \text{ м}$). Далее по формуле (VI.3) вычисляется значение r_c^0 :

$$\lg \frac{r}{r_c^0} = 2,73 \frac{T(s_c - s)}{Q_c} = 2,73 \frac{1260(0,64 - 0,39)}{1000} = 0,86;$$

$$\frac{r}{r_c^0} = 7,25; \quad r_c^0 = \frac{5}{7,25} = 0,69 \text{ м.}$$

Проанализировав результаты расчета (табл. VI.8), можно отметить некоторое ухудшение фильтрационных свойств при-скважинной зоны, происходящее в процессе проведения откачки.

Используя выражения (VI.3) и (VI.4), можно найти величину Δs_c , характеризующую дополнительное понижение в центральной скважине, вызванное влиянием сопротивления при-скважинной зоны.

Проведем оценку Δs_c для III понижения, при котором $r_c^0 = 0,07 \text{ м}$:

$$\Delta f_c = 0,366 \lg \frac{r_c}{r_c^0} = 0,366 \lg \frac{0,1}{0,07} = 0,366 \lg 1,43 = 0,366 \cdot 0,155 = 0,057,$$

$$\Delta s_c = \frac{Q}{T} \cdot \Delta f_c = \frac{2350}{970} \cdot 0,057 = 0,14 \text{ м.}$$

Результаты расчета показали, что влияние сопротивления при-скважинной зоны незначительно, поскольку оно вызывает незначительное дополнительное понижение в центральной скважине.

Задача VI.2.

Определение параметров по данным опытных откачек при неустановившемся режиме

Опробуемый водоносный горизонт представлен песчаниками верхнемелового возраста мощностью 45 м. Сверху и снизу водоносный горизонт отделен прослоями плотных глин. Напор в водоносном горизонте на 10 м выше поверхности земли. Для оценки параметров этого горизонта из скв. 1, оборудованной фильтром радиусом $r_c = 0,1$ м, проводилась откачка с постоянным расходом $Q = 233$ м³/сут в режиме самоизлива. Расход регулировался задвижкой Лудло на устье скважины. Значения понижения от напора замерялись ртутными манометрами в самой центральной скважине и в двух наблюдательных скв. 2 и 3, находящихся соответственно на расстоянии 250 и 500 м, и представлены ниже:

Время, мин.		0	30	60	90	180	300	480	600	780	960	1260	1440
Величина понижения s, см в скважинах	скв. 2	0	4	12	15	30	40	44	46	50	51	58	64
	скв. 3	0	0	0	0	7,0	12,6	16	20	24	27	30	42

Требуется определить проводимость водоносного горизонта T м²/сут, коэффициент пьезопроводности a м²/сут и расчетный радиус центральной скважины.

При решении можно принять схему неограниченного в плане пласта в силу того, что центральная скважина удалена от границ водоносного горизонта на значительное расстояние.

1. Для определения искомых параметров воспользуемся способом эталонной кривой (гл. VI) применительно к данным о снижении напора в наблюдательных скважинах. Графики $\lg s$ от $\lg t$ строятся по следующим данным:

$\lg t$, мин		1,48	1,78	1,95	2,25	2,48	2,68	2,78	2,89	2,98	3,1	3,16
$\lg s$, см	скв. 2	0,6	1,08	1,18	1,48	1,6	1,64	1,67	1,7	1,73	1,76	1,81
по скважи- нам	скв. 3	—	—	—	0,85	1,1	1,2	1,3	1,38	1,43	1,48	1,51

Наносим точки, соответствующие величинам $\lg s$ и $\lg t$, на график, построенный в масштабе эталонной кривой. На точки накладывается эталонная кривая, вычерченная на кальке, таким образом, чтобы она совпала с максимальным числом точек при сохранении параллельности координатных осей (рис. VI.11). После этого находим пересечение оси $\lg \frac{1}{u}$ эталонной кривой с осью $\lg s$ в точке $\lg s_2^0 = \lg \frac{Q}{T}$ и точку пересечения оси $\lg W(u)$ с осью $\lg t$ в точке $\lg t_2^0 = \lg \frac{r^2}{4a}$; так, для скв. 2 $\lg s_2^0 = 2,32$ и $\lg t_2^0 = 1,4$. Соответственно $s_2^0 = 217$ см и $t_2^0 = 25$ мин.

Далее находим проводимость

$$T = \frac{Q}{s_2^0} = \frac{233}{217 \cdot 0,01} = 107 \text{ м}^2/\text{сут}$$

и коэффициент пьезопроводности

$$a^* = \frac{r^2}{4t_2^0} = \frac{6,25 \cdot 10^4 \cdot 1440}{4 \cdot 25} = 9 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

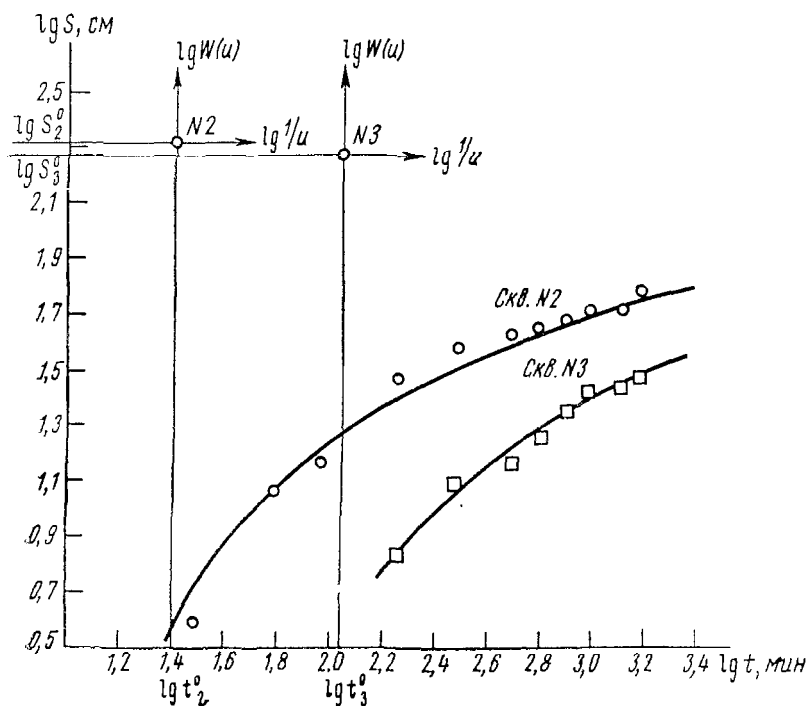


Рис. VI.11. К определению параметров методом эталонной кривой

Таким же образом определяем значения искомых параметров по данным о снижении давления в скв. 3. Проводимость T

$$\lg s_3^0 = 2,25; \quad s_3^0 = 180 \text{ см};$$

$$T = \frac{Q}{s_3^0} = \frac{233}{1,80 \cdot 0,01} = 130 \text{ м}^2/\text{сут}$$

и коэффициент пьезопроводности a^*

$$\lg t_3^0 = 2,04; \quad t_3^0 = 110 \text{ мин};$$

$$a^* = \frac{r_3^2}{4t_3^0} = \frac{2,5 \cdot 10^5 \cdot 1440}{4 \cdot 110} = 8,2 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Как видно, величины параметров, определенных по скв. 2 и 3, хорошо согласуются между собой. В качестве расчетных можно принять средние величины параметров $T=115 \text{ м}^2/\text{сут}$ и $a=8,5 \times 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}$; соответственно коэффициент упругой водоотдачи

$$\mu = \frac{120}{8,5 \cdot 10^5} = 1,4 \cdot 10^{-4}.$$

2. В связи с тем что с некоторого момента времени для наблюдательных скважин выполняется условие $U < 0,09$, интерпре-

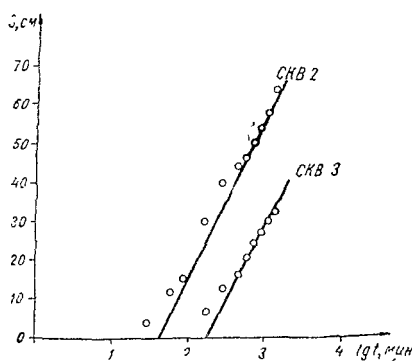


Рис. VI.12. Графики зависимости s от $\lg t$ для скв. 2 и 3

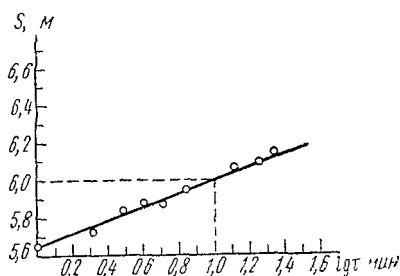


Рис. VI.13. График зависимости s от $\lg t$ для центральной скважины

тацию данных откачки можно проводить графическим способом с использованием зависимости (VI.21). При этом период времени наступления квазистационарного режима определим для каждой скважины по формуле (VI.21a) при $a^*=8,2 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}$. Так, для скв. 2 $t_{\text{кв}} \cong 330 \text{ мин}$, а для скв. 3 $t_{\text{кв}} \cong 1300 \text{ мин}$. Как видно, для скв. 3 квазистационарный режим наступает только на заключительных стадиях откачки.

На графике, построенном в координатах s и $\lg t$ (рис. VI.12), хорошо видно, что прямолинейный характер эти графики имеют при больших значениях времени. Проведя прямые через точки, определим значения проводимости по формуле (VI.22). При этом значения фиксированных понижений и соответствующих им значений $\lg t$ следующие: для скв. 2 $s_1=0$, $s_2=65 \text{ см}=0,65 \text{ м}$, $\lg t_1=1,6 \text{ мин}$, $\lg t_2=3,3 \text{ мин}$; для скв. 3 $s_1=0$, $s_2=40 \text{ см}=0,4 \text{ м}$, $\lg t_1=2,25 \text{ мин}$, $\lg t_2=3,35 \text{ мин}$. Соответственно значение водопроводимости для скв. 2 равно

$$T = 0,183 \frac{233}{0,65} (3,3 - 1,6) = 112 \text{ м}^2/\text{сут},$$

а для скв. 3

$$T = 0,183 \frac{233}{0,4} (3,35 - 2,25) = 118 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Коэффициент пьезопроводности определяем по формуле (VI.22a) при $s=0$. В этом случае $a^* = \frac{r^2}{2,25t^0}$, где t^0 — значение времени, соответствующее точке $s=0$. Для скв. 2 $t^0=40$ мин, для скв. 3 $t^0=180$ мин. Соответственно значения коэффициентов пьезопроводности равны:

$$\text{скв. 2 } a = \frac{6,25 \cdot 10^4 \cdot 1440}{2,25 \cdot 40} = 10^6 \text{ м}^2/\text{сут};$$

$$\text{скв. 3 } a = \frac{2,5 \cdot 10^5 \cdot 1440}{2,25 \cdot 180} = 9 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Как видно, полученные значения параметров находятся в полном соответствии с результатами определения способом эталонной кривой.

3. Рассмотрим теперь данные о снижении давления в центральной скважине. В этом случае величина $U \ll 0,1$ и для оценки параметров можно пользоваться зависимостью (VI.21), вводя только для учета несовершенства скважины ее расчетный радиус r^0 . График в координатах s и $\lg t$ строится по следующим данным:

t , мин	1	2	3	4	5	7	13	18	22
$\lg t$	0	0,3	0,48	0,6	0,7	0,85	1,11	1,25	1,34
s , м	5,65	5,74	5,83	5,87	5,88	5,94	6,05	5,09	6,13

Как видно, точки на графике (рис. VI.13) хорошо ложатся на прямую линию. Определим величину проводимости по формуле (VI.22), взяв в качестве расчетных две точки на этой прямой: $s_1=5,6$ м при $\lg t_1=0$ и $s_2=6,0$ м при $\lg t_2=1$:

$$T = 0,183 \frac{2,33}{6,0 - 5,65} \cdot (1 - 0) = 121 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Полученная величина проводимости близка к значениям, определенным ранее по наблюдательным скв. 2 и 3. Отрезок, отсекаемый по оси ординат A , следуя зависимости (VI.21), определится соотношением

$$A = 0,183 \frac{Q}{T} \lg \frac{2,25a^*}{(r^0)^2},$$

откуда, зная величину проводимости, можно определить значение искомого соотношения

$$\lg \frac{a}{(r_c^0)^2} = \frac{AT}{0,183} - \lg 2,25.$$

Так, снимая с графика значение $A=5,65$ (при $\lg t=0$), получим

$$\lg \frac{a}{(r_c^0)^2} = \frac{5,65 \cdot 121}{0,183 \cdot 233} - \lg 2,25 \cong 13,75;$$

$$\frac{a}{(r_c^0)^2} = 5,65 \cdot 10^{13} \frac{1}{\text{сут}}.$$

Для определения величины расчетного радиуса r_c^0 воспользуемся значением коэффициента пьезопроводности $a=8,5 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}$, определенного по данным о снижении давления в наблюдательных скважинах:

$$r_c^0 = \sqrt{\frac{8,5 \cdot 10^5}{5,65 \cdot 10^{13}}} = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

Как видно, $r_c^0 \ll r_c$, что свидетельствует о весьма значительном несовершенстве скважины, которое объясняется глинизацией при-скважинной зоны.

4. Определение расчетного радиуса скважины можно провести по формуле (VI.1), считая, что для ближайшей наблюдательной скважины к концу откачки справедливо условие

$$t > 5 \frac{r_1^2}{a} \left(1 \text{ сут} > \frac{5 \cdot 250^2}{8,5 \cdot 10^5} = 0,37 \text{ сут} \right).$$

На конец откачки ($t=1$ сут) понижение в центральной скважине достигло $s_{\text{ц}}=6,5$ м и в наблюдательной $s_1=0,64$ м. Подставляя эти значения в формулу (VI.1), получим

$$\lg \frac{r_1}{r_c^0} = \frac{[6,28 \cdot 100 \cdot (6,5 - 0,64)]}{2,3 \cdot 233} = 6,9.$$

Определим далее величину расчетного радиуса скважины:

$$r_c^0 = \frac{250}{8 \cdot 10^6} = 3,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}.$$

Порядок величины r_c^0 , определенный по формуле установившегося режима, близок $r_c^0=1,2 \cdot 10^{-4}$ м, определенному ранее по формуле неуставившегося режима.

Задача VI.3.

Восстановление уровня после откачки из совершенной скважины

Опробуемый водоносный горизонт приурочен к трещиноватым палеогеновым опокам, перекрытым и подстилаемым слабопроницаемыми глинами. Водоносный пласт залегает в интервале глубин 23—78 м; пьезометрический уровень подземных вод установился на глубине 6 м. Опытная откачка для определения параметров водоносного горизонта проведена из совершенной (по степени вскрытия пласта) скв. 1 при нестационарном режиме с постоянным дебитом $Q=2140$ м³/сут в течение 64,5 час; радиус фильтра $r_c=0,1$ м. Максимальное достигнутое понижение в центральной скважине $s_c^0=12,31$ м, а в наблюдательной скв. 2, расположенной на расстоянии $r=95$ м от центральной, $s_n^0=1,11$ м. По техническим причинам проследить снижение уровней в этих скважинах не удалось. Данные о восстановлении уровней в скв. 1 и 2 приведены ниже:

t' , сут	0	0,0014	0,0035	0,007	0,011	0,015
скв. 1 s , м	12,31	2,22	1,83	1,61	1,52	1,46
ΔH , м	0	10,09	10,48	10,70	10,79	10,85
скв. 2 s , м	1,11	—	—	—	1,04	—
ΔH , м	0	—	—	—	0,07	—

Продолжение

t' , сут	0,018	0,025	0,032	0,042	0,063	0,094
скв. 1 s , м	1,39	1,31	1,29	1,19	1,11	1,01
ΔH , м	10,92	11,00	11,02	11,12	11,20	11,30
скв. 2 s , м	0,99	0,96	0,94	0,89	0,84	0,81
ΔH , м	0,12	0,15	0,17	0,22	0,27	0,30

t' , сут	0,14	0,22	0,30	0,43	0,51	0,76	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
скв. 1 s , м	0,90	0,78	0,65	0,57	0,53	0,44	0,38	0,29	0,24	0,17	0,13
ΔH , м	11,41	11,53	11,66	11,74	11,78	11,87	11,93	12,02	12,07	12,14	12,18
скв. 2 s , м	0,74	0,64	0,58	0,51	0,44	0,37	0,32	0,25	0,23	0,17	0,13
ΔH , м	0,37	0,47	0,53	0,60	0,67	0,74	0,79	0,86	0,88	0,94	0,98

Требуется определить по данным восстановления уровня в скв. 1 и 2 коэффициенты фильтрации и емкости пласта, а также расчетный радиус центральной скважины.

Решение. Для обработки данных восстановления уровня применим методы, основанные на использовании логарифмического приближения уравнения Тейса. Наиболее простой (требующей только расчета значений ΔH) является обработка начального периода восстановления уровней в центральной скважине, где в интервале времени $t' < 0,1 t_0$ заведомо устанавливается квазистационарный режим, т. е. выполняется условие (VI.21a). График

$\Delta H \div \lg t'$ для центральной скв. 1 приведен на рис. VI.14. Для выбора представительного участка графика необходимо по формуле (VI.18) оценить время, в течение которого его форма осложнена заполнением ствола скважины:

$$t' = \frac{\omega_{\text{сск}}}{0,05Q} = \frac{0,0314 \cdot 12}{0,05 \cdot 2140} = 5 \text{ мин.}$$

Наличие на графике аномально крутого начального участка, по-видимому, свидетельствует о значительной кольтатации пород в

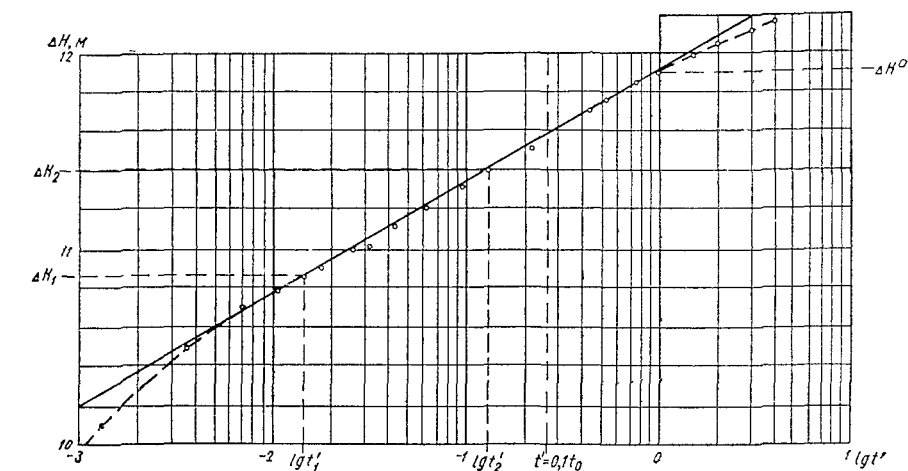


Рис. VI.14. График зависимости ΔH от $\lg t'$ для скв. 1

прискважинной зоне или о переменном характере коэффициента емкости пласта. Влияние этой аномалии становится несущественным через 10—15 мин, после чего опытные точки на графике образуют прямую линию. Таким образом, представительным для использования зависимости (VI.21) является интервал графика $15 \text{ мин} < t' < 6,5 \text{ час}$. Фиксируя на этой части графика две любые точки (рис. VI.14), определяем проводимость пласта

$$T = \frac{0,183Q}{\Delta H_2 - \Delta H_1} (\lg t'_2 - \lg t'_1) = 720 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Для определения параметров водоносного горизонта по наблюдательной скв. 2 воспользуемся зависимостями (VI.25) и (VI.26). Предварительно необходимо рассчитать значения $\frac{t}{t'}$ и t'' :

$t', \text{ сут}$	0,0014	0,0035	0,007	0,011	0,015	0,018
$\frac{t}{t'}$	1940	780	387	260	195	150
$t'', \text{ сут}$	0,0014	0,0035	0,007	0,011	0,015	0,018

	Продолжение						
t' , сут	0,025	0,032	0,042	0,063	0,094	0,14	0,22
$\frac{t}{t'}$	108	85	65	44	29,5	20,8	13,3
t'' , сут	0,025	0,032	0,041	0,062	0,092	0,13	0,20
t' , сут	0,30	0,43	0,51	0,76	1,0	1,5	2,0
$\frac{t}{t'}$	9,9	7,3	6,25	4,55	3,65	2,8	2,35
t'' , сут	0,27	0,37	0,43	0,59	0,73	1,13	1,43
$\frac{t}{t''}$							

Для определения проводимости T построим график в координатах $s \div \lg \frac{t}{t'}$. На рис. VI.15, а видно, что опытные точки ложатся

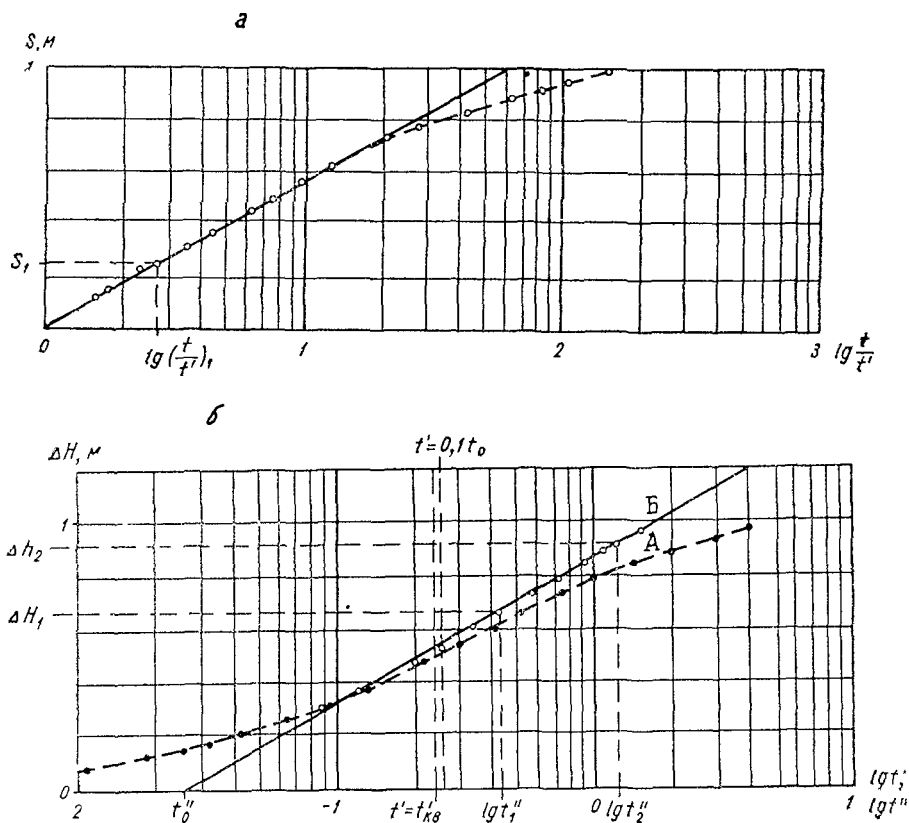


Рис VI.15. Графики зависимости для скв. 2:
а — s от $\lg t/t'$; б — ΔH от $\lg t'$ (А) и ΔH от $\lg t''$ (Б)

ся на приходящую в начало координат прямую линию. По любой точке прямолинейной части графика определяем согласно (VI.25) проводимость

$$T = \frac{0,183 Q}{s_1} \lg \left(\frac{t}{t'} \right)_1 = 700 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Начальный участок графика ($s > 0,7$ м; $t' < 4-5$ час) закономерно отклоняется от прямой линии в связи с отсутствием в это время квазистационарного режима восстановления, для которого справедлива зависимость (VI.25).

Более информативной является обработка данных с использованием зависимости (VI.26). Опытные точки на графике в координатах $\Delta H \div \lg t''$ (рис. VI. 15, б) образуют в области квазистационарного режима (ориентировочно при $t' > 4-5$ час) прямую линию. Прямолинейный характер графиков $s \div \lg \frac{t}{t'}$ и $\Delta H \div \lg t''$

является важным диагностическим признаком, подтверждающим правомерность использования расчетной схемы однородного неограниченного изолированного пласта. Следует обратить внимание, что подобная диагностика невозможна по ранее рассмотренному графику $\Delta H \div \lg t'$ (рис. VI.14; VI.15, б), который закономерно выполаживается при $t' > 0,1 t_0$ вследствие пренебрежения продолжающимся влиянием откачки.

По двум любым точкам прямолинейной части графика $\Delta H \div \lg t''$ находим согласно (VI.26) проводимость

$$T = \frac{0,183 Q}{\Delta H_2 - \Delta H_1} (\lg t_2'' - \lg t_1'') = 710 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Продолжая прямолинейный участок графика до пересечения с осью абсцисс в точке „ $t = t_0''$, определим коэффициент пьезопроводности

$$a^* = \frac{r^2}{2,25 t_0''} = 1,6 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Все использованные методы дают близкие значения проводимости при средней величине $T = 710 \text{ м}^2$; при этом коэффициент фильтрации олокового пласта $k = \frac{T}{m} = \frac{710}{55} = 13 \text{ м/сут.}$, а коэффициент упругой емкости (отдачи) пласта $\mu^* = \frac{T}{a^*} = \frac{710}{1,6 \cdot 10^5} = 4,4 \cdot 10^{-3}$.

Уточним теперь время наступления квазистационарного режима для наблюдательной скв. 2 согласно (VI.21а):

$$t'_{\text{кв}} = \frac{r^2}{0,36a} = \frac{9 \cdot 10^3}{0,36 \cdot 1,6 \cdot 10^5} \approx 4 \text{ час.}$$

Следовательно, выбранные для расчетов участки опытных графиков $s \div \lg \frac{t}{t'}$ и $\Delta H \div \lg t''$ являются представительными для использования зависимостей (VI.25) и (VI.26). Отметим, что обра-

ботка начального участка восстановления по зависимости (VI.21) невозможна, так как $t'_{\text{кр}} \approx 0,1t_0$.

Расчетный радиус опытной скважины определим по данным начального участка восстановления. Для этого запишем уравнение (VI.21) относительно r_c^0 :

$$\lg r_c^0 = \frac{\lg 2,25a - \frac{\Delta H^0}{C}}{2},$$

где ΔH^0 — отрезок, отсекаемый на оси ординат графика $\Delta H \div \lg t'$; C — угловой коэффициент прямолинейной части графика. Снимая необходимые данные с графика (рис. VI.14) и принимая

$a^* \approx 10^5$ м²/сут, найдем $\lg r_c^0 = \frac{5,35 - \frac{11,9}{0,54}}{2} = -8,3$, откуда $r_c^0 \approx 5 \cdot 10^{-9}$ м. Для оценки значимости несовершенства центральной скважины определим по формулам (VI.3) и (VI.3a) величину «скачка» уровней Δs_c :

$$\Delta f_c = 0,366 \lg \frac{r_c}{r_c^0} = 0,366 \lg \frac{0,1}{5 \cdot 10^{-9}} = 2,7;$$

$$\Delta s_c = \frac{Q}{T} \Delta f_c = \frac{2140 \cdot 2,7}{710} = 8,1 \text{ м.}$$

Таким образом, «скачок» уровня за счет несовершенства центральной скважины почти вдвое превышает величину понижения, которое существовало бы в совершенной скважине.

Задача VI.4.

Откачка из совершенной скважины у реки

Опробуемый водоносный горизонт приурочен к пескам четвертичного возраста мощностью 40 м, перекрытым сверху глинистым слоем мощностью 2—4 м. Створ опытных скважин (рис. VI.16) расположен нормально к реке, ширина которой $B=40$ м; расстояние от центральной скважины до реки $L=80$ м.

После стабилизации откачки, проведенной с дебитом 10,6 л/сек, понижения в наблюдательных скважинах Н1, Н2 и Н3 составили соответственно $s_1=1,10$ м, $s_2=0,8$ м, $s_3=0,65$ м.

Требуется определить проводимость пласта и параметры, характеризующие сопротивление ложа водоема $b_n k_0$.

Решение задачи. В рассматриваемом случае определить величину ΔL по данным режимных наблюдений не представляется возможным, так как неизвестны абсолютные отметки статических уровней воды в скважинах. Поэтому для оценки величины сопро-

тивления ложа реки следует воспользоваться соотношениями понижений в наблюдательных скважинах, достигнутых при откачке, т. е. вести расчет по формуле (VI.11). Для упрощения подбора величины ΔL по этой формуле предварительно удобно построить таблицы, отражающие зависимость соотношений понижений $s_{n,m}$ в каких-либо двух точках (скважинах) с номерами n и m от безразмерных величин $\bar{L}$ и $\bar{B}$, исходя из уравнения (VI.7). Такого рода данные, полученные для скважин 3, 2 и 1 при $\bar{B}=0,5$, приведены ниже:

$\bar{L}$	0,25	0,5	1	2	4	7	10	20	50
$\bar{s}_{3,2}$	0,14	0,3	0,49	0,64	0,76	0,82	0,84	0,87	0,88
$\bar{s}_{2,1}$	0,30	0,39	0,49	0,6	0,69	0,75	0,78	0,83	0,87
$\bar{s}_{3,1}$	0,04	0,11	0,24	0,38	0,524	0,61	0,66	0,72	0,77

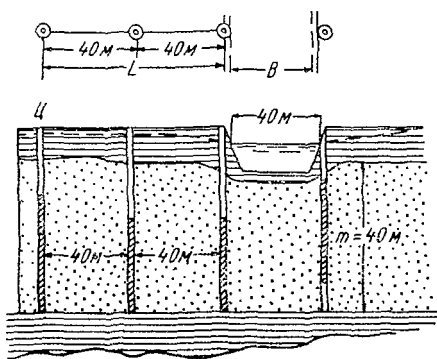


Рис. VI.16. Схема расположения опытных скважин у реки ограниченной ширины

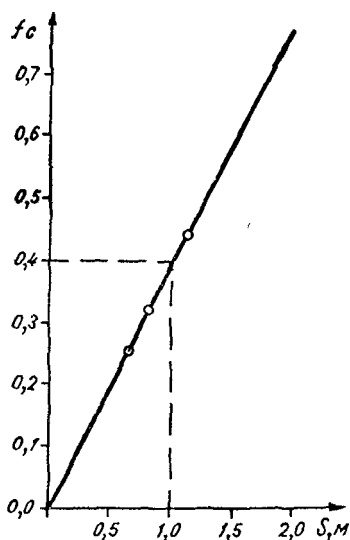


Рис. VI.17. Обобщенный график для определения проводимости

Сначала для определения ΔL воспользуемся соотношением понижений в скважинах 3 и 2, для которых $\bar{s}_{3,2} = \frac{s_3}{s_2} = \frac{0,65}{0,8} = 0,81$. По приведенным выше данным устанавливаем, что найденному значению $\bar{s}_{3,2}$ отвечает значение $\bar{L}=6,2$, откуда $\Delta L = \bar{L} L = 6,2 \cdot 80 = 500$ м. Проведя такой же расчет по паре скважин 2 и 1 при $\bar{s}_{2,1} = \frac{0,8}{1,1} = 0,73$, получим $\bar{L}=6$ и $\Delta L = \bar{L} L = 480$ м. Как видно, зна-

чения ΔL , определенные по различным скважинам, оказались практически одинаковыми.

Для определения проводимости пласта воспользуемся данными всех трех наблюдательных скважин, вычислив для каждой значение f_c по выражению (VI.9); при этом значения ξ_B и ξ_r находим по табл. VI.1 и VI.2, а ξ_0 — по формуле (VI.8). При средней величине $\bar{L}=6,1$, получим $\bar{\rho}=0,96+0,16 \cdot 6 \cdot 1=1,94$ и $\xi_0=\ln[(1+12,2) \cdot 1,94]=3,24$; тогда согласно (VI.9)

$$(f_c)_3 = \frac{1}{2\pi} [\xi_r \xi_B \xi_0] = 0,159 \cdot 0,487 \cdot 3,24 = 0,251;$$

$$(f_c)_2 = \frac{1}{2\pi} [\xi_r \xi_B \xi_0] = 0,159 \cdot 0,618 \cdot 3,24 = 0,318;$$

$$(f_c)_1 = \frac{1}{2\pi} \left[\ln \frac{2L-r}{r} + \xi_B \xi_r \xi_0 \right] = 0,159 \cdot 1,1 + 0,618 \cdot 0,83 \cdot 3,24 = 0,44.$$

На графике $f_c(s)$ видно (рис. VI.17), что расчетные точки хорошо ложатся на прямую линию, приходящую в начало координат. Снимая с графика данные f_c и s для любой точки, вычислим значение проводимости по формуле (VI.10); например, $s=1$ при $f_c=0,4$, так что

$$T = \frac{Q f_c}{s} = 10,6 \cdot 86,4 \cdot 0,4 \cong 370 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Определив значения T и ΔL , можно, используя табл. VI.5, вычислить значение параметра перетекания b для ложа водоема, а затем и коэффициент фильтрации k_0 слоя, экранирующего ложе реки. При ширине реки $B=40$ м имеем $\Delta L/B=12,3$, так что ведем

расчет по формуле $b = \sqrt{\frac{2}{B \Delta L}} = 0,0101 \text{ м}^{-1}$. Далее, при $m_0=2$ находим $k_0 = b m_0 T = 1,02 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 370 = 0,075 \text{ м/сут.}$

Ниже для самостоятельной обработки приведены данные по двум откачкам, осуществленным у водоемов для определения величины ΔL — проводимости водоносных горизонтов.

Откачка 1. Опробуемый водоносный горизонт приурочен к четвертичным аллювиальным галечникам пойменной террасы р. Урала. Река в месте опробования имеет ширину 500 м. Мощность обводненных галечников составляет 5 м. Водоносный горизонт является безнапорным и подстилается водоупорными глинами.

Створ опытных скважин, расположен нормально к реке, как показано на рис. VI.18, а. Дебит центральной скважины радиусом $r_c=0,5$ м в процессе откачки был постоянным и равным 65,6 л/сек. После стабилизации откачки понижения в наблюдательных скважинах составили $s_1=1,76$ м, $s_2=1,27$ м, $s_3=0,47$ и $s_4=3,2$ м.

По данным откачки следует определить коэффициент фильтрации галечников, величину ΔL и величину расчетного радиуса центральной скважины; при этом следует иметь в виду, что понижения уровней в центральной и ближайших к ней наблюдательных сква-

жинах составляют значительную часть от мощности водоносного горизонта. Поэтому, считая горизонт однородным по вертикали, в процессе расчетов следует использовать схему Дюпюи, вводя расчетные понижения уровня, определяемые по формуле (VI.12).

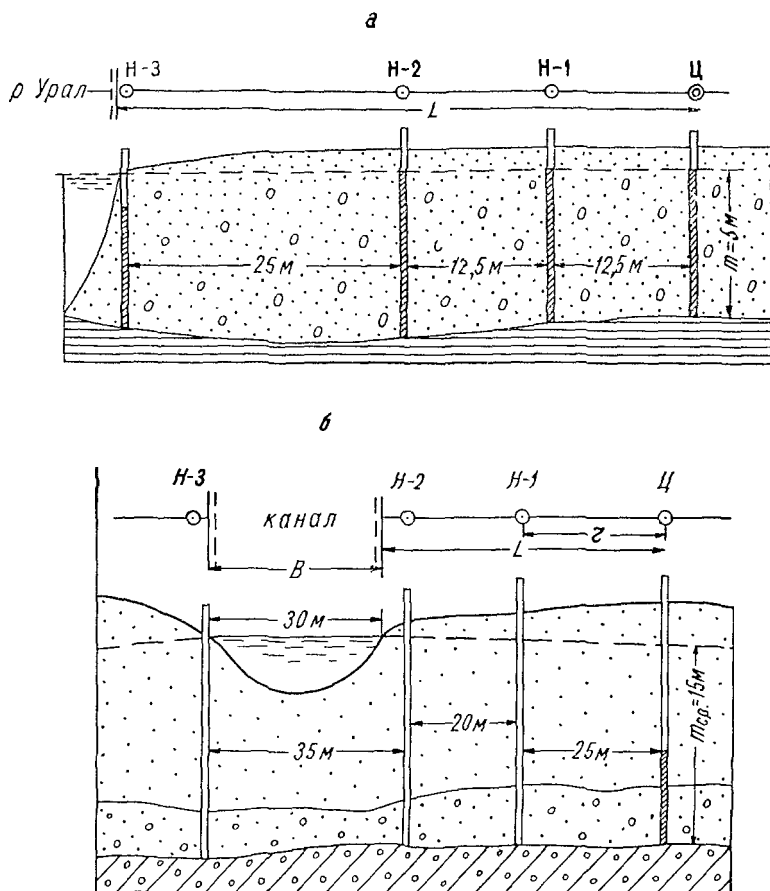


Рис. VI.18. Схемы расположения опытных скважин кустовых откачек:
а — вблизи р. Урал; б — вблизи канала

При этом ширина водоема может считаться неограниченной, т. е. в этом случае $B \rightarrow \infty$ и $\xi_B = 1$.

В результате расчетов здесь получается $T = 1500 \text{ м}^2/\text{сут}$ ($k = 300 \text{ м/сут}$), $\Delta L = 27 \text{ м}$, $r_c^0 = 3,9 \text{ м}$. Как видно, сопротивление лежа здесь небольшое, а расчетный радиус значительно превышает геометрический радиус скважины; последнее характерно для откачек из песчано-гравелистых отложений.

Откачка 2. Откачка проводилась вблизи канала шириной 30 м из аллювиально-пролювиальных отложений, представленных разномернистыми и мелкозернистыми песками, а также галечниками с супесчаным заполнителем мощностью 15 м, подстилающихся относительно водоупорными суглинками. По данным специального бурения определена мощность закольматированного слоя под дном канала $m_0=0,80$ м. Створ опытных скважин расположен нормально к урезу канала, как показано на рис. VI.18, б. В конце откачки, проведенной с постоянным дебитом 6,4 л/сек, при стабилизации уровней понижения в наблюдательных скважинах составили: $s_1=0,38$ м, $s_2=0,13$ м. В скв. 3, расположенной с другой стороны канала, понижение уровня не наблюдалось ($s_3\approx 0$). Интерпретация откачки производится здесь также, как и для рассмотренной выше основной задачи; в результате получены следующие расчетные значения: $T=320$ м²/сут, $\Delta L=20$ м, $k_0=0,14$ м/сут.

Задача VI.5.

Откачка из совершенной скважины при наличии перетекания

Откачка проводилась для определения геофильтрационных параметров верхнемеловых водоносных горизонтов в южном Приаралье. Опытные скважины вскрыли три водоносных горизонта, сложенных песчаниками. Эти горизонты отделены друг от друга пачками глин и алевролитов мощностью 10—20 м и имеют различные напоры (рис. VI.19). Откачка проводилась из скв. 3^а с расходом 240 м³/сут из среднего водоносного горизонта мощностью 50 м. Снижение давлений во всех водоносных горизонтах наблюдалось в пьезометрах, расположенных на расстояниях 250, 500, 750 и 1500 м от центральной скважины.

Результаты наблюдений за снижением напоров в скважинах:

t , сут	250 м	500 м	750 м	1500 м	t , час	$\lg t$
0,1	0,16	0,02	0	0	2,4	0,38
0,15	0,24	0,057	0	0	3,6	0,556
0,2	0,31	0,09	0	0	4,8	0,68
0,3	0,43	0,14	0	0	7,2	0,86
0,4	0,49	0,2	0	0	9,6	0,98
0,5	0,5	0,21	0,03	0	12,2	1,09
0,7	0,56	0,28	0,06	0	16,8	1,22
1	0,64	0,35	0,08	0	24	1,38
1,5	0,72	0,43	0,12	0,03	36	1,55
2	0,8	0,45	0,16	0,06	48	1,68
3	0,85	0,48	0,19	0,09	72	1,86
4	0,86	0,49	0,2	0,1	96	1,98
5	0,86	0,5	0,22	0,12	120	2,09
7	0,85	0,5	0,23	0,12	168	2,22
10	0,86	0,49	0,24	0,1	240	2,38
15	0,86	0,49	0,24	0,14	360	2,55
20	0,86	0,5	0,25	0,16	480	2,68
30	0,85	0,49	0,24	0,16	720	2,86
40	0,85	0,49	0,24	0,17	960	2,98

В процессе опыта, длившегося 40 сут, были отмечены понижения уровней в I и III водоносных горизонтах, причем существенные понижения (порядка 10 см) были отмечены в скв. 3 и 3^б в непосредственной близости от центральной. После окончания откачки напоры в скважинах восстанавливались до статических отметок, что при значительной разнице в напорах свидетельствует об отсутствии перетекания по затрубному пространству в процессе откачки.

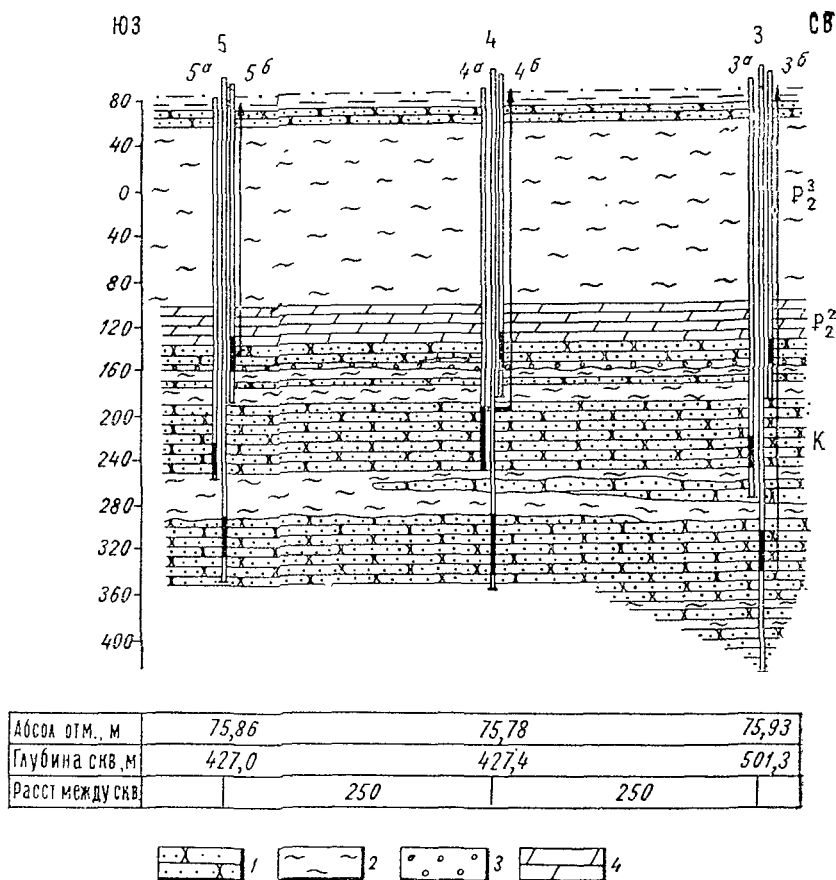


Рис. VI.19. Схема куста скважин при откачке из меловых песчаников:
1 — песчаник; 2 — глина; 3 — конгломерат; 4 — мергель

Рассмотрим различные приемы обработки данных откачки для условий как нестационарного, так и предельного стационарного периодов фильтрации.

Способ эталонных кривых при нестационарном режиме. Эталонные кривые строятся по данным табл. VI.5 в логарифмическом

масштабе в координатах $W(u, r/B)$ и $1/u$ для различных значений параметров r/B и переносятся на кальку. По опытным данным в масштабе эталонной кривой строится график в координатах s и $\frac{4t}{r^2}$ (рис. VI.20). Совмещение точек этого графика с эталонными кривыми проводится таким образом, чтобы точки, соответствующие понижению давления в наблюдательных скважинах, отстоящих от центральной на расстояниях, отличающихся в 2, 3, 4 и 6 раз, хорошо ложились на кривые для значений r/B , отличающихся во столько же раз. Для определения параметров на графике понижения выбирается любая точка, например с координатами $s^0=0,1$ м и $\left(\frac{4t}{r^2}\right)^0=10^{-5}$ сут/м². На графике с эталонной кривой ей соответствует точка с координатами $W(u, r/B)^0=0,3$ и $(1/u)^0=3,2$. Согласно (VI.28) определим проводимость водоносного горизонта

$$T = \frac{Q}{4\pi s^0} W(u, r/B)^0 = \frac{240 \cdot 0,3}{4 \cdot 3,14 \cdot 0,1} = 60 \text{ м}^2/\text{сут}$$

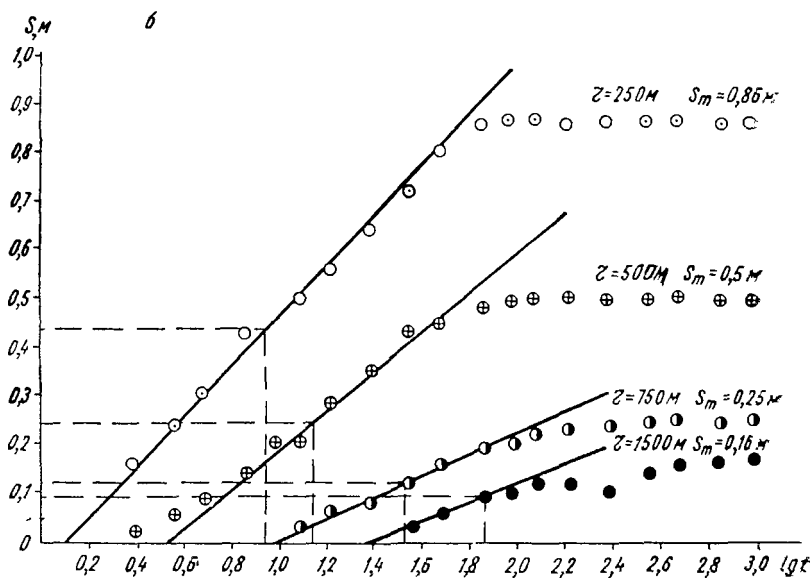
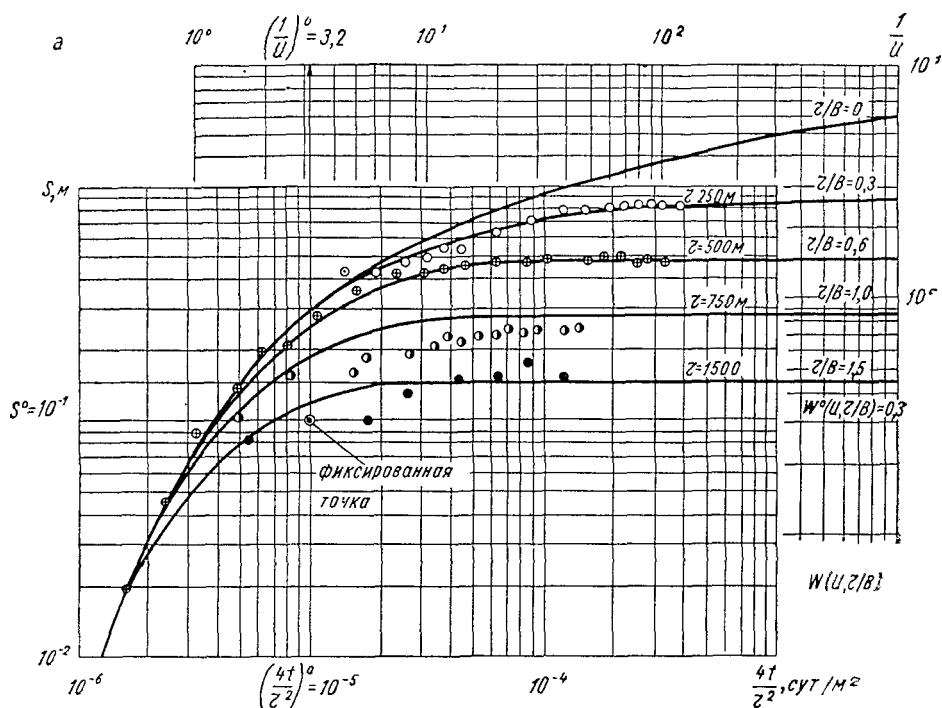
и коэффициент пьезопроводности

$$a^* = \frac{(1/u)^0}{(4t/r^2)^0} = \frac{3,2}{10^{-5}} = 3 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Соответственно при мощности $m=50$ м коэффициент фильтрации опробуемого горизонта $k=1$ м/сут и коэффициент упругой емкости (водоотдачи) $\mu^*=2 \cdot 10^{-4}$. Точки, соответствующие понижениям в скважинах на расстояниях 250, 500, 750 и 1500 м, ложатся на кривые со значениями параметра r/B — 0,3; 0,6; 1,2 и 1,6 соответственно (рис. VI.20). Таким образом, коэффициент перетекания $B=840$ м. Далее, принимая $k_k=k_n$ и $m_k=m_n=15$ м, определим среднюю величину коэффициента разделяющего слоя

$$k_k = \frac{Tm_k}{2B^2} = \frac{60 \cdot 15}{2 \cdot 7 \cdot 10^5} = 6 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут}.$$

Графоаналитический способ при нестационарном режиме. Для определения параметров этим способом строится график зависимости понижения s от $\lg t$ (рис. VI.20, б). Определяются величины максимального понижения s_m и понижения в точке перегиба s_0 , угловой коэффициент касательной θ в точке перегиба и время t_0 , соответствующее точке перегиба. Эти данные представлены ниже. Согласно (VI.30) определим величину $F(r/B)$, а затем по таблице находим значение r/B и B . Далее, по формуле (VI.31), пользуясь значениями функции $K_0(r/B)$ (см. стр. 181), определяем проводимость водоносного горизонта T и коэффициент пьезопроводности a^* . Коэффициент фильтрации слабопроницаемого слоя определяется из выражения для B в предположении $k_k=k_n$ и $m_k=m_n$. Результаты этих расчетов представлены ниже.



$r, \text{ м}$	$s_m, \text{ м}$	$s_0, \text{ м}$	$0, \text{ м}$	$t_0, \text{ час}$	$2,3s_0/m_0$	$\bar{r}$	$B, \text{ м}$	$T, \text{ м}^2/\text{сут}$	$a^*, \text{ м}^2/\text{сут}$	μ^*	$k_k, \text{ м/сут}$
250	0,86	0,43	0,52	8,7	1,9	0,28	900	62	$3,1 \cdot 10^5$	$2 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$
500	0,5	0,25	0,4	13,8	1,38	0,6	840	59	$3,6 \cdot 10^5$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-4}$
700	0,25	0,12	0,22	33	1,25	0,8	960	89	$2,6 \cdot 10^5$	$3,4 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$
1500	0,16	0,08	0,2	72	0,92	1,6	960	43	$2,3 \cdot 10^5$	$1,9 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$

Как видно, между величинами, определенными по разным скважинам, наблюдаются значительные расхождения, хотя в общем они имеют один порядок. По-видимому, достоверными следует признать значения, определенные по двум ближним скважинам ($T=60 \text{ м}^2/\text{сут}$, $\mu^*=2 \cdot 10^{-4}$, $k_k=6 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут}$), так как ошибка в измерении понижений влияет здесь на расчет в гораздо меньшей степени.

Способ эталонных кривых для предельных понижений. Эталонная кривая, представляющая собой график функции $K_0(r/B)$, построенный в логарифмическом масштабе, совмещается с опытными точками, отложенными в координатах s_m и r в том же масштабе, что и эталонная кривая (рис. VI.20, в). На графике выбирается произвольная точка, например точка с координатами $K_0(r/B)=1$, $r/B^0=1$ на графике с эталонной кривой и координатами $s_m^0=0,5 \text{ м}$ и $r^0=980 \text{ м}$ на графике с опытными данными. Значение проводимости определяется согласно зависимости (VI.32):

$$T = \frac{Q}{2\pi s^0} K_0(r/B)^0 = \frac{240}{6 \cdot 28 \cdot 0,5} = 77 \text{ м/сут},$$

а фактор перетекания здесь будет $B=r^0=980 \text{ м}$.

Соответствующая этим значениям параметров величина коэффициента фильтрации слабопроницаемого слоя $k_k=k_{\pi}=6 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут}$. Следует отметить, что совмещение эталонной кривой с опытными точками в данном случае (особенно при небольшом количестве наблюдательных скважин) не может быть однозначным. Это в конечном итоге влияет на величины определяемых параметров.

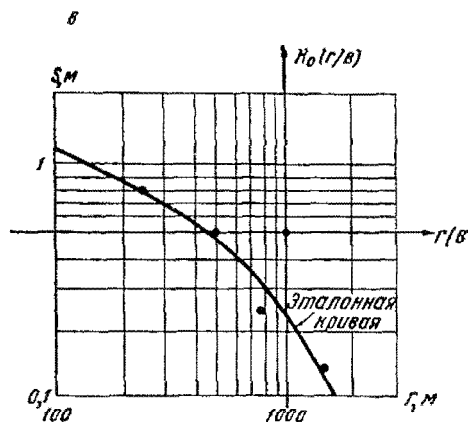


Рис. VI.20. Обработка данных откачки в пластах с перетеканием: а — графики $s(t/r^2)$ и эталонные кривые $\omega(U, r/B)$ в билигарифмических координатах; б — график зависимости s от $\lg r$; в — график $s(r)$ и эталонная кривая $K_0(r/B)$ в билигарифмических координатах

Условие (VI.32) здесь выполняется только для одной ближайшей наблюдательной скважины, поэтому способ полулогарифмической прямой на графике $s_m - \lg r$ здесь применять не следует.

Заметим, что в данном случае параметры, определенные различными способами, хорошо согласуются между собой, что свидетельствует о правильной интерпретации опытных данных.

Задача VI.6.

Откачка из совершенной скважины в двухслойном пласте

Водоносный горизонт мощностью 20 м сложен крупнозернистым песком с галькой. Сверху водоносный горизонт перекрыт толщей суглинков мощностью 15 м. Свободная поверхность подземных вод залегает на глубине 5 м. Для определения параметров водоносного горизонта и покрывающих его суглинков проводилась откачка из совершенной скважины с постоянным расходом 4000 м³/сут в течение 24 суток. Наблюдения за снижением напора в водоносном горизонте проводились в трех скважинах, расположенных в ос-

Таблица VI.8

Данные для расчета параметров в двухслойном пласте

t , сут	$r_1 = 40$ м		$r_2 = 178$ м		$r_3 = 235$ м	
	s , м	$\frac{t}{r_1^2}$, сут/м ²	s , м	$\frac{t}{r_2^2}$, сут/м ²	s , м	$\frac{t}{r_3^2}$, сут/м ²
0,02	0,7	$1,25 \cdot 10^{-5}$	0,16	$6,2 \cdot 10^{-7}$		
0,04	0,84	$2,5 \cdot 10^{-5}$	0,22	$1,24 \cdot 10^{-6}$		
0,08	1,15	$3,75 \cdot 10^{-5}$	0,24	$1,86 \cdot 10^{-6}$		
0,1	1,3	$6,25 \cdot 10^{-5}$	0,34	$3,1 \cdot 10^{-6}$	0,1	$1,81 \cdot 10^{-6}$
0,15	1,53	$9,4 \cdot 10^{-5}$	0,4	$4,6 \cdot 10^{-6}$	0,15	$2,7 \cdot 10^{-6}$
0,2	1,75	$1,25 \cdot 10^{-4}$	0,5	$6,2 \cdot 10^{-6}$	0,2	$3,6 \cdot 10^{-6}$
0,25	1,9	$1,56 \cdot 10^{-4}$	0,6	$7,8 \cdot 10^{-6}$	0,2	$4,5 \cdot 10^{-6}$
0,5	2,05	$3,1 \cdot 10^{-4}$	0,68	$1,55 \cdot 10^{-5}$	0,28	$9,1 \cdot 10^{-6}$
0,75	2,2	$4,7 \cdot 10^{-4}$	0,8	$2,3 \cdot 10^{-5}$	0,3	$1,36 \cdot 10^{-5}$
1	2,4	$6,25 \cdot 10^{-4}$	0,84	$3,1 \cdot 10^{-5}$	0,3	$1,81 \cdot 10^{-5}$
2	2,42	$1,25 \cdot 10^{-3}$	0,88	$6,2 \cdot 10^{-5}$	0,38	$3,6 \cdot 10^{-5}$
3	2,4	$1,87 \cdot 10^{-3}$	0,9	$3,3 \cdot 10^{-5}$	0,4	$5,4 \cdot 10^{-5}$
4	2,4	$2,5 \cdot 10^{-3}$	0,9	$1,25 \cdot 10^{-4}$	0,4	$7,2 \cdot 10^{-5}$
6	2,42	$3,75 \cdot 10^{-3}$	0,92	$1,86 \cdot 10^{-4}$	0,42	$1,08 \cdot 10^{-4}$
8	2,43	$5 \cdot 10^{-3}$	0,92	$2,5 \cdot 10^{-4}$	0,5	$1,44 \cdot 10^{-4}$
10	2,48	$6,25 \cdot 10^{-3}$	1,0	$3,1 \cdot 10^{-4}$	0,6	$1,81 \cdot 10^{-4}$
12	2,5	$7,5 \cdot 10^{-3}$	1,1	$3,7 \cdot 10^{-4}$	0,76	$2,15 \cdot 10^{-4}$
14	2,6	$8,8 \cdot 10^{-3}$	1,14	$4,35 \cdot 10^{-4}$	0,84	$2,5 \cdot 10^{-4}$
16	2,72	10^{-2}	1,16	$5 \cdot 10^{-4}$	0,96	$5,9 \cdot 10^{-4}$
18	2,8	$1,12 \cdot 10^{-2}$	1,24	$5,6 \cdot 10^{-4}$	1,04	$3,96 \cdot 10^{-4}$
22	2,85	$1,25 \cdot 10^{-2}$	1,34	$6,2 \cdot 10^{-4}$	1,08	$3,6 \cdot 10^{-4}$
22	2,9	$1,38 \cdot 10^{-2}$	1,44	$6,8 \cdot 10^{-4}$	1,1	$4 \cdot 10^{-4}$
24	2,95	$1,5 \cdot 10^{-2}$	1,5	$7,5 \cdot 10^{-4}$	1,16	$4,3 \cdot 10^{-4}$

новом водоносном пласте и удаленных от центральной на расстоянии 40, 180 и 240 м. Результаты наблюдений за ходом снижения напора представлены в табл. VI.8.

Требуется определить коэффициент фильтрации песков водоносного горизонта и суглинков и емкостные характеристики, коэффициент упругой водоотдачи горизонта и коэффициент гравитационной водоотдачи суглинков.

Для определения параметров построим график s от $\lg \frac{t}{r^2}$ (рис. VI.21). На графике хорошо видны все три этапа откачки. Обращает на себя внимание то, что отложенные в этом масштабе точки для разных наблюдательных скважин на I и III этапах ложатся вблизи одной кривой.

Предварительно рассмотрим этап II (ложностационарного режима). В этот период понижения можно определить по формуле (VI.31) и воспользоваться для определения параметров способом эталонной кривой (см. задачу VI.5), представляющей собой график функции $K_0(r/B)$, значения которой даны на стр. 153. Значения понижений, характерные для ложностационарного режима $s_1=2,5$ м, $s_2=0,9$ м и $s_3=0,4$ м, откладываются в билогарифмическом масштабе в зависимости от расстояний до наблюдательных скважин $r_1=40$ м, $r_2=180$ м и $r_3=240$ м (рис. VI.21, б). Зафиксируем точку с координатами $s^0=1,2$ м, $r^0=240$ м на графике $s(r)$ и $K_0(r/B)=1$ на графике с эталонной кривой. Параметры T и B определим по формуле (VI.32):

$$T = \frac{QK_0(x)^0}{2\pi s_0} = \frac{4000}{6,28 \cdot 1,2} = 530 \text{ м}^2/\text{сут},$$

$$B = r^0 = 240 \text{ м}.$$

Коэффициент фильтрации суглинков определим из соотношения (VI.34), полагая $m_0=10$ м:

$$k_0 = \frac{Tm_0}{B^2} = \frac{530 \cdot 10}{5,8 \cdot 10^4} = 0,09 \text{ м/сут}.$$

Для больших периодов времени на этапе III, а при $U < 0,1$ и $r/B < 0,1$ и на этапе I снижение напоров может быть описано зависимостью (VI.21). В связи с этим водопроводимость водоносного горизонта и емкостные характеристики пласта можно определить по прямолинейным частям графиков, для построения которых используются данные табл. VI. 8. Проведя прямые I и III через опытные точки, зафиксируем значения $\left(\frac{t_1}{r_1^2}\right)_I = 10^{-5} \text{ сут/м}^2$ и $\left(\frac{t_2}{r_2^2}\right)_I = 10^{-4} \text{ сут/м}^2$ и соответствующие им понижения $s_1^I = 0,6$ м и $s_2^I = 1,9$ м для прямой I и $\left(\frac{t_1}{r_1^2}\right)_{III} = 10^{-4} \text{ сут/м}^2$ и $\left(\frac{t_2}{r_2^2}\right)_{III} = 10^{-3} \text{ сут/м}^2$, $s_1^{III} = 0,3$ м и $s_2^{III} =$

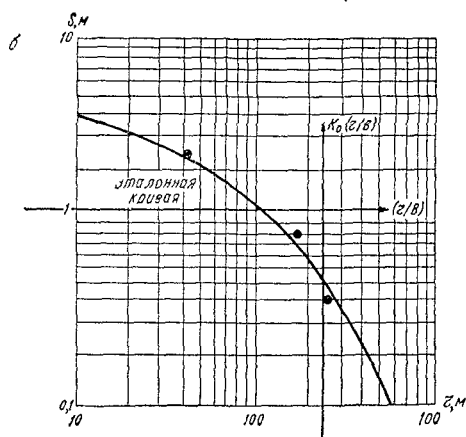
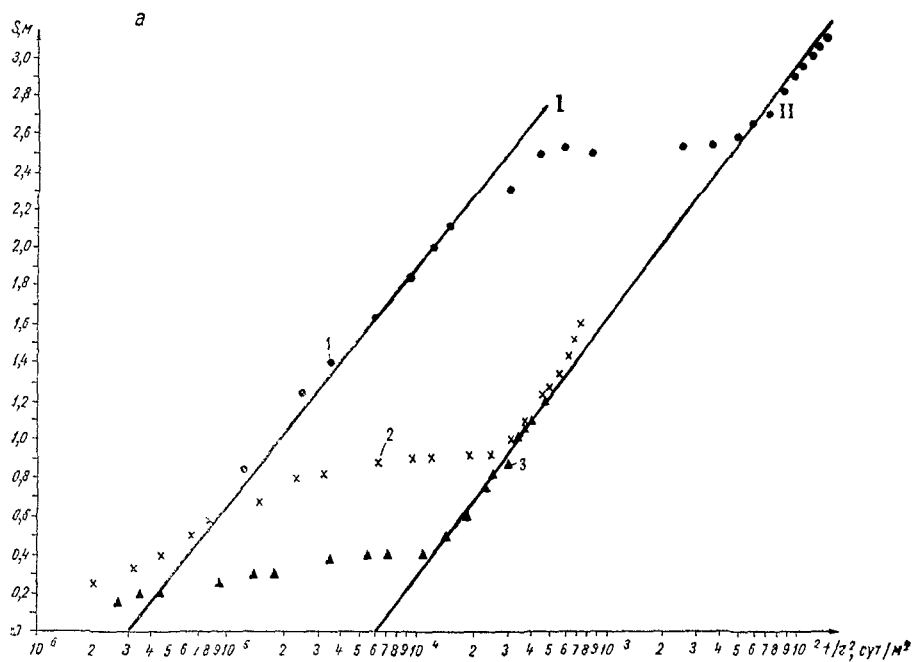


Рис. VI 21 Обработка данных откачки в двухслойном пласте
а — график $s(t/r^2)$ в билогарифмических координатах для $r=40$ м (1), 180 м (2) и 240 м (3); б — график $s(r)$ и эталонная кривая $K_0(r/B)$ в билогарифмических координатах

= 1,15 м для прямой III. Определим водопроницаемость по формуле: (VI.22) для этапа I:

$$T = 0,183 \frac{Q}{s_2^I - s_1^I} \lg \left(\frac{t_2}{t_1} \right)_I = \frac{0,183 \cdot 4000}{1,3} = 560 \text{ м}^2/\text{сут}$$

и для этапа III

$$T = 0,183 \frac{Q}{s_2^{III} - s_1^{III}} \lg \left(\frac{t_2}{t_1} \right)_{III} = \frac{0,183 \cdot 4000}{1,35} = 540 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Как видно, значения водопроницаемости, определенные для этапа I и III и способом эталонной кривой, практически совпадают. Продолжая прямые до пересечения с осью t/r^2 , найдем значения

$$\left(\frac{t}{r^2} \right)_I^0 = 3 \cdot 10^{-6} \text{ сут}/\text{м}^2 \text{ и } \left(\frac{t}{r^2} \right)_{III}^0 = 6 \cdot 10^{-5} \text{ сут}/\text{м}^2.$$

Определим коэффициенты пьезопроводности a^* и уровнестро- водности a :

$$a^* = \frac{1}{2,25 \left(\frac{t}{r^2} \right)_I^0} = \frac{1}{2,25 \cdot 3 \cdot 10^{-6}} = 1,5 \cdot 10^5 \text{ м}^2/\text{сут};$$

$$a = \frac{1}{2,25 \left(\frac{t}{r^2} \right)_{III}^0} = \frac{1}{2,25 \cdot 6 \cdot 10^{-5}} = 7,5 \cdot 10^3 \text{ м}^2/\text{сут}$$

и коэффициенты упругой и гравитационной водоотдачи:

$$\mu^* = \frac{T}{a^*} = \frac{530}{2,5 \cdot 10^5} = 2,1 \cdot 10^{-3};$$

$$\mu = \frac{T}{a} = \frac{530}{7,5 \cdot 10^3} = 7 \cdot 10^{-2}.$$

В результате обработки материалов получаем значения коэффициентов фильтрации $k=26$ м/сут для крупнозернистых песков и $k=0,1$ м/сут для суглинков.

Задача VI.7.

Определение проницаемости по данным откачки из несовершенной скважины

Опробуемый безнапорный водоносный горизонт представлен древнечетвертичными конгломератами, содержащими маломощные прослои и линзы алевролитов; мощность водоносного горизонта, установленная по данным ВЭЗ, составляет около 400 м; в подошве конгломератов залегают неогеновые глины.

Фильтр центральной скважины, имеющий длину $l=5$ м и радиус $r_c=0,1$ м, заглублен под уровень свободной поверхности воды на 10 м (считая от верха фильтра). Поскольку строение водоносного горизонта позволяет предполагать существование анизотропии по проницаемости, фильтры наблюдательных скважин были расположены на разных уровнях относительно середины фильтра

а

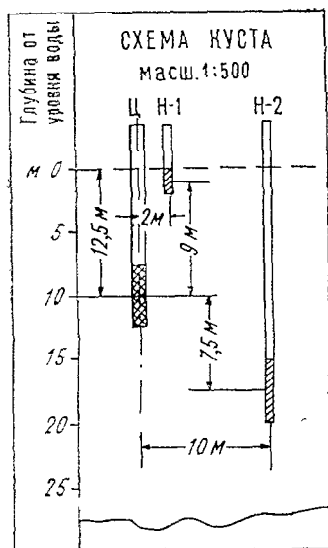
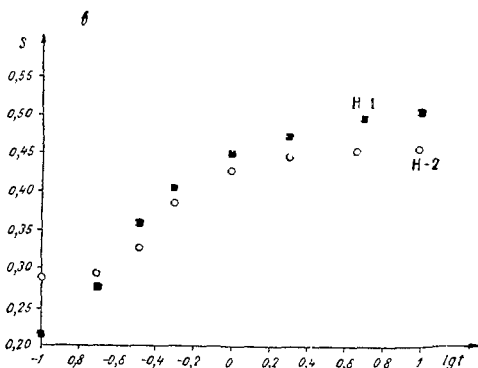


Рис. VI.22. К оценке проницаемости по данным откачек из несовершенных скважин:

а — схема расположения опытных скважин; б — графики изменения уровней в наблюдательных скважинах



центральной скважины и на разных расстояниях от нее, как показано на рис. VI.22, а. Интервалы фильтров всех опытных скважин были изолированы пневматическими тампонами.

Откачка из центральной скважины проводилась с постоянным дебитом 2,3 л/сек в течение 10 сут. Характер изменения уровней в наблюдательных скважинах был типичным для условий безнапорных пластов, так что на опытных кривых (рис. VI.22, б) были довольно ясно выражены участки ложнестационарного и гравитационного режимов (особенно хорошо это видно на кривой для скважины Н-2). На конец откачки уровни в наблюдательных скважинах практически стабилизировались, а понижения в опытных скважинах составили: $s_1=0,5$ м, $s_2=0,46$ м и $s_c=7$ м.

Поскольку опытные скважины расположены от нижней границы горизонта на расстоянии, много большем, чем $(3\div 4)l$, а от свободной поверхности меньшем $(3\div 4)l$, для расчета коэффициента фильтрации следует воспользоваться схемой полуограниченного по мощности пласта. Расчетные расстояния r^0 для наблюдательных скважин определяются по формуле (VI.38) при $r_0^0=r_0$ (посколь-

ку $r_0 > l$). Находя графически для скв. Н-1 величины $r_0 = 11,7$ м и $r' = 13,7$ м, а для скв. Н-2 величины $r_0 = 12,5$ м и $r' = 41,2$ м, получим

$$r_1^0 = \frac{11,7 \cdot 13,7}{11,7 + 13,7} = 6,4 \text{ м}, \quad r_2^0 = \frac{12,5 \cdot 41,2}{12,5 + 41,2} = 9,6 \text{ м}.$$

Коэффициент фильтрации определим по формуле (VI.40) при $Q = 2,3$ л/сек $= 200$ м³/сут:

по данным скв. Н-1 $k = \frac{200}{12,6 \cdot 0,5 \cdot 6,4} = 5$ м/сут, а по данным скв.

Н-2 $k = \frac{200}{12,6 \cdot 0,48 \cdot 9,6} = 3,4$ м/сут.

Разница в величинах определенных коэффициентов фильтрации указывает на некоторую анизотропию опробуемого водоносного горизонта по проницаемости. При этом полезно отметить, что величина коэффициента фильтрации, определенная по данным скв. Н-1, является близкой к величине этого коэффициента в горизонтальном направлении.

Данные о понижении уровня в центральной скважине используем для определения ее расчетного радиуса. Для этого воспользуемся формулой (VI.41), а в качестве расчетного коэффициента фильтрации примем $k = 5$ м/сут, соответствующий горизонтальной проницаемости. При этом получим

$$\lg \frac{r_c}{r_c^0} = 2,73 \frac{5 \cdot 5,7}{200} - \lg \frac{0,7 \cdot 5}{0,1} = 2,39 - 1,54 = 0,85,$$

откуда $r_c^0 = 1,4 \cdot 10^{-2}$ м.

Потери напора, обусловливаемые сопротивлением прискважинной зоны, определим по формуле (VI.3). При $T = kl$ и $\Delta f_c = 0,366$

$$\lg \frac{r_c}{r_c^0} = 0,31$$

$$\Delta s_c = \frac{200}{5 \cdot 5} \cdot 0,31 = 2,5 \text{ м}.$$

Задача VI.8.

Определение проницаемости по данным экспресс-налива в несовершенную скважину

Экспресс-налив производится в слой средних и легких суглинков мощностью 40 м, причем фильтр скважины длиной $l = 9$ м и радиусом $r = 0,05$ м помещен в середину опробуемого слоя (рис. VI.23). После экспресс-налива уровень в скважине поднялся на величину $H^0 = 2,2$ м; данные по его снижению в процессе опыта таковы:

t , сек	0	10	20	30	40	60	80	100	120	160	200
H , м	2,2	2,01	1,82	1,62	1,39	1,21	1,0	0,8	0,64	0,4	0,25

Поскольку расстояние от центра фильтра скважины до верхней и нижней границ слоя более $1,5 b$, то величину l^0 можно определить по формуле (V.35):

$$l^0 = \frac{2,3 \cdot 9}{\lg \frac{0,7 \cdot 9}{0,05}} = 11,7 \text{ м.}$$

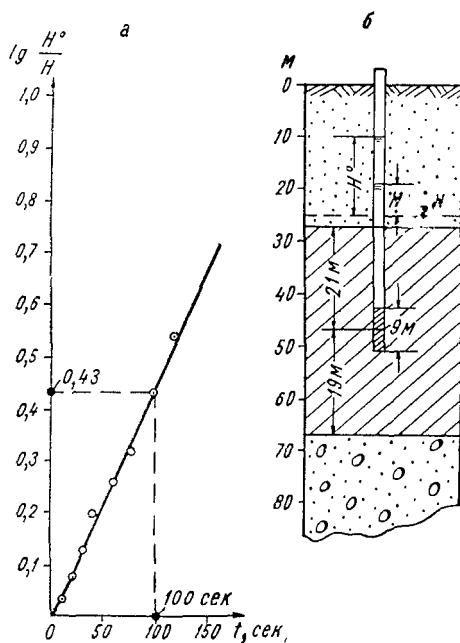


Рис. VI.23. К оценке проницаемости по данным экспресс-налива:

a — расчетный график; b — схема расположения опытной скважины

Для обработки опытных данных построим график в координатах $\lg \frac{H^0}{H}$ от t (рис. VI.23), из которого видно, что опытные точки довольно хорошо ложатся на прямую линию, приходящую в начало координат. Это обстоятельство говорит о применимости для расчета k формулы (VI.36). Снимая с этого графика координаты одной точки $t=100$ сек и $\lg H^0/H=0,43$, согласно (VI.36) получим:

$$\theta = \frac{2,3 \cdot 0,43}{100} = 0,99 \cdot 10^{-2} \text{ 1/сек} = 855 \text{ 1/сут}$$

и при $\omega_r = \pi r_t^2 = 3,14 \cdot 0,05^2 = 0,785 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$ окончательно получим, что

$$k = \frac{0,785 \cdot 10^{-2} \cdot 855}{11,7} = 0,58 \text{ м/сут.}$$

Ниже приводятся данные по ряду опытных экспресс-наливов, проведенных в супесчаных и суглинистых породах по территории узбекской части Голодной степи. Во всех случаях расположение скважин отвечало схеме пласта неограниченной мощности, что позволяет для определения величины l^0 применять формулу (VI.35).

Опыт 1: $l = 5 \text{ м}$, $r = 0,05 \text{ м}$

t , сек	0	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	160
H , м	3,03	2,73	2,41	2,22	2,00	1,81	1,68	1,48	1,34	1,08	0,89	0,6

Опыт 2: $l = 9 \text{ м}$, $r = 0,05 \text{ м}$

t , сек	0	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	160	200
H , м	2,6	2,17	1,67	1,43	1,36	1,23	1,09	0,98	0,92	0,71	0,48	0,27	0,15

Опыт 3: $l = 3 \text{ м}$, $r = 0,05 \text{ м}$

t , сек	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	160
H , м	1,36	1,25	0,5	1,05	0,95	0,85	0,75	0,65	0,51	0,55	0,49	0,33	0,21

Опыт 4: $l = 7 \text{ м}$, $r = 0,05 \text{ м}$

t , сек	0	10	20	30	40	50	60	70	80	100	120	160	200	300
H , м	7,5	6,84	6,14	5,74	5,14	4,92	4,61	4,16	3,84	3,36	2,8	1,92	1,34	0,58

Опыт 5: $l = 8 \text{ м}$, $r = 0,05 \text{ м}$

t , сек	0	5	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H , м	12,5	10,5	8,5	5,5	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1,1	1,0

Опыт 6: $l = 12 \text{ м}$, $r = 0,06 \text{ м}$

t , сек	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	160
H , м	6,2	5,0	4,3	3,6	3,0	2,6	2,2	1,8	1,6	1,3	1,2	0,8	0,4

РАСЧЕТЫ ДРЕНАЖА ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Дренаж подземных вод осуществляется обычно контурными системами вертикальных скважин или горизонтальных несовершенных дрен. Специфика формирования потока вблизи таких систем связана с их гидродинамическим несовершенством, вызываемым резкой деформацией потока в плане (при дренаже совершенными вертикальными скважинами) или в вертикальной плоскости (при дренаже несовершенными дренами), или во всех измерениях (при дренаже несовершенными скважинами) [2]. Локальность этих зон резкой деформации потока позволяет эффективно применить для расчетов дренажных систем метод фильтрационных сопротивлений, согласно которому несовершенную дренажную систему можно заменить эквивалентной совершенной траншеей с уровнем, равным среднему уровню на линии дренажа H_d , причем величина H_d связана с погонным расходом дренажа q_d (двусторонний приток на единицу длины системы) следующим общим соотношением:

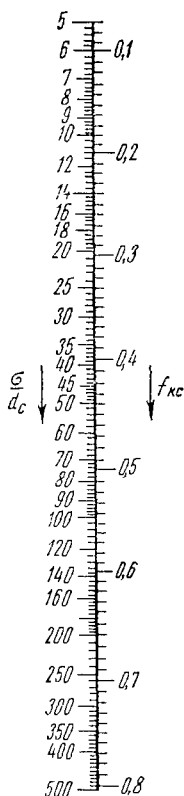
$$H_d = H_{\pi} + \frac{q_d}{T} L_d, \quad (\text{VII.1})$$

где L_d — эквивалентная (фильтрационная) длина зоны резкой деформации, возникающей за счет несовершенства дренажа.

Для вертикального дренажа из скважин диаметром d_c , расположенных в однородном пласте на расстоянии σ друг от друга,

$$L_d = L_{\text{кс}} = \sigma f_{\text{кс}}; \quad f_{\text{кс}} = 0,366 \lg \frac{\sigma}{\pi d_c}, \quad (\text{VII.2})$$

Рис. VII.1. Номограмма для определения внутреннего сопротивления контура скважин $f_{\text{кс}}$



причем величину $f_{\text{кс}}$ можно определить по номограмме, приведенной на рис. VII.1. Для систем несовершенных скважин вместо d_c должен задаваться расчетный диаметр скважин d_c^0 .

Для горизонтального дренажа величина $L_d = L_{нд}$ существенно зависит от строения водоносного пласта и расположения дрены. Так, при вскрытии дреной основного водоносного пласта, строение которого можно считать однородным (рис. VII.2, а, б),

$$L_{нд} = 0,73 m_d \lg \frac{2m_d}{\pi d_d}, \quad (\text{VII.3})$$

где m_d — мощность потока под дреной.

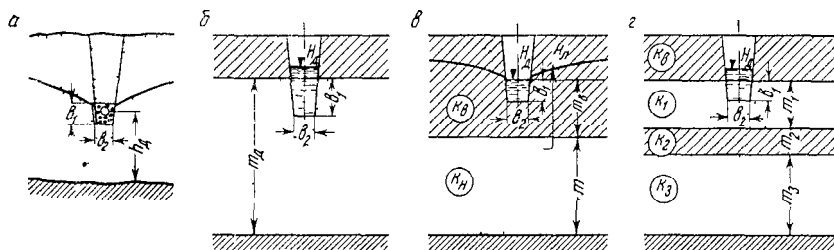


Рис VII.2. К определению длины зоны резкой деформации $L_{нд}$ для основных схем строения водоносного пласта: а — однородный пласт; б—в — двухслойный пласт; г — трехслойный пласт

Для дрены, расположенной в верхнем слое пласта двухслойного строения (рис. VII.2, в), при $k_n/k_b > 10$ и при расстоянии от дна дрены до подошвы верхнего слоя, большем ширины дрены, имеем

$$L_{нд} = 0,73 \frac{k_n}{k_b} m \lg \frac{8m_b}{\pi d_d}. \quad (\text{VII.3a})$$

В случае, когда дренируемый водоносный горизонт разделен слабопроницаемым слоем на два пласта (рис. VII.2, г),

$$L_{нд} = 0,5 \sqrt{\frac{k_3 m_3 m_2}{k_2}} \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \sqrt{\alpha} + \alpha L'_{нд}, \quad (\text{VII.3б})$$

$$\alpha = 1 + \frac{k_3 m_3}{k_1 m_1},$$

где $L'_{нд}$ определяется для верхнего пласта, считая $k_2=0$, т. е. по формуле (VII.3) при $m_d=m_1$. По формуле (VII.3б) можно провести расчет для двухпластовой схемы, если дрена располагается в верхнем слое с коэффициентом фильтрации k_b . В этом случае следует только величину $L_{нд}$ рассчитывать по формуле (VII.3а) при $m=m_1$ и $k_n=k_1$.

Величина d_d представляет собой расчетный диаметр дренажа, который для дренажной траншеи может определяться по аппроксимационной формуле

$$d_d = \varepsilon (b_1 + 0,5b_2); \quad \varepsilon = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2b_1b_2}{4b_1^2 + b_2^2}}. \quad (\text{VII.4})$$

Условием применимости метода сопротивлений является требование локальности зоны резкой деформации потока вблизи дренажа, которое удовлетворяется, если расстояние между границами потока и дренажами, а также между дренажными системами больше длины зоны резкой деформации, которая для вертикального дрена-

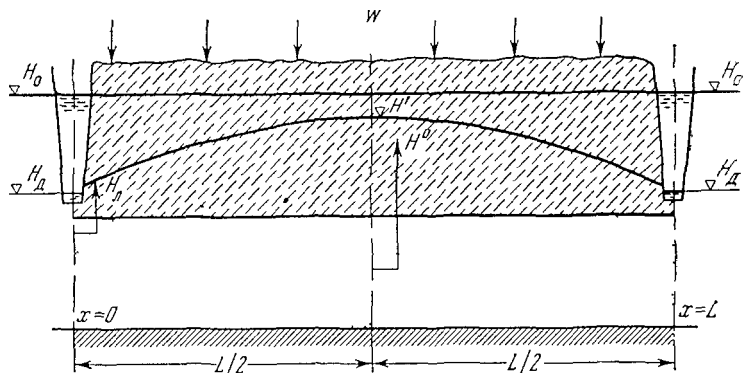


Рис VII.3 Схема горизонтального систематического дренажа при постоянной по площади инфильтрации

жа примерно равна σ , а для горизонтального дренажа в сравнительно однородном пласте примерно соответствует мощности пласта.

Можно рекомендовать следующий порядок составления расчетных зависимостей с помощью метода сопротивлений для условий, когда поток может быть приведен к линейному в плане:

- 1) заменяем линии дренажа совершенными траншеями с уровнями воды в них H_d , которые разбивают поток на отдельные зоны;
- 2) записываем выражение для расхода потоков в этих зонах;
- 3) составляем уравнения баланса потока на линиях траншей;
- 4) совместное решение балансовых уравнений с уравнением (VII.1), связывающим уровень на линии дренажа и в дренаже, дает искомое решение задачи.

Дальнейшие преобразования этой системы зависят от того, какие величины являются заданными, а какие — искомыми.

Одной из основных схем при расчетах мелиоративного дренажа является систематический дренаж при постоянном режиме инфильтрации с интенсивностью w (рис. VII.3). В этом случае заранее известно значение притока в дренаж $q_d = wL$, а в соответствии с (VII.1) можно определить средний напор на линии дренажа:

$$H_{\pi} = H_{\text{д}} + \frac{\omega L}{T} L_{\text{нд}}. \quad (\text{VII.5})$$

С другой стороны, используя общее уравнение инфильтрационного потока (II.6), найдем отношение напора посередине между дренами H^0 к напору на линии H_{π} :

$$H^0 = H_{\pi} + \frac{\omega L^2}{8T}. \quad (\text{VII.6})$$

Подставляя H_{π} из (VII.5) в (VII.6) и решая полученное уравнение относительно L , получим расчетную зависимость для определения расстояния между дренами:

$$L = 4 \left[\sqrt{L_{\text{нд}}^2 + \frac{T}{12\omega} (H^0 - H_{\text{д}})} - L_{\text{нд}} \right], \quad (\text{VII.7})$$

причем величина $L_{\text{нд}}$ определяется для вертикального и горизонтального дренажа по формулам (VII.2) и (VII.3).

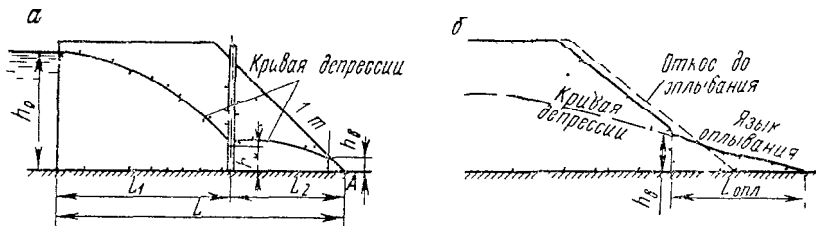


Рис VII.4 К расчету контурной системы водопонижительных скважин в совершенном котловане
а — схема потока при работе ряда скважин; б — схема орошения песчаного откоса

Для однородного по вертикали безнапорного потока (рис VII.2, а) вместо (VII.1) лучше использовать соотношение между средней глубиной потока на линии дренажа h_{π} и глубиной воды в дренаже $h_{\text{д}}$:

$$h_{\pi}^2 = h_{\text{д}}^2 + 2 \frac{q_{\text{д}}}{k} L_{\text{нд}}, \quad (\text{VII.8})$$

которое получается из (VII.1) при $T = 0,5 k (h_{\text{д}} + h_{\pi})$, где k — коэффициент фильтрации на линии дренажа.

Схема однородного по вертикали потока принимается, в частности, при расчетах контурной системы водопонижительных скважин в совершенных котлованах, прорезающих безнапорный водоносный горизонт до водоупора (рис. VII.4).

Считая поток между водоемом и котлованом линейным в плане, разобьем его на две зоны 1) внешнюю — между водоемом (областью питания) и контуром скважин; 2) внутреннюю — между

контуром скважин и краем котлована, который является областью стока с нулевой глубиной потока. Заменяя ряд скважин совершенной траншеей с глубиной потока $h_{\text{л}}$, запишем выражения для расхода потока в зонах, пользуясь формулой Дюпюи (II.13):

во внешней зоне

во внутренней зоне

$$q_1 = k \frac{h_0^2 - h_{\text{л}}^2}{2L_1} \quad (\text{а}); \quad q_0 = k \frac{h_{\text{л}}^2}{2L_2} \quad (\text{б}). \quad (\text{VII.9})$$

Эти уравнения следует решить совместно с уравнением (VII.8) при

$$h_{\text{д}} = h_{\text{с}}, \quad L_{\text{нд}} = \sigma f_{\text{кс}}; \quad q_1 - q_0 = q_{\text{д}} = Q_{\text{с}}/\sigma,$$

где $Q_{\text{с}}$ — дебит скважин.

В задачу водопонижения в совершенных котлованах входит улучшение условий устойчивости откосов котлована за счет уменьшения фильтрационного потока, выходящего на откос.

Наиболее опасной фильтрационной деформацией незащищенного песчаного откоса обычно оказывается оплывание в пределах участка высачивания фильтрационного потока. Средний уклон «языка» оплывания $I_{\text{опл}}$ определяется зависимостью

$$I_{\text{опл}} = \frac{h_{\text{в}}}{l_{\text{опл}}} = 0,5\chi \operatorname{tg} \varphi, \quad (\text{VII.10})$$

где φ — угол внутреннего трения; χ — параметр, отражающий влияние гидродинамических сил; величина χ для сравнительно однородных песков определяется по данным табл. VII.1.

Таблица VII.1

Зависимость χ от η

$q_0 < 7 \text{ м}^2/\text{сут}$						
$\eta = \frac{\sqrt[3]{q_0}}{d_{\text{ср}}}$	0	20	50	100	150	200
χ	1	0,75	0,49	0,3	0,21	0,16
$q_0 > 7 \text{ м}^2/\text{сут}$						
$\eta = \sqrt{\frac{q_0}{3d_{\text{ср}}+0,05}}$	0	2	5	10	15	
χ	1	0,91	0,66	0,31	0,16	

В табл. VII.1 при определении η следует принимать q_0 в квадратных метрах на сутки, а средний диаметр зерен грунта $d_{\text{ср}}$ в сантиметрах.

Определив величину $I_{\text{опл}}$, найдем расчетную величину заложения откоса $\bar{m}$ по формуле

$$\bar{m} = \frac{5}{\operatorname{tg} \varphi + 3I_{\text{опл}}}, \quad (\text{VII.11})$$

после чего может быть определена высота участка высачивания по формуле

$$h_{\text{в}} = (\bar{m} + 0,5) \frac{q_0}{k}, \quad (\text{VII.12})$$

а также и длина «языка» оплывания $l_{\text{опл}}$, поскольку

$$l_{\text{опл}} = \frac{h_{\text{в}}}{I_{\text{опл}}}. \quad (\text{VII.13})$$

Приведенная система уравнений дает возможность найти зависимость размеров «языка» оплывания от дебита скважин $Q_{\text{с}}$.

Применение метода сопротивлений эффективно решает и вопросы моделирования дренажа, поскольку он позволяет свести задачу к планово-плоской, вводя только на модели ЭГДА дополнительное сопротивление, учитывающее гидродинамическое несовершенство дренажа.

Для учета несовершенства дренажа на моделях из электропроводной бумаги вдоль линии дренажа наклеивается лист бумаги той же проводимости, что и модели в этом сечении, длиной $\delta_{\text{нд}}$ (рис. VII.5):

$$\delta_{\text{нд}} = \frac{1}{\alpha_l} L_{\text{нд}}, \quad (\text{VII.14})$$

где α_l — линейный масштаб модели, а величина $L_{\text{нд}}$ определяется по формулам (VII.2) и (VII.3). При моделировании дренажа в блок, включающий дренаж, подключается дополнительное фильтрационное сопротивление Φ^0 , определяемое как для планового потока длиной $L_{\text{нд}}$ и шириной $B_{\text{д}}$, равной длине дренажа в пределах данного блока, т. е.

$$\Phi^0 = \frac{L_{\text{нд}}}{TB_{\text{д}}}. \quad (\text{VII.15})$$

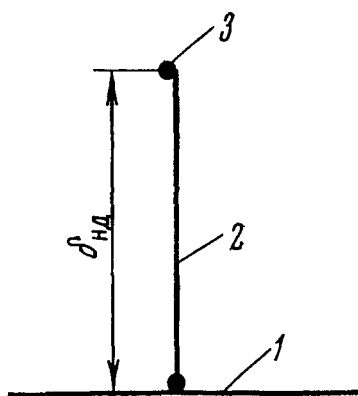


Рис. VII.5. К учету гидродинамического несовершенства скважин, каналов и дрен на бумажной модели:
1 — лист модели; 2 — дополнительный лист бумаги; 3 — шина с потенциалом $\bar{U}_{\text{с}}$, соответствующим напору в дренах или скважине

Для одномерного в плане потока $B_d = 1$ м и

$$\Phi^0 = \frac{L_{нд}}{T}. \quad (\text{VII.15a})$$

При построении гидравлической или электрической модели потока в блок с дренажом соответственно подключается дополнительное сопротивление R^0 , пропорциональное фильтрационному сопротивлению Φ^0 , т. е.

$$R^0 = \alpha_R \Phi^0, \quad (\text{VII.15б})$$

на конце которого задается потенциал, соответствующий напору воды в дрене H_d .

При близком расположении дрены к границе потока (например, для берегового дренажа, расположенного вдоль области питания — реки, водохранилища), когда расстояние между границей и дренажом на модели оказывается меньшим 2—3 см, учет несовершенства дренажа по изложенной выше методике может привести к существенным техническим погрешностям. Однако в этом случае обычно можно считать, что приток к дрене в основном формируется за счет потока со стороны водоема и может быть определен по формуле

$$q_d = T \frac{H_p - H_d}{L + L_{нд}}, \quad (\text{VII.16})$$

где L — расстояние от водоема до дренажа (разумеется, с учетом сопротивления ложа водоема), а H_p — напор воды в водоеме.

Далее можно определить величину среднего напора на линии дренажа H_d согласно (VII.1):

$$H_d = H_{\text{д}} + \frac{H_p - H_d}{L + L_{нд}} L_{нд} \quad (\text{VII.16a})$$

и моделировать дренаж, накладывая вдоль линии дренажа шину с переменным потенциалом, соответствующим значениям напоров H_d . При моделировании установившейся фильтрации этот расчет может быть уточнен, если во втором приближении расход дренажа определить с учетом расхода со стороны, противоположной водоему, полученному на модели в первом приближении.

Задача VII.1.

Расчет берегового дренажа

Гидрогеологическая обстановка. Город расположен на поверхности I надпойменной террасы реки (рис. VII.6, а). Аллювиальные отложения (al Q_{IV}) представлены разноразмерными песками общей мощностью 7—8 м. В основании песчаной толщи залегает базальный галечниковый горизонт мощностью 1—2 м (рис VII.6, б). Пески

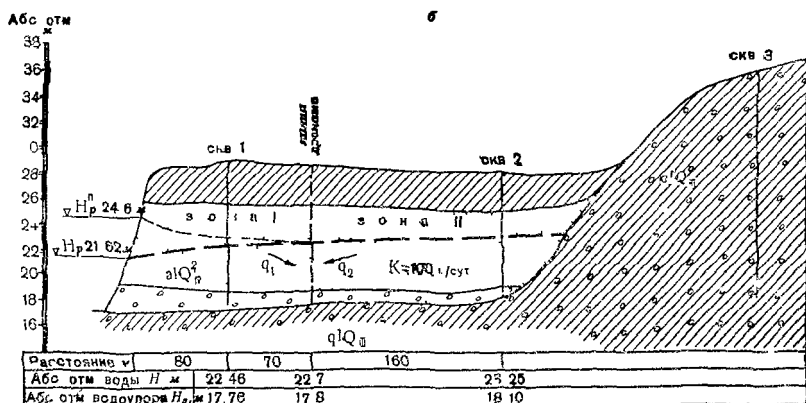
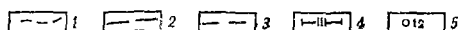
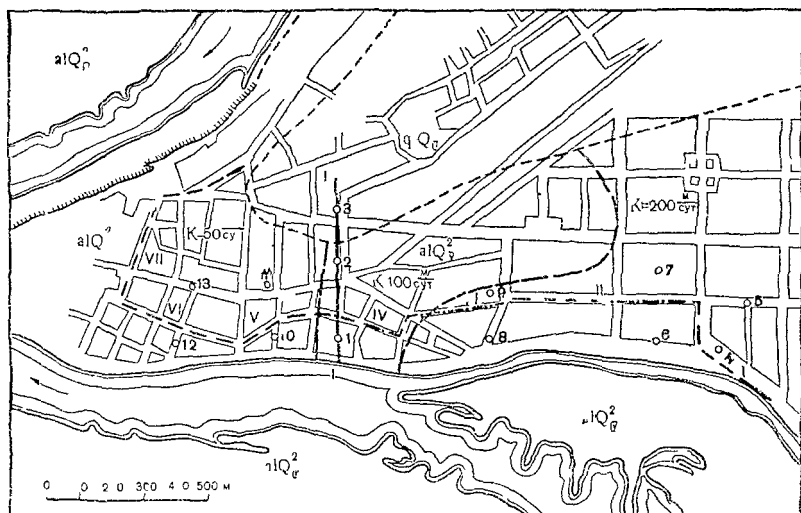


Рис VII.6 К расчету берегового дренажа

а — схема размещения берегового дренажа (1 — геоморфологические границы, 2 — границы зон с различными коэффициентами фильтрации, 3 — линия дренажа, 4 — линия разреза, 5 — скважина и ее номер),
б — схема литологического строения по линии I—I

в вертикальном направлении практически однородны, по площади коэффициент фильтрации их изменяется от 50 до 200 м/сут. Пески перекрыты супесчано-суглинистым покровным слоем мощностью около 3 м. Аллювиальные отложения подстилаются плотными мо-

ренными суглинками ($gl Q_{III}$), служащими водоупором для аллювиального водоносного горизонта. Тыловой частью I надпойменная терраса примыкает к моренным суглинкам (рис. VII.6, б).

Благодаря наличию слабопроницаемого покровного слоя питание водоносного горизонта за счет инфильтрации атмосферных осадков происходит преимущественно в пониженной тыловой части надпойменной террасы.

В естественных условиях водоносный горизонт дренируется рекой, меженная отметка которой на одном из участков 21,62 м. Глубина залегания грунтовых вод в естественных условиях 4—5 м. Вследствие значительной крутизны берегов образование водохранилища с проектной отметкой $H_p^I = 24,6$ м не вызовет существенного перемещения уреза воды.

Для защиты города от подтопления запроектирован береговой дренаж.

Постановка задачи: обосновать параметры берегового защитного дренажа, обеспечивающего на территории города сохранение естественных отметок грунтовых вод.

Составление расчетной (фильтрационной) схемы. 1. Поток можно считать линейным в плане или близким к линейному, поскольку линия дренажа идет вдоль берега водохранилища на незначительном расстоянии от него. 2. Водоупор в прибрежной зоне, включая и линию дренажа, можно считать горизонтальным. 3. Так как коэффициент фильтрации песков по глубине существенно не изменяется, а галечниковый горизонт в их основании маломощный, пренебрежем его влиянием и примем с некоторым приближением схему однородного по вертикали пласта. 4. Анализ соотношения напоров на линии профиля I—I в меженный период указывает на наличие в рассматриваемых условиях значительной величины сопротвления ложа реки ΔL , величину которого можно определить, используя данные по напорам грунтовых вод в скважинах. 5. Примем, что в пределах рассматриваемой части потока питание водоносного горизонта за счет инфильтрации атмосферных осадков происходит только в тыловой части надпойменной террасы. 6. Вдоль трассы дренажа можно выделить ряд участков с характерными для каждого из них условиями поступления воды к дренажу (рис. VII.6, а).

При решении для сохранения естественных отметок грунтовых вод на территории города необходимо, чтобы напор на линии дренажа H_d был равен естественной отметке грунтовых вод H_e в этом сечении. Оценку параметров дренажа следует проводить отдельно для каждого участка, определив для него предварительно величину ΔL .

В качестве примера проведем расчет дренажа на IV участке, для которого характерен коэффициент фильтрации $k=100$ м/сут. Абсолютная отметка естественного потока на линии дренажа $H_d=22,7$ м; среднее расстояние от уреза реки до линии дренажа $L_{pч}=150$ м (рис. VII.6, а).

При оценке параметров дренажа на IV участке можно использовать данные по скв. 1 и 2 (рис. VII.6, б).

Определим сначала сопротивление ложа реки ΔL на этом участке по зависимости, справедливой для однородного по вертикали потока:

$$\Delta L = \frac{h_1^2 - h_p^2}{h_2^2 - h_1^2} L_{1-2} - L_{p-1}.$$

Мощность водоносного горизонта в естественных условиях у реки h_p и в наблюдательных скважинах h_1 и h_2 можно определить, зная напоры в реке и в скважинах (см. рис. VII.6, б) и абсолютную отметку водоупора, среднее значение которой для рассматриваемого профиля можно принять $H_B = 17,8$ м; $h_p = H_p - H_B = 21,62 - 17,8 = 3,82$ м; $h_1 = H_1 - H_B = 22,46 - 17,8 = 4,66$ м; $h_2 = H_2 - H_B = 23,25 - 17,8 = 5,45$ м.

Расстояние скв. 1 от реки $L_{p-1} = 80$ м, а между скв. 1 и 2 $L_{1-2} = 230$ м.

Таким образом,

$$\Delta L = \frac{4,66^2 - 3,82^2}{5,45^2 - 4,66^2} \cdot 230 - 80 = \frac{7,1}{8,05} \cdot 230 - 80 = 123 \text{ м.}$$

Примем в дальнейших расчетах для этого участка сопротивление ложа водохранилища равным 120 м.

1. **Расчет вертикального дренажа.** Заменим ряд скважин совершенной траншеей с уровнем на линии $H_{\text{л}} = 22,7$ м и погонным притоком $q = \frac{Q_c}{\sigma}$. Разбиваем поток на 2 зоны: зона I располагается между урезом водохранилища и линией дренажа; зона II — за линией дренажа (рис. VII.6, б).

Составляем уравнение баланса на линии дренажа:

$$q = q_1 + q_2.$$

Определим расходы q_1 и q_2 , вычислив предварительно мощность потока у уреза водохранилища h_p^n и на линии дренажа $h_{\text{л}}$:

$$h_p^n = H_p^n - H_B = 24,6 - 17,8 = 6,8 \text{ м;}$$

$$h_{\text{л}} = H_{\text{л}}^e - H_B = 22,7 - 17,8 = 4,9 \text{ м.}$$

Значение q_1 определяем с учетом сопротивления ложа водохранилища ΔL :

$$\begin{aligned} q_1 &= k \frac{(h_p^n)^2 - h_{\text{л}}^2}{2(L_{p-\text{л}} + \Delta L)} = 100 \frac{6,8^2 - 4,9^2}{2(150 + 120)} = \\ &= \frac{100(46,25 - 24,01)}{2 \cdot 270} = \frac{222,4}{54} = 4,12 \text{ м}^2/\text{сут.} \end{aligned}$$

Величина q_2 представляет собой расход потока в естественных условиях:

$$q_2 = k \frac{h_2^2 - h_{л}^2}{2L_{л-2}} = 100 \frac{5,45^2 - 4,9^2}{2 \cdot 160} = 100 \frac{29,75 - 24}{320} = \\ = \frac{5,75}{3,20} = 1,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Погонный приток к дренажу равен сумме вычисленных расходов:

$$q = q_1 + q_2 = 4,13 \text{ м}^3/\text{сут} + 1,8 \text{ м}^3/\text{сут} = 5,93 \text{ м}^3/\text{сут} = 0,25 \text{ м}^3/\text{час.}$$

Примем расстояние между скважинами $\sigma = 30$ м; тогда приток к скважине $Q_c = q\sigma = 5,93 \cdot 30 = 178 \text{ м}^3/\text{сут} = 7,4 \text{ м}^3/\text{час.}$

Наиболее подходящим для этих условий является насос 6АП-9×6 с производительностью 7,2 м³/час. Уточним значение σ в соответствии с производительностью насоса:

$$\sigma = \frac{Q_c}{q} = \frac{7,2}{0,25} = 29 \text{ м.}$$

Диаметр скважины при работе насоса марки 6АП-9×6 с учетом обсыпки примем равным 250 мм. При выбранных значениях Q и σ вычислим глубину потока h_c в скважине по формуле (VII.8), определив предварительно по номограмме (см. рис. VII.1) значение $f_{кc}$ (при $\frac{\sigma}{d_c} = \frac{29}{0,25} = 115$ $f_{кc} = 0,575$):

$$h_c = \sqrt{h_{л}^2 - 2q \frac{\sigma}{k} f_{кc}} = \sqrt{24 - 2 \cdot \frac{5,93 \cdot 29}{100} 0,575} = \\ = \sqrt{24 - 1,98} = \sqrt{22,02} = 4,7 \text{ м,}$$

или в абс. отметках $H_c = 22,5$ м.

Если взять насос АТН-8 производительностью 30 м³/час, то расстояние между скважинами увеличится: $\sigma = \frac{30}{0,25} = 120$ м. При диаметре скважины $d_c = 600$ мм $\frac{\sigma}{d_c} = 200$; $f_k = 0,66$.

Тогда

$$h_c = \sqrt{24 - 2 \frac{5,93 \cdot 120}{10} 0,66} = \sqrt{24 - 9,4} = 3,82 \text{ м,}$$

или в абс. отметках $H_c = 21,62$ м.

Так как длина трассы дренажа на IV участке $l = 260$ м, то для защиты этой части города от подтопления понадобится 9 скважин, оборудованных насосом 6АП-9×6, или 2 скважины с насосом АТН-8.

2. Расчет горизонтального дренажа. Заменим несовершенную дренаж с уровнем H_d совершенной траншеей с напором на линии $H_d = 22,7$ м.

Значения q и h_d остаются прежними: $q = 5,93$ м²/сут; $h_d = 4,9$ м.

Из технических соображений наиболее удобны следующие размеры дрена: ширина по дну $b_2 = 1$ м; высота рабочей части дрена $b_1 = 0,4$ м.

В соответствии с (VII.3а) определим величину $L_{нд}$, приняв $m_d = h_d$ и вычислив предварительно по (VII.4) ε и d_d ,

$$\varepsilon = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2b_1b_2}{4b_1^2 + b_2^2}} = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,4 \cdot 1}{4 \cdot 0,16 + 1}} = 1,18;$$

$$d_d = \varepsilon (b_1 + 0,5b_2) = 1,18 (0,4 + 0,5) = 1,06 \text{ м};$$

$$L_{нд} = 0,73 \cdot 4,9 \lg \frac{2 \cdot 4,9}{3,14 \cdot 1,06} = 0,73 \cdot 4,9 \cdot 0,47 = 1,68 \text{ м}.$$

Далее, по (VII.8) определим h_d :

$$\begin{aligned} h_d &= \sqrt{h_d^2 - 2 \frac{q_d}{k_d} L_{нд}} = \sqrt{4,9^2 - 2 \cdot \frac{5,93}{100} \cdot 1,68} = \\ &= \sqrt{24,01 - 0,2} = \sqrt{23,81} = 4,88 \text{ м}. \end{aligned}$$

или в абс. отметках $H_d = 22,68$ м.

Задача VII.2.

Расчет водопонижительной установки в совершенном котловане

Гидрогеологическая обстановка. Котлован прорезает аллювиальную толщу (al Q_{IV}) и врывается в алевролиты неокомского яруса нижнего мела (K₁ пс), служащие водоупором для водоносного горизонта в аллювиальных отложениях. Залегание алевролитов практически горизонтальное, средняя абс. отметка их кровли равна 0. Аллювиальные отложения представлены песками мощностью $m_1 = 23$ м со средним коэффициентом фильтрации $k_1 = 25$ м/сут, тангенсом угла естественного откоса $\tan \varphi = 0,6$ и действующим диаметром $d_{эф} = 0,026$ см. Эти пески перекрыты супесчаным покровным слоем мощностью $m_2 = 4$ м, с коэффициентом фильтрации $k_2 = 1$ м/сут (рис. VII.7, а).

Существенных различий в строении и фильтрационных свойствах пород, слагающих рассматриваемую территорию, по площади не наблюдается.

На приборе ЭГДА получены эквипотенциали фильтрационного потока для периода прохождения паводка в реке (при отметке воды +30 м) и построены ленты тока (рис. VII.7, б).

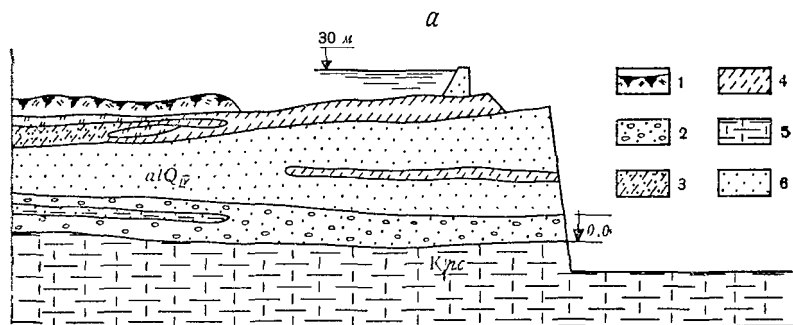


Рис. VII.7. К расчету дренажа в совершенном котловане:
a — поперечный разрез по котловану (1 — почва; 2 — гравий; 3 — су-
 песь легкая; 4 — суглинок средний; 5 — алеврит; 6 — песок); *b* — схе-
 ма расположения котлована гидроузла (1 — границы модели; 2 — ли-
 нии токов; 3 — расчетная лента тока; 4 — изолинии потенциалов)

Постановка задачи: провести расчет водопонижительной установки при максимальных напорах воды в реке $h_0=30$ м, считая допустимой длину языка оплывания откоса котлована $l_{\text{онл}}=10$ м. Проектируемая линия водопонижительных скважин располагается на расстоянии 40 м от основания откоса котлована.

Составление расчетной (фильтрационной) схемы. 1. Ввиду того что коэффициент фильтрации песков по вертикали существенно не изменяется, примем схему однородного по вертикали потока со средним коэффициентом фильтрации $k=25$ м/сут. 2. Наличие супесчаного покровного слоя учтем удлинением потока на величину ΔL . При $k_1=25$ м/сут; $k_2=1$ м/сут; $m_1=23$ м; $m_2=4$ м будем иметь

$$\Delta L = \sqrt{\frac{m_1 k_1 m_2}{k_2}} = \sqrt{\frac{23 \cdot 25 \cdot 4}{1}} = 48 \text{ м.}$$

3. Имеющийся плоский в плане поток приведем к линейному, используя полученные на приборе ЭГДА эквипотенциали (рис. VII.7, б) и проводя расчет по лентам тока.

В качестве примера определим расчетную длину L для третьей ленты тока. За расчетную ширину этой ленты $b_{\text{л}}$ примем ширину ее у водопонижительного контура, которая примерно соответствует ширине ленты у основания откоса котлована $b_{\text{л}}=140$ м.

Разобьем ленту тока на участки с одинаковым падением относительных напоров ($\Delta \bar{H}=0,2$) по их длине. В этом случае расчетная длина каждого участка определится по зависимости (I.13). Так, для участка № 1 (рис. VII.7, б) расчетная длина l_1^0 будет

$$l_1^0 = \frac{b_{\text{л}}}{b_1} l_1 = \frac{140}{150} \cdot 110 = 103 \text{ м.}$$

Приведем расчетные длины для всех участков:

№ участка	$b_{\text{л}}$	b_i	l_i	l_i^0
I	140	150	110	103
II	140	160	120	105
III	140	190	140	103
IV	140	250	150	84
V	140	290	160	100

При вычислении l_5^0 следует учесть величину $\Delta L=48$ м, суммируя ее с фактической длиной участка $l_5=160$ м. Таким образом, $l_5^0 = 160 + 48 = 208$ м и $l_5^0 = \frac{140}{290} \cdot 208 = 100$ м.

Суммируя значения l_i^0 , получим расчетную длину потока L

$$L = \sum_{i=1}^5 l_i^0 = 495 \text{ м.}$$

При решении проведем расчет водопонизительной установки для третьей ленты тока, расчетная длина которой $L=495$ м. Задача решается подбором. Оценим вначале величину деформации откоса при отсутствии водопонизительных установок. Для условия напорно-безнапорного потока, имеющегося в задаче, погонный водоприток к котловану можно вычислить по формуле

$$q_0 = k \frac{2m_1 h_0 - m_1^2}{2L} = 25 \frac{851}{990} = 21,5 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Поскольку расход q_0 поступающий в котлован, превышает $7 \text{ м}^2/\text{сут.}$, определим параметр η по формуле

$$\eta = \sqrt{\frac{q_0}{3d_{\text{эф}} + 0,05}} = \sqrt{\frac{21,5}{0,078 + 0,05}} = \sqrt{168} \approx 13,$$

а затем найдем значение $\chi=0,22$ (табл. VII.1).

После этого по (VII.10) определим средний уклон «языка» оплывания:

$$I_{\text{опл}} = 0,22 \frac{0,6}{2} = 0,066.$$

Зная $I_{\text{опл}}$, вычислим согласно (VII.11) расчетную величину заложения откоса:

$$\overline{m} = \frac{5}{0,6 + 0,198} = 6,3,$$

а затем по (VII.12) найдем высоту высачивания:

$$h_{\text{в}} = (6,3 + 0,5) \frac{21,5}{25} = 5,85 \text{ м.}$$

При среднем уклоне «языка» оплывания $I_{\text{опл}}=0,066$ и $h_{\text{в}}=5,85$ м длина «языка» оплывания согласно (VII.13) будет

$$l_{\text{опл}} = \frac{h_{\text{в}}}{I_{\text{опл}}} = \frac{5,85}{0,066} = 89 \text{ м.}$$

Очевидно, что полученное значение $l_{\text{опл}}$ резко превышает допустимую норму. Для сокращения размеров деформации откоса следует уменьшить водоприток к котловану.

Пусть $q_0=2 \text{ м}^2/\text{сут.}$; тогда параметр

$$\eta = \frac{\sqrt[3]{q_0}}{d_{\text{ср}}} = \frac{1,26}{0,026} = 48,5$$

и параметр оплывания $\chi=0,5$.

Далее, по зависимостям (VII.10)—(VII.13) находим

$$I_{\text{опл}} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15; \quad \overline{m} = \frac{5}{0,6 + 0,45} = 4,76;$$

$$h_b = (4,76 + 0,5) \cdot \frac{2}{25} = \frac{5,26 \cdot 2}{25} = 0,42 \text{ м}; \quad l_{\text{опл}} = \frac{0,42}{0,15} = 2,8 \text{ м.}$$

Принятое условие о допустимости $l_{\text{опл}} = 10$ м позволяет несколько увеличить расход q_0 . При $q_0 = 5$ м²/сут будем иметь

$$\eta = \frac{\sqrt[3]{3}}{0,026} = \frac{1,71}{0,026} = 66; \quad \chi = 0,4;$$

$$l_{\text{опл}} = 0,4 \cdot 0,3 = 0,12; \quad \bar{m} = \frac{5}{0,6 + 0,36} = 5,2;$$

$$h_a = (5,2 + 0,5) \cdot \frac{5}{25} = 1,12 \text{ м}; \quad l_{\text{опл}} = \frac{1,12}{0,12} = 9,3 \text{ м.}$$

Полученная величина оплывания откосов соответствует поставленным требованиям, поэтому расчет водопонизительной установки проведем для $q_0 = 5$ м²/сут.

Используя (VII.96), найдем для принятого расхода $q_0 = 5$ м²/сут напор на линии скважин, расположенной от основания откоса котлована на расстоянии $L_2 = 40$ м:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q_0}{k} L_2} = \sqrt{2 \cdot \frac{5}{25} \cdot 40} = 4 \text{ м.}$$

Далее, используя формулу для расхода напорно-безнапорного потока, (задача II.1) вычислим q_1 :

$$q_1 = k \frac{2mh_0 - m^2 - h_x^2}{2L_1} = 25 \frac{851 - 16}{910} = 22,9 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Составив уравнение баланса, найдем погонный приток к линии дренажа: $q_d = q_1 - q_0 = 22,9 - 5 = 17,9$ м²/сут = 0,75 м²/час.

Далее следует подобрать насосное оборудование. Возьмем насос АТН-8 оптимальной производительностью 30 м³/час. Требуемое расстояние между скважинами σ предварительно оценим исходя из оптимальной производительности насоса:

$$\sigma = \frac{Q_c}{q_d} = \frac{30}{0,75} = 40 \text{ м.}$$

По (VII.2) при диаметре скважин 0,4 м находим величину $f_{\text{кс}} = 0,55$ и $L_{\text{нд}} = \sigma f_{\text{кс}} = 22$ м. При $h_c = 0$ для выбранного насоса согласно (VII.8) вычисляем

$$h_x = \sqrt{2 \cdot \frac{17,9}{25} \cdot 22} = \sqrt{31,5} = 5,6 \text{ м.}$$

Сравнив полученный результат с величиной $h_x = 4$ м, соответствующей $q_0 = 5$ м²/сут, приходим к выводу, что выбранное нами

насосное оборудование не обеспечит допустимую величину q_0 : при $h_{\text{л}}=5,6$ м согласно (VII.96)

$$q_0 = 25 \cdot \frac{31,5}{80} = 9,85 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

И, следовательно, длина «языка» оплывания превысит принятую норму.

Возьмем поэтому насос ВАН-7 производительностью $16 \text{ м}^3/\text{час} = 384 \text{ м}^3/\text{сут.}$ Тогда $\sigma = \frac{16}{0,75} = 21$ м, и для $d_c=0,3$ м $f_{\text{КС}}=0,49$, а $L_{\text{нд}}=21 \cdot 0,49=10,5$ м. По формуле (VII.8) находим $h_{\text{л}}$:

$$h_{\text{л}} = \sqrt{2 \frac{17,9}{25} 10,5} = \sqrt{15} = 3,88 \text{ м.}$$

При работе насосов марки ВАН-7 q_0 будет немного меньше, чем $5 \text{ м}^3/\text{сут.}$ и, следовательно, длина языка оплывания не превысит нормы.

Определим общее число водопонизительных скважин n на расчетном участке:

$$n = \frac{b_{\text{л}}}{\sigma} = \frac{140}{21} = 7 \text{ (скв.)}$$

Задача VII.3.

Моделирование берегового защитного дренажа

Гидрогеологическая обстановка. Территория города А. расположена на поверхности II надпойменной террасы крупной реки В., меженная отметка которой +6 м. Река С., впадающая в реку В., протекает через город и имеет в его пределах абс. отметку 12,3 м. Уклоны реки С. очень невелики — порядка 0,0003—0,0005; ширина русла около 50 м (рис. VII.8, а). В пределах I надпойменной террасы русло реки С. местами заболочено.

Абс. отметки поверхности II надпойменной террасы на территории города изменяются от 19 до 21 м; сложена она с поверхности делювиальными супесями и суглинками мощностью около 2 м (рис. VII.9). Суглинки подстилаются лиманными хвалынскими отложениями ($\text{lim } Q_{\text{ш}}^1 \text{ hv}$) пестрого литологического состава, мощность которых 10—15 м, средний коэффициент фильтрации 0,5 м/сут. Ниже залегают аллювиальные пески различной крупности с линзами старичных суглинков. Мощность этих отложений изменяется от 10—15 до 25 м. В основании аллювиальных песков прослеживается базальный горизонт, сложенный разнорезнистыми песками с гравием и галькой. Средний коэффициент фильтрации толщи песков, определенный по данным опытных работ, равен 20 м/сут. К аллювиальным пескам приурочен водоносный гори-

зонт, водоупором для которого служат глины неокомского яруса нижнего мела (K_{nc}). Поверхность грунтовых вод проходит в хвалынских супесчано-суглинистых отложениях и располагается в условиях естественного режима на отметках 8—10 м (рис. VII.8, а).

Градиенты грунтового потока не превышают 0,0003. Урез воды в реке С. располагается значительно выше поверхности грунтовых вод, она гидравлически связана с грунтовыми водами. Доказательством этого служит почти синхронное изменение напоров, наблюдавшееся в период паводка в реке С. и в скважинах, расположенных в створе, перпендикулярном к реке. По данным режимных наблюдений, в стационарный период было определено сопротивление ложа реки С. $\Delta L = 3000$ м.

После строительства ГЭС вдоль обрыва II надпойменной террасы, а частично и в насыпных грунтах будет проходить отводной судоходный канал, соединяющий верхний и нижний бьефы плотины (рис. VII.8, а). Ложем для судоходного канала будет служить I надпойменная терраса, сложенная с поверхности слоем суглинков мощностью около 2 м, $k = 0,5$ м/сут, подстилаемых водоносными песками мощностью около 30 м, $k = 15$ м/сут. Водоупором служат глины неокомского яруса нижнего мела (K_{nc}). Проектная отметка судоходного канала в верхнем бьефе +18 м, в нижнем +6 м. Проектная отметка реки С. после строительства ГЭС +16 м.

Таблица VII.2

Исходные данные для моделирования дренажа

№ расчетной точки	Абс. отметка естеств. потока H_e , м	Абс. отметка дренажа $H_{др}$, м	Абс. отметка на линии дренажа $H_{л}$, м	Абс. отметка после подпора $H_{п}$, м	Величина подпора ΔH , м	$\bar{U}$, %
1	9,0	—	—	18	9	96,6
2	9,0	—	—	18	9	96,6
3	9,0	16,04	16,41	—	7,41	83,3
4	9,5	15,34	15,84	—	6,34	74,5
4а	9,5	15,34	—	—	5,84	70,3
5	9,6	16,49	16,78	—	7,18	81,5
6	9,6	14,5	15,16	—	5,56	68
7	9,0	15,2	15,73	—	6,73	77,8
8	8,6	14,7	15,32	—	6,72	77,6
8а	8,6	14,7	—	—	6,1	72,5
9	8,5	13,9	—	—	5,4	66,7
10	8,6	—	—	18	9,4	100
11	8,6	—	—	18	9,4	100
12	8,6	—	—	6	—2,6	0
13	6,0	—	—	6	0	20,8
14	6,0	—	—	6	0	20,8
15	11,1	—	—	16	4,9	62,5
16	12,3	—	—	16	3,7	52,5
17	16,0	—	—	16	0	20,8
18	18,2	—	—	16	0	20,8

Для защиты города А. от подтопления запроектирован вертикальный самотечный дренаж в двух вариантах. По первому варианту трасса дренажа проходит вдоль берега судоходного канала (участок 3—9, рис. VII.8, а). Среднее расстояние линии дренажа от уреза воды в канале 50 м. Расстояние между скважинами

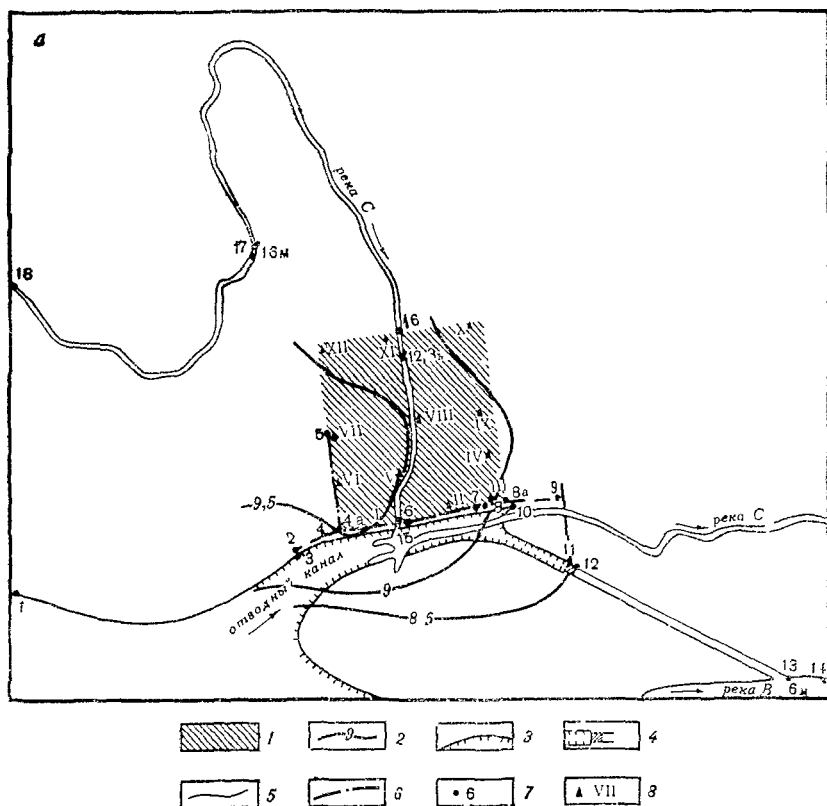


Рис. VII.8. К моделированию берегового дренажа

а — схема грунтового потока в районе города (1 — территория города; 2 — линии гидрозогипса; 3 — берега канала в насыпных грунтах; 4 — шлюзы; 5 — берега канала, идущие вдоль бровки II надпойменной террасы; 6 — проектируемая трасса берегового дренажа; 7 — расчетная точка дренажа и ее номер; 8 — контрольная точка на территории города и ее номер); б — схема модели на приборе ЭГДА (1 — территория города; 2 —

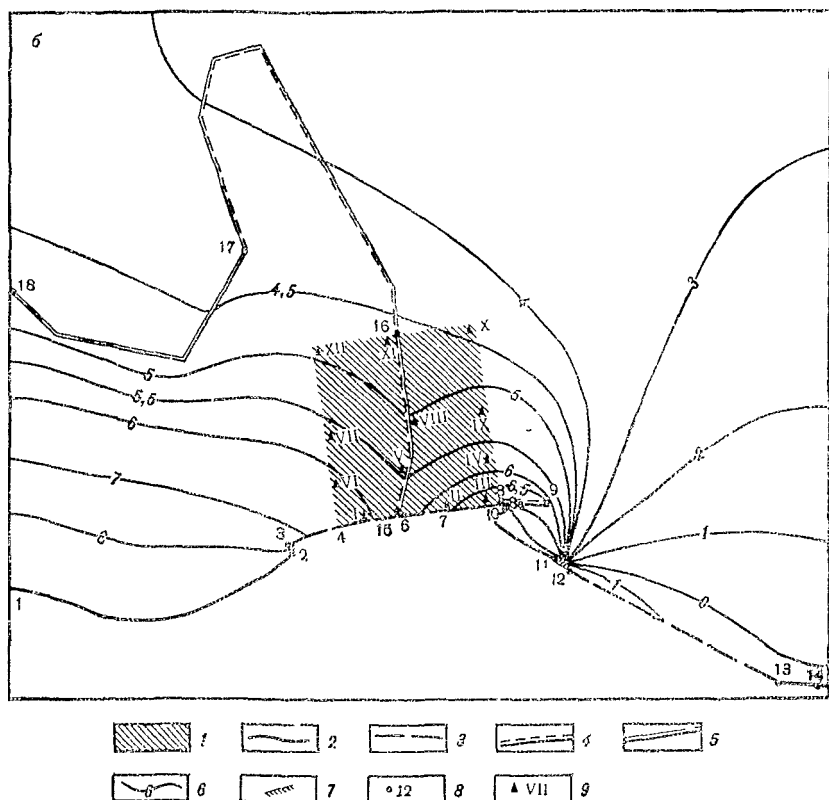
$\sigma \approx 50$ м. Абс. отметки дренажа в характерных точках приведены в табл. VII.2.

Второй проектный вариант предусматривает дополнительную трассу дренажа, проходящую по окраине города перпендикулярно к берегу канала (участок 4—5). Расстояние между скважинами

ми $\sigma=70$ м. Абс. отметки дренажа на этом участке приведены в табл. VII.2.

Диаметры всех скважин $d_c=0,2$ м.

Постановка задачи: 1. Рассчитать предельный подпор грунтовых вод в условиях работы дренажа по первому варианту. 2. Оце-



шины с постоянным потенциалом; 3 — шины с переменным потенциалом, соответствующим напорам на линии дренажа $H_{\text{л}}$; 4 — шины с переменным потенциалом на верхнем конце дополнительного сопротивления; 5 — шины с постоянным потенциалом на верхнем конце дополнительного сопротивления; 6 — изолинии подпора, м; 7 — непроницаемые границы; 8 — расчетная точка дренажа и ее номер; 9 — контрольная точка на территории города и ее номер)

нить целесообразность строительства дополнительной линии дренажа на участке 4—5. 3. Определить в условиях работы дренажа глубину залегания грунтовых вод в характерных (контрольных) точках территории города для конечной стадии развития подпора и, если это будет необходимо, дать рекомендации по рационализа-

ции проекта, учитывая, что глубина залегания грунтовых вод на территории города должна быть не менее 3 м. Абс. отметки поверхности земли и естественного потока грунтовых вод приведены в табл. VII.3.

Составление фильтрационной схемы. 1. Рассматривается стационарный, плоский в плане поток, структура которого опреде-

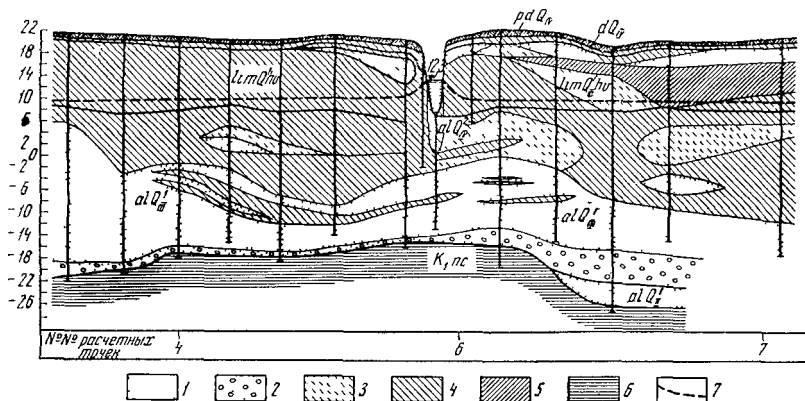


Рис. VII.9. Геолого-литологический разрез по линии дренажа:
1 — песок; 2 — песок с включениями гальки; 3 — супесь; 4 — суглинки легкие; 5 — суглинки средние; 6 — глины; 7 — уровень грунтовых вод

ляется сложными контурами границ потока и его размерами в плане, превышающими на несколько порядков мощность водоносного горизонта. 2. В условиях естественного режима поверхность грунтовых вод на рассматриваемой территории проходит в супесчано-суглинистых отложениях. Следовательно, проводимость грунтового потока до и после развития подпора может быть принята неизменной. 3. Геологическое строение исследуемой территории детально изучено только в пределах города; однако в силу того, что резкого изменения мощности аллювиальных песков не наблюдается, примем при решении задачи проводимость потока постоянной по всей площади рассматриваемого района. При коэффициенте фильтрации песков $k_H=20$ м/сут и средней мощности $m=20$ м проводимость потока $T=400$ м²/сут. 4. Определенное по данным стационарного режима фильтрации сопротивление ложа реки С. $\Delta L=3000$ м. 5. Сопротивление берегов судоходного канала в зоне примыкания его ко II надпойменной террасе (участок 1—2) оценим, считая $k_B=0,5$ м/сут, $m_B=12$ м, $k_H=20$ м/сут, $m_H=20$ м:

$$\Delta L = \sqrt{\frac{k_H m_H m_B}{k_B}} = \sqrt{\frac{20 \cdot 20 \cdot 12}{0,5}} = 100 \text{ м.}$$

6. Так как часть трассы судоходного канала проходит в насыпных грунтах (см. рис. VII.8, а), а ложом для него служат отложения I надпойменной террасы, сопротивление на несовершенство канала, учитывая фильтрационные свойства отложений I надпойменной террасы, определим, считая $k_n=0,5$ м/сут, $m_n=2$ м, $k_n=15$ м/сут, $m_n=30$ м:

$$\Delta L = \sqrt{\frac{15 \cdot 30 \cdot 2}{0,5}} = 40 \text{ м.}$$

Это сопротивление следует учитывать только на участке 10—11, так как в нижнем бьефе канал прорезает суглинистый покров, и сопротивление его на несовершенство будет ничтожно.

7. В соответствии с проектом глубина залегания грунтовых вод после подпора должна быть не менее 3 м, в связи с чем интенсивность инфильтрационного питания до и после развития подпора можно считать неизменной.

Обоснование схемы модели. Ввиду сложности поставленной задачи расчет предельного подпора грунтовых вод на рассматриваемой территории целесообразно провести методами моделирования на бумажной модели ЭГДА.

Условия постоянства проводимости потока и неизменности инфильтрационного питания до и после развития подпора позволяют применить при решении задачи метод суперпозиции. В связи с этим на модели будет рассматриваться поток подпора, и условия на границах будут определяться величиной изменения напоров ΔH по сравнению с положением их в период естественного режима.

Рассмотрим решение задачи для условий работы дренажа по первому варианту. Так как проводимость потока по площади принята постоянной, модель изготавливается из бумаги одного сорта. Сопротивление ее может быть любым, однако, учитывая то, что при моделировании сопротивления на несовершенство дренажа и реки С. может понадобиться бумага и других сортов, лучше для основного поля модели взять такое удельное сопротивление ρ_m , чтобы в запасе оставалась бумага и с большим, и с меньшим ρ . Примем $\rho_m=18\,500$ Ом.

Назначим масштаб модели исходя из общих размеров рассматриваемого района. Длина и ширина моделируемого участка должны по крайней мере в 2—3 раза превышать размеры исследуемой территории города, площадь которого 3×3 км². Следовательно, длина моделируемой части потока вдоль канала должна составлять около 16 км, а ширина в глубь берега 10—12 км. Для таких размеров наиболее удобен масштаб 1 : 20 000, при котором общая площадь модели будет 80×60 см², а территория города на модели займет участок 15×15 см². Модель таких размеров свободно помещается на столе прибора, и вместе с тем на ней может быть обеспечена необходимая точность решения.

Моделирование дренажа будем проводить с применением метода фильтрационных сопротивлений. В пределах рассматриваемой территории можно выделить районы, характеризующиеся различным положением линии дренажа относительно берега канала. Так, в районе участка 3—8 (см. рис. VII.8, а) линия дренажа идет параллельно каналу, а в районе участков 4—5 и 8—9 уходит в глубь берега. В связи с этим и методика моделирования дренажа в выделенных районах будет различна. Рассмотрим участок 3—8. Линия дренажа проходит здесь в 50 м от уреза воды в канале. С учетом сопротивления ложа канала $\Delta L = 100$ м расстояние на модели от границы, соответствующей каналу до линии дренажа, будет всего 7,5 мм, и моделирование дренажа путем введения дополнительных сопротивлений в таких условиях может привести к существенным техническим погрешностям. Поскольку градиенты потока, поступающего к дренажу из канала, существенно больше градиентов естественного потока, последним можно пренебречь и считать, что приток воды к дренажу определяется зависимостью (VII.16). Используя (VII.16а), вычислим значение H_d в расчетных точках на участке 3—8, определив предварительно по (VII.2) значение $L_{нд}$ для $\sigma = 50$ м и $d_c = 0,2$ м; $L_{нд} = \sigma f_{kc} = 50 \cdot 0,695 = 35$ м.

Например, для точки 3, где по проекту $H_d = 16,04$ м:

$$\begin{aligned} H_d &= H_d + \frac{H_p - H_d}{L + \Delta L + L_{нд}} \cdot L_{нд} = 16,04 + \frac{18 - 16,04}{50 + 100 + 35} \cdot 35 = \\ &= 16,04 + \frac{1,96 \cdot 35}{185} = 16,04 + 0,37 = 16,4 \text{ м.} \end{aligned}$$

Далее, вычисляем величину подпора ΔH в этой точке, имея в виду, что отметка естественного потока составляла здесь +9 м: $\Delta H = H_d - H_e = 16,4 - 9 = 7,4$ м.

Таким же образом вычисляем отметку на линии дренажа и величину подпора в других точках рассматриваемого участка (см. табл. VII.2). При моделировании вдоль линии дренажа (точки 3—8) устанавливаются шины, обеспечивающие линейное падение потенциалов между расчетными точками (см. рис. VII.8, б).

На участке 8—9 моделирование дренажа следует проводить включением дополнительного сопротивления в виде полосы электропроводной бумаги высотой δ , определяемой по (VII.14).

Определим высоту полосы δ для $L_{нд} = 35$ м:

$$\delta = \frac{1}{\alpha_l} L_{нд} = \frac{35}{20\,000} = 1,75 \text{ мм.}$$

Очевидно, что для изготовления дополнительного сопротивления следует взять бумагу с удельным сопротивлением ρ_{Σ} , по крайней мере в 7—10 раз отличающимся от удельного сопротивления бумаги модели ρ_m .

Возьмем $\rho_{\Pi}=1900$ Ом, тогда будем иметь

$$\delta = \frac{1}{\alpha_l} \cdot L_{нд} \cdot \frac{\rho_{\Pi}}{\rho_{\Pi}} = \frac{35}{20\,000} \cdot \frac{18\,500}{1900} = 1,7 \text{ см.}$$

Используя естественные отметки грунтового потока и проектные отметки дренажа (см. табл. VII.2), вычислим величину подпора в точках 8а и 9: $\Delta H = H_{д} - H_{е}$. Для точки 8а: $\Delta H = 14,7 - 8,6 = 6,1$ м; для точки 9: $\Delta H = 13,9 - 8,5 = 5,4$ м. Полученные величины подпора записываем в графу 6 табл. VII.2.

Так как значения подпора в точках 8а и 9 различны, то к верхнему концу полосы бумаги высотой $\delta = 1,7$ см наклеиваем шину, обеспечивающую линейное падение потенциала.

Перейдем к определению условий на границе в других частях модели. Проектная отметка канала в верхнем бьефе $+18$ м. На участке 1—2 абс. отметки естественного потока изменяются незначительно (см. рис. VII.8, а) и можно принять для этой части потока $H_{е} = 9$ м. Тогда величина подпора на участке 1—2 будет равна: $\Delta H = H_{\Pi} - H_{е} = 18 - 9 = 9$ м. Так как в этой части сопротивление берега канала $\Delta L = 100$ м, то граница потока в пределах участка 1—2 на модели должна быть смещена на 0,5 см в сторону судохранилища.

На участке 10—11 абс. отметки естественного потока 8,6 м. Величина подпора $\Delta H = 18 - 8,6 = 9,4$ м. Вычисленная нами для этого участка величина $\Delta L = 40$ м в масштабе модели составляет 2 мм, поэтому границу потока на участке 10—11 следует сдвинуть в сторону канала на 2 мм.

По условию задачи абс. отметка нижнего бьефа отводного канала $+6$ м, абс. отметки естественного потока на участке 12—13 изменяются от 8,6 до 6 м. Изменение напора в точке 12 будет равно: $\Delta H = 6 - 8,6 = -2,6$ м, а в точке 13 $\Delta H = 0$. Вдоль реки В. после создания водохранилища условия не изменяются, поэтому на участке 13—14 имеем $\Delta H = 0$.

Рассмотрим методику моделирования реки С., имеющую по условию задачи сопротивление ложа водоема $\Delta L = 3000$ м. Так как ширина русла реки С. около 50 м, что в масштабе модели составляет 2,5 мм, сопротивление на несовершенство русла реки С. целесообразно в этом случае моделировать одной вертикальной полосой электропроводной бумаги, высота которой $\delta = \frac{1}{\alpha_e} \cdot \frac{\Delta L}{2}$. Если при-

нять $\rho_{\Pi} = \rho_{\Pi}$, то $\delta = \frac{1500}{20\,000} = 7,5$ см.

Полосы бумаги высотой более 5 см, приклеивающиеся к модели ребром, обычно не устойчивы, и целесообразно уменьшать их высоту, увеличивая соответственно удельное сопротивление бумаги ρ_{Π} . Возьмем $\rho_{\Pi} = 99\,000$ Ом, тогда $\delta = 1,4$ см.

Таким образом, для моделирования реки С. вдоль ее контура приклеиваем ребром полосу бумаги сопротивлением $\rho_{\Pi} = 99\,000$ Ом и высотой $\delta = 1,4$ см. Величина подпора вдоль реки С. определяется

с учетом среднего ее уклона, который при расчетах может быть принят равным 0,0004. В табл. VII.2 (расчетные точки 15—18) даны абс. отметки реки в естественных условиях H_e и значения подпора $\Delta H = H_{\text{п}} - H_e$ (здесь $H_{\text{п}} = 16$ м — отметка воды в реке после подпора).

Зная величины подпора в расчетных точках (см. табл. VII 2), можно назначить масштаб напоров α_n . Максимальное увеличение напоров после строительства ГЭС на величину +9,4 м будет наблюдаться на участке 10—11. Понижение напоров по сравнению с естественными отметками произойдет в канале ниже шлюзов, причем наибольшее понижение будет в точке 12, где $\Delta H = -2,6$ м. Очевидно, что максимальному изменению напоров $\Delta H_{\text{max}} = 9,4$ м должен соответствовать на модели потенциал 100%; минимальному $\Delta H_{\text{min}} = -2,6$ м — нулевой потенциал. Следовательно, 100%-ному перепаду потенциалов на модели соответствует в природе перепад напоров, равный 12 м, т. е. $\Delta H_{\text{max}} - \Delta H_{\text{min}} = 9,4 - (-2,6) = 12$ м. Определим по (III.1) для всех расчетных точек приведенные потенциалы, соответствующие вычисленным значениям подпора. Установив в расчетных точках с помощью делителя напряжения эти потенциалы, перейдем к решению задачи.

Решение задачи начинаем с проведения на модели изолиний подпора. Для этого, используя зависимость (III.1), вычисляем потенциалы, соответствующие значению подпора $\Delta H = 9; 8,5; 8; \dots$ м. Так, подпору $\Delta H = 9$ м соответствует приведенный потенциал:

$$\bar{U} = \frac{9 - (-2,6)}{9,4 - (-2,6)} = 0,966 = 96,6\%.$$

Получив изолинии потока подпора на всей рассматриваемой территории, проведем в контрольных точках сложение их с отметками естественного потока (табл. VII.3).

Таблица VII.3

Глубина залегания воды в контрольных точках

№ контрольной точки	Абс. отметка поверхности, м	Абс. отметка естественного потока H_e , м	Величина подпора ΔH , м	Абс. отметка потока после подпора, м	Глубина до воды, м
I	20	9,6	6	15,6	4,4
II	18	9,4	6,3	15,7	2,3
III	18	8,9	6,5	15,4	2,6
IV	20	9,1	5,8	14,9	5,1
V	20	9,5	5,5	15,0	5,0
VI	20	9,6	6,2	15,8	4,2
VII	20	9,6	5,7	15,3	4,7
VIII	19	9,4	5,1	14,5	4,5
IX	21	9,1	5,2	14,3	6,7
X	20,5	8,8	4,4	13,2	7,3
XI	19	9,2	4,7	13,9	5,1
XII	19	9,4	5	14,4	4,6

Полученные цифры характеризуют положение поверхности грунтовых вод на конечную стадию развития подпора.

Следующий этап решения задачи — вычисление в контрольных точках глубин залегания грунтовых вод на конечную стадию развития подпора. Вычитая из абс. отметок рельефа абс. отметку грунтовых вод на конечную стадию развития подпора, получим глубину залегания грунтовых вод (табл. VII.3).

Как видно в районе участка дренажа 4—5, предусмотренного вторым вариантом проекта, поверхность грунтовых вод в условиях работы только берегового дренажа располагается на глубине от 3 до 5 м (контрольные точки I, VI, VII) и, следовательно, строительство дренажа на участке 4—5 излишне.

Опасение вызывает лишь зона, примыкающая к участку 6—9, где глубина до воды меньше 3 м (контрольные точки II и III). На этом участке дренажа для понижения горизонта воды можно уменьшить расстояние между скважинами до 25—30 м. Для проверки эффективности действия этих изменений следует провести решение задачи для новых условий по такой же методике.

Задача VII.4.

Расчет систематического дренажа на орошаемой территории

Гидрогеологическая обстановка. Водоносный горизонт на рассматриваемой орошаемой территории приурочен в основном к новокаспийским и хвалынским отложениям ($al Q_{IV}^{hv_1}$, $Q_{III}^{hv_2}$), представленным песками мощностью около 30 м, с коэффициентом фильтрации 5 м/сут. Фильтрационные свойства песков по вертикали практически не меняются.

Кривая депрессии проходит в покрывающем пески супесчано-суглинистом слое мощностью от 2 до 6—8 м. Коэффициент фильтрации покровного слоя, определенный наливами в шурфы, изменяется от 0,01 до 0,5 м/сут. Водоупором служат глины нижнехвалынского возраста ($Q_{III}^{hv_1}$). Среднегодовая инфильтрация на орошаемых землях, определенная по данным режимных наблюдений, $\omega = 10^{-3}$ м/сут.

Постановка задачи: провести оценку размещения вертикального и горизонтального систематического дренажа в условиях установившейся фильтрации, имея в виду необходимость поддержания глубины, при которой практически исключается возможность вторичного засоления почв, равной для данного района 1,5 м.

Решение. I. Расчет горизонтального дренажа. По строительным соображениям задается глубина горизонтальных дрен около 3 м; соответственно расчетная величина «инфильтрационного горба» $H^0 - H_d = 1,5$ м. Там, где мощность покровного слоя меньше 3 м, возможен горизонтальный дренаж, прорезающий покровный слой; в этом случае фильтрационные свойства супесчано-суглини-

стого слоя почти не повлияют на эффективность работы дренажа. На той части территории, где мощность покровного слоя превышает 3 м, горизонтальный дренаж будет располагаться в пределах покровного слоя, и здесь на эффективность работы дренажа существенное влияние могут оказывать фильтрационные свойства и мощность покровного слоя.

1. Расчет горизонтального дренажа, прорезающего покровный слой. Определим длину междреннего расстояния при следующих параметрах фильтрационной толщи: $k=5$ м/сут, $m_d=30$ м.

При проходке горизонтальных дрен ширина их по дну $b_2=1$ м является наиболее приемлемой, так как соответствует размерам ковша канавокопателя. Оптимальное значение $b_1=0,4$ м, принимается для случая работы дрены с травяной обсыпкой. Тогда согласно (VII.4)

$$\varepsilon = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2b_1 \cdot b_2}{4b_1^2 + b_2^2}} = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,4 \cdot 1}{4 \cdot 0,16 + 1}} = 1 + 0,26 \times \\ \times 0,7 = 1,18; d_d = \varepsilon (b_1 + 0,5b_2) = 1,18 (0,4 + 0,5) = 1,06 \text{ м.}$$

Затем по зависимости (VII.3) вычислим

$$L_{нд} = 0,73 m_d \lg \frac{2m_d}{\pi d_d} = 0,73 \cdot 30 \lg \frac{2 \cdot 30}{3,14 \cdot 0,96} = 0,73 \cdot 30 \cdot 1,3 = 28 \text{ м.}$$

Расстояние между дренами L определяем по формуле (VII.7):

$$L' = 4 \left[\sqrt{L_{нд}^2 + \frac{T}{2w} (H^0 - H_d)} - L_{нд} \right] = \\ = 4 \left[\sqrt{28^2 + \frac{150}{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,5} - 28 \right] = 4 [\sqrt{784 + 112500} - 28] = \\ = 4(337 - 28) = 1240 \text{ м.}$$

2. Расчет горизонтального дренажа, не прорезающего покровный слой. Проведем расчет дренажа при следующих параметрах водоносной толщи: $m_n=30$ м, $k_n=5$ м/сут, $m_b=1$ м, $m_b^0=2,5$ м, $k_b=0,01$ м/сут.

Примем, как и в предыдущем расчете, $b_1=0,4$ м; $b_2=1$ м. Тогда в соответствии с (VII.4) $d_d=1,06$ м.

Оценим по (VII.3а) величину $L_{нд}$:

$$L_{нд} = 0,73 \frac{5}{0,01} \cdot 30 \lg \frac{8 \cdot 1}{3,14 \cdot 1,06} = 4152 \text{ м.}$$

Затем определим

$$H^0 = H'_1 - \frac{w}{k_b} m_b^0 = 1,5 - \frac{10^{-3}}{0,01} \cdot 2,5 = 1,25 \text{ м.}$$

После этого по (VII.7) найдем длину междреннего расстояния L :

$$L = 4 \left[\sqrt{4152^2 + \frac{150}{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,25} - 4152 \right] = 45 \text{ м.}$$

Результаты расчетов для других значений коэффициента фильтрации и мощности покровного слоя приведены в табл. VII.4.

Таблица VII.4
Зависимость расстояния L от коэффициента фильтрации
и мощности покровного слоя

Параметры покровного слоя	Значения L , м		
	$m_B^0 = 2,5 \text{ м}$ $m_B = 1 \text{ м}$	$m_B^0 = 4,5 \text{ м}$ $m_B = 3 \text{ м}$	$m_B^0 = 6,5 \text{ м}$ $m_B = 5 \text{ м}$
$k_B = 0,5 \text{ м/сут}$	1050	780	690
$k_B = 0,1 \text{ м/сут}$	470	220	180
$k_B = 0,01 \text{ м/сут}$	45	16	8

Полученные результаты свидетельствуют о том, что наличие покровного слоя заметно влияет на эффективность работы дренажа. При этом решающее значение имеет величина коэффициента фильтрации покровного слоя k_B и в несколько меньшей степени влияет величина m_B .

При $k_B < 0,1$ м/сут влияние сопротивления покровного слоя приводит к резкому сокращению междренных расстояний, а при $k_B \leq 0,01$ м/сут горизонтальный дренаж становится неприемлемым. В этом случае может оказаться целесообразным устройство вертикального систематического дренажа, эффективность которого не зависит от проницаемости покровных отложений.

II. Расчет систематического вертикального дренажа. Проведем для тех же условий расчет систематического вертикального дренажа, работающего на самоизлив. Такой дренаж состоит из ряда скважин, устья которых располагаются на дне горизонтальных дрен. Как было показано в предыдущих расчетах, горизонтальный дренаж в условиях слабой проницаемости и большой мощности покровного слоя малоэффективен. В связи с этим при расчетах вертикального дренажа можно не учитывать дренирующего действия горизонтальных дрен. Если принять расстояние между скважинами $\sigma = 100$ м, а диаметр скважины $d_c = 0,2$ м, то согласно выражению (VII.2) величина $L_{нд}$ будет равна

$$L_{нд} = \sigma \cdot f_{кс} = 100 \cdot 0,366 \lg \frac{100}{3,14 \cdot 0,2} = 81 \text{ м.}$$

Далее, используя зависимость (VII.7), определяем междреннее расстояние, оставляя в силе условие $H^0 - H_d = 1,5$ м:

$$L = 4 \left[\sqrt{L_{нд}^2 + \frac{T}{2\omega} (H^0 - H_d)} - L_{нд} \right] =$$

$$= 4 \left[\sqrt{81^2 + \frac{150}{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,5} - 81 \right] = 1060 \text{ м.}$$

Для $\sigma = 200$ м, $d_c = 0,2$ м будем иметь

$$L_{нд} = 200 \cdot 0,366 \lg \frac{200}{3,14 \cdot 0,2} = 183 \text{ м.}$$

Тогда

$$L = 4 \left[\sqrt{183^2 + \frac{150}{2 \cdot 10^{-3}} \cdot 1,5} - 183 \right] = 804 \text{ м.}$$

Окончательное решение может быть принято после проведения сопоставительного технико-экономического расчета для этих вариантов.

Задача VII.5.

Моделирование систематического горизонтального дренажа

На орошаемой территории проектируется систематический горизонтальный дренаж для поддержания уровня подземных вод на заданной глубине $z_k = 2,3$ м, исключающей возможность вторичного засоления почв. Для рассматриваемой территории характерно развитие мощной толщи отложений четвертичного возраста, подстилаемых глинами неогенового возраста, которые можно считать практически водоупорными. В разрезе четвертичных отложений можно выделить три слоя: I — супесчаный, II — суглинистый, III — песчаный (рис. VII.10). Характеристики этих слоев следующие.

Номер слоя	I	II	III
Мощность слоя, м	21	37	10
Коэффициент фильтрации, м/сут	0,15	0,02	14

Горизонтальные дрены имеют глубину 4 м и ширину по дну $b_2 = 1,5$ м. Глубина воды в дрене $b_1 = 0,2$ м. Интенсивность питания в вегетационный период $\omega = 1,5 \cdot 10^{-3}$ м/сут.

Требуется определить расстояние между дренами, при котором глубина до воды не превышала бы 2,3 м. Этой ситуации удовлетворяет условие, когда напор между дренами $H^0 = 1,5$ м (при этом напор в дрене принимается за нуль, т. е. $H_d = 0$).

Предварительно проведем расчет дрены в условиях двухпластовой системы, рассматривая в качестве водоносных горизонтов слои I и III, разделенные слабопроницаемым слоем II.

Расчетный диаметр дренажа определяется по формуле (VII.4):

$$\varepsilon = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2b_1b_2}{4b_1^2 + b_2^2}} = 1 + 0,26 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,2 \cdot 1,5}{4 \cdot 0,04 + 2,25}} = 1,13; \quad (a)$$

$$d_d = \varepsilon (b_1 + 0,5 b_2) = 1,13 (0,2 + 0,5 \cdot 1,5) = 1,07 \text{ м}, \quad (б)$$

а сопротивление дренажа относительно верхнего слоя характеризуется величиной $L'_{нд}$, определяемой по формуле (VII.3):

$$L'_{нд} = 0,73 m_1 \lg \frac{2m_1}{\pi d} = 0,73 \cdot 20 \lg \frac{2 \cdot 20}{3,14 \cdot 1,07} = 15,7 \text{ м}. \quad (в)$$

(Расчетная мощность $m_1 = m - z_h + b_1 + 0,5 H^0 \cong 20 \text{ м}$).

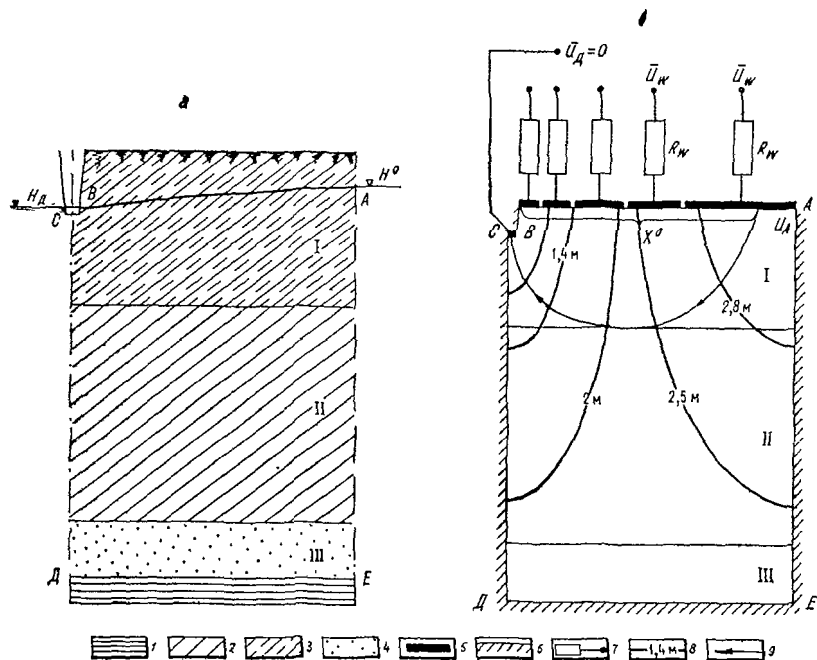


Рис. VII.10. Моделирование мелиоративного дренажа: а — фильтрационная схема; б — схема электромодел; 1 — глина; 2 — суглинок; 3 — супесь; 4 — песок; 5 — шины; 6 — непроницаемые границы; 7 — электрическое сопротивление R_w ; 8 — линии равных напоров; 9 — граничная линия тока

Сопротивление дренажа относительно всей системы определим по формуле (VII.36):

$$\alpha = 1 + \frac{k_3 m_3}{k_1 m_1} = 1 + \frac{14 \cdot 10}{0,15 \cdot 20} = 47,6, \quad (г)$$

$$L_{нд} = 0,5 \sqrt{\frac{k_3 m_3 m_2}{k_2} \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right)} \sqrt{\alpha} + \alpha L'_{нд} =$$

$$= 0,5 \sqrt{\frac{14 \cdot 10 \cdot 37}{0,02} \left(1 - \frac{1}{47,6}\right)} \sqrt{47,6} + 47,6 \cdot 15,7 = 2460 \text{ м.} \quad (\text{д})$$

Проведем расчет расстояния между дренами по формуле (VII.7):

$$L = 4 \left[\sqrt{L_{нд}^2 + \frac{k_1 m_1 + k_3 m_3}{2\omega} \cdot H^0} - L_{нд} \right] =$$

$$= 4 \left[\sqrt{6,05 \cdot 10^6 + \frac{143 \cdot 1,5}{2 \cdot 1,5 \cdot 10^{-3}}} - 2460 \right] = 90 \text{ м.} \quad (\text{е})$$

Полученное расстояние между дренами $L=90$ м оказалось соизмеримым с мощностью дренируемой толщи, что противоречит условию, ограничивающему область применения использованных расчетных формул. В связи с этим для решения поставленной задачи целесообразно применить метод моделирования, причем, учитывая сложность поля фильтрации, в данных условиях удобнее использовать модель из электропроводной бумаги.

Предварительно примем расстояние между дренами заведомо большим полученного, например 200 м, а в процессе решения последовательными приближениями будем искать такое расстояние, при котором напор между дренами соответствовал бы заданному значению $H^0=1,5$ м.

При составлении фильтрационной схемы учтем, что в плане поток симметричен относительно линии водораздела и дрен. В связи с этим решение задачи можно проводить только для половины междренья. Учитывая достаточную протяженность дрен (по сравнению с расстояниями между ними), поток можно считать профильным — плоским в разрезе. Границами этого потока являются: снизу — неогеновые глины, которые можно считать водупором, а сверху — свободная поверхность; боковыми границами служат вертикальные сечения, соответствующие положению дрен и водораздела. Эти границы непроницаемы, за исключением участка контура дрены, в пределах которого по смоченному периметру дрены задается постоянный напор, соответствующий уровню воды в дрене. Кроме того, на свободной поверхности потока должен задаваться расход, соответствующий интенсивности инфильтрационного питания. В связи с тем, что изменение мощности водоносного горизонта, определяемого разницей в напорах $H^0=1,5$ м, невелико, задачу можно решать, считая мощность потока в слое I постоянной и равной в среднем $m_1=20$ м.

При составлении схемы электромодели выберем масштаб коэффициентов фильтрации $\alpha_k = 2800 \frac{\text{Ом} \cdot \text{м}}{\text{см} \cdot \text{суг}}$ исходя из

имеющегося диапазона сопротивлений бумаги. При этом получаются следующие значения удельных сопротивлений бумаги, соответствующих коэффициентам фильтрации различных слоев:

κ , м/сут	0,15	0,02	14
ρ_m , Ом/см	18 600	140 000	200

Моделирование в данном случае целесообразно проводить в масштабе 1 : 200 ($\alpha_l=200$), что дает возможность воспроизвести на модели все слои с достаточной подробностью. Листы из электропроводной бумаги с соответствующим удельным сопротивлением склеиваются электропроводным клеем. Затем модель вырезается по контуру, совпадающему с заданными ранее границами, и по контуру смоченного периметра дрены устанавливаются шины. Для задания инфильтрационного питания к верхней части модели тоже крепятся шины, причем ближе к дрене целесообразно задавать шины меньшего размера (см. рис. VII.10).

Выберем масштаб напоров α_n таким образом, чтобы напору 1 м соответствовал приведенный потенциал 20% ($\alpha_v=20\%/м$), — такой масштаб удобен при пересчете значений потенциалов в напоры и обеспечивает достаточную точность решения задачи.

Задание расходов на модели можно осуществить, добиваясь такого положения, когда на известном сопротивлении R_w перепад приведенного потенциала $\Delta \bar{U}_w$ соответствовал некоторой заданной величине. Примем $\Delta \bar{U}_w=20\%$, имея в виду, что величина $H^0 \alpha_n + \Delta \bar{U}_w$ с некоторым запасом не должна превышать 100%. Поскольку нас интересует превышение напора между дренами над уровнем в дрене, то последний целесообразно принять равным нулю. Приведенный потенциал, соответствующий напору на дрене, тоже будет равен нулю ($\bar{U}=0\%$).

При принятом перепаде потенциала $\Delta \bar{U}_w$ значение сопротивления R_w можно определить по формуле

$$R_w = \frac{\Delta \bar{U}_w \alpha_R}{q \alpha_n}. \quad (\text{ж})$$

Размеры участков Δl в зависимости от длины шин и соответствующие им расходы $Q_w = \omega \Delta L$ и значения R_w приводятся в табл. VII.5.

Таблица VII.5

Данные для построения модели мелиоративного дренажа

Номер участка	1	2	3	4	5	6	7
Длина участка Δl , м	5	5	10	10	20	20	30
Длина шин Δl_m , см	10	10	20	20	40	40	60
Расход Q_w , м ³ /сут	$1,5 \cdot 10^{-2}$	$1,5 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$6 \cdot 10^{-2}$	$6 \cdot 10^{-2}$	$9 \cdot 10^{-2}$
Сопротивление R_w , Ом	93	93	47	47	23	23	16

Зададим с делителя напряжения потенциал $\bar{U}=0$ на шину, моделирующую границу с постоянным напором в дрене, и потенциал $\bar{U}=100\%$ на концы всех сопротивлений R_w , после чего замерим потенциалы на шинах, моделирующих границу с постоянным расходом, и определим разницу потенциалов $\Delta\bar{U}_w$ на концах сопротивления R_w .

Если значение $\Delta\bar{U}_w$ не равно 20%, то задаваемый потенциал следует изменить, задав на каждое сопротивление R_w такой потенциал, при котором $\Delta\bar{U}_w$ составит 20%. (Как вариант можно решать задачу, задаваясь постоянными для всех участков сопротивлениями R_w , но различными значениями $\Delta\bar{U}_w$) Величине действующего напора будет соответствовать потенциал, замеренный на последней шине у границы, противоположной дрене.

В первом приближении на модели получается $\bar{U}=68\%$, что соответствует $H^0=3,4$ м. Как видно, полученное значение значительно превышает заданную величину $H^0=1,5$ м. В связи с этим уменьшим расстояние между дренами в два раза, т. е. половина междренья составит 50 м. Для этого обрежем модель посередине (см. рис VII.10) и проведем моделирование. Замерив потенциал между дренами, убедимся, что в данном случае $\bar{U}=28\%$, что соответствует $H^0=1,4$ м и близко заданному значению.

Важно отметить, что расстояние между дренами 100 м при $H^0=1,4$ м близко к значению 90 м, полученному ранее расчетом при $H^0=1,5$ м, что свидетельствует о широкой возможности метода фильтрационных сопротивлений.

Для анализа работы дрены строится сетка фильтрации и, в частности, выделяется линия тока, ограничивающая поток, целиком протекающий через слой I. Расход этой ленты тока $q_1=\omega x^0$, где $x^0=43$ м — расстояние, в пределах которого расход потока обеспечивается инфильтрационным питанием.

Как видно, в данном случае большая часть расхода (86% от общего дренажного стока) приходится на слой I. Последнее дает основание при расчете дренажа учитывать только один верхний слой, принимая слой суглинков за водоупор. Расчет действующего напора H^0 приведем по формуле (VII.6) для дрены в однородном пласте с учетом выражения (в):

$$H^0 = \frac{\omega L^2}{8T} + \frac{\omega L L'_{нд}}{T} = \frac{1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{8 \cdot 3} + \frac{1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 16}{3} = 1,42 \text{ м.}$$

Полученное значение напора практически совпадает с результатом моделирования.

Проведенное исследование показывает, что применение прогнозных расчетов и моделирования позволяет корректировать расчетную схему, в связи с чем весьма рационально использовать их для разведочных расчетов, обосновывающих направленность полевых изысканий.

МИГРАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Под миграцией подземных вод будет перемещение компонентов подземных вод, определяющих их состав и свойства; ее основными формами является соле- и теплоперенос. Необходимость изучения миграции подземных вод возникает при прогнозах изменения их качественного состава, а также при изучении естественных гидро-геохимических и гидрогеотемпературных полей.

КОНВЕКТИВНЫЙ СОЛЕ- И ТЕПЛОПЕРЕНОС

Основную роль в миграции подземных вод обычно играет конвективный перенос с фильтрационным потоком, характеризующийся прежде всего средней действительной скоростью течения (скоростью миграции) u , которая представляет собой отношение расхода фильтрационного потока к площади пор его поперечного сечения и является, таким образом, статистически средней из действительных скоростей движения воды в порах. Со скоростью фильтрации v величина u связывается соотношением

$$u = \frac{v}{n}, \quad (\text{VIII.1})$$

где n — активная пористость породы, которая характеризует часть пор, заполненную свободной водой и открытую для фильтрации.

К физико-химическим процессам, осложняющим миграцию подземных вод, относятся сорбция растворенных в воде солей на частицах горных пород и растворение водой отдельных компонентов горных пород. Основным физико-химическим параметром миграции является сорбционная емкость пород N , которая представляет собой предельное количество сорбируемого в данных условиях компонента, отнесенное к единице объема грунта¹, при

¹ В физико-химической технологии обычно в качестве сорбционной емкости принимается количество сорбируемого компонента, отнесенное к единице веса сорбата (в данном случае горной породы). Обозначая эту величину через N_B , найдем, что $N_B = N/\gamma_n$, где γ_n — объемный вес породы.

определенной его концентрации в воде c ; размерность сорбционной емкости такая же, как у концентрации раствора ($[N]=[c]$).

Из теоретических соображений, подтверждаемых рядом экспериментальных данных, следует, что при сравнительно небольшой концентрации компонента c можно считать справедливым закон

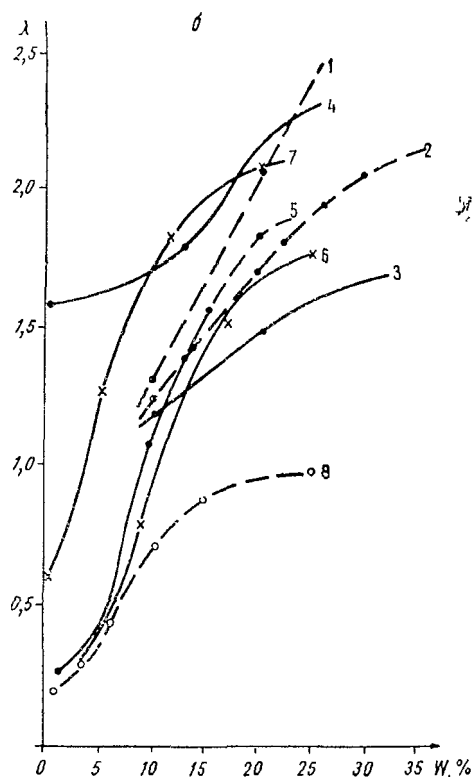
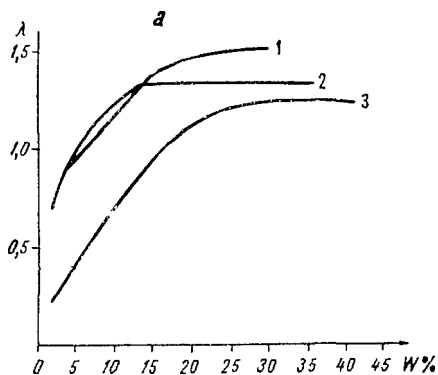


Рис. VIII.1. Графики зависимости коэффициента теплопроводности пород λ (ккал/м·час·град) от объемной влажности: а—глинистые породы (1 — красная глина, 2 — мергель, 3 — каолин), б — песчаные породы (1 — рыхлые, 2 — средней крепости, 3 — цементированные, 4 — песчаники, 5 — песок крупный, 6 — песок мелкий, 7 — супесь, 8 — кварцевый порошок диаметром зерен 0,1 мм)

действующих масс, когда сорбционная емкость пропорциональна концентрации, так что коэффициент распределения

$$\beta = \frac{c}{N} \quad (\text{VIII.2})$$

в данной физико-химической обстановке есть величина постоянная. В общем же случае связь между N и c определяется экспериментальной изотермой сорбции.

Влияние сорбционной емкости пород сводится к тому, что конвективный перенос солей осуществляется со скоростью u_c , меньшей действительной скорости u , причем величина u_c определяется по формуле [1,4]

$$u_c = \frac{v}{n_3}; \quad n_3 = n + \frac{1}{\beta}, \quad (\text{VIII.3})$$

где n_3 представляет собой эффективную пористость, учитывающую солевую емкость поровой среды и скелета породы.

Аналогичное выражение получается и для скорости конвективного переноса теплового потока, только в этом случае другое выражение приобретает эффективная пористость:

$$n_3 = n + (1 - n) \frac{\delta_{ск} c_{ск}}{\gamma c_v}, \quad (\text{VIII.4})$$

где $c_{ск}$ и c_v — удельные теплоемкости скелета породы и воды; $\delta_{ск}$ — удельный вес материала породы [1, 2, 3].

ДИФФУЗИОННО-КОНДУКТИВНЫЙ ПЕРЕНОС

Процессы молекулярной диффузии в пористой среде развиваются по тем же закономерностям, что и в свободной среде, т. е. диффузионный поток Q_D через поперечное сечение потока ω в направлении l определяется законом Фика:

$$Q_D = -D_M \omega \text{grad } c, \quad (\text{VIII.5})$$

причем коэффициент молекулярной диффузии D_M для песчаных пород имеет вид [1, 3, 4]:

$$D_M = \chi D_0^0, \quad (\text{VIII.6})$$

где D_0^0 — коэффициент молекулярной диффузии в свободной среде, имеющий порядок 10^{-4} м²/сут; χ — параметр, характеризующий извилистость пути движения частицы в пористой среде (для несцементированных песков $\chi = 0,5—0,7$, а для сцементированных $\chi = 0,25—0,5$); таким образом, величина D_M в хорошо фильтрующих породах имеет порядок 0,1 см²/сут.

Тепловой кондуктивный поток Q_T через сечение площадью ω записывается выражением закона Фурье:

$$Q_T = -\lambda \omega \text{grad } \theta^0, \quad (\text{VIII.7})$$

где θ^0 — температура, град; λ — коэффициент теплопроводности, который для водонасыщенных песчаных и глинистых пород обычно находится в пределах $1 \div 2$ ккал/м·час·град [2], увеличиваясь с ростом влажности. Анализ зависимости коэффициента теплопроводности от влажности для глинистых пород (рис. VIII.1, а) показывает, что наблюдается закономерное возрастание коэффициента теплопроводности с увеличением объемной влажности до 20—25%, а при дальнейшем увеличении влажности величина λ остается практически постоянной, изменяясь не более чем на 10—15%, так что в условиях полного влагонасыщения для глинистых пород

можно принимать $\lambda \cong 1,25$ ккал/м·час·град. Аналогичная зависимость для песчаных разностей более сложна, что обусловлено непостоянством минералогического состава, размера и формы зерен, степени цементированности и состава цемента; ее характер представлен на рис. VIII.1, б.

При значительных скоростях фильтрации диффузионно-кондуктивный перенос усиливается за счет перемешивания частиц воды в порах грунта, связанного с внутриводной неоднородностью поля скоростей. Этот процесс обычно называется фильтрационной, или конвективной, диффузией [3], хотя более правильно называть его гидродисперсией, поскольку он в одинаковой мере влияет и на массо- и на теплоперенос, принципиально отличаясь от диффузии, относящейся только к миграции солей.

Ряд исследований показывает, что гидродисперсия определяется теми же зависимостями, что и молекулярная диффузия, однако в этом случае коэффициент дисперсии зависит уже от величины и направления скорости фильтрации, причем можно считать практически справедливым следующее выражение для суммарного коэффициента микродисперсии D , учитывающего процессы молекулярной диффузии и гидродисперсии:

$$D = D_M + \delta_1 v, \quad (\text{VIII.8})$$

где v — скорость фильтрации, а δ_1 — коэффициент, зависящий от вида грунта и направления фильтрационного потока; в сравнительно однородных мелкозернистых песках для гидродисперсии вдоль потока, по данным ряда экспериментальных работ [3], можно принимать $\delta_1 = 0,1$ см.

При совместном действии конвективного и диффузионно-кондуктивного переноса единичный расход солей v_c (на единицу площади поперечного сечения потока) будет иметь выражение

$$v_c = cv - D \text{grad } c, \quad (\text{VIII.9})$$

а единичный расход теплового потока

$$v_T = \gamma c_v v \theta^0 - \lambda \text{grad } \theta^0. \quad (\text{VIII.10})$$

Сопоставляя эти выражения с уравнением неразрывности потока, получим дифференциальные уравнения распределения концентрации солей и температуры. В частности, для одномерного солевого потока, направленного по оси x , уравнение неразрывности имеет вид

$$n_s \frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial v_c}{\partial x} = 0. \quad (\text{VIII.11})$$

Подставляя в него выражение (VIII.9) для v_c и заменяя $\text{grad } c$ на $\frac{\partial c}{\partial x}$, получим дифференциальное уравнение конвективной диффузии для одномерного потока:

$$n_3 \frac{\partial c}{\partial t} + v \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial c}{\partial x} \right). \quad (\text{VIII.12})$$

Интегрирование таких дифференциальных уравнений для различных условий дает теоретическую основу для аналитических решений миграционных процессов [1, 3, 4].

Следует отметить, что в натуральных условиях гидродисперсия имеет сравнительно небольшое значение, поскольку в разделяющих слоях невелики скорости фильтрации, а в водоносных пластах значительно большую роль обычно играют процессы макродисперсии, обуславливаемые фильтрационной неоднородностью пород и пластов [1, 4].

Задача VIII.1.

Определение скорости перетекания в разделяющем слое по данным термометрии

Постановка задачи и методика расчета. При фильтрации через разделяющий слой фильтрационный поток деформирует тепловое поле, причем получаемые термограммы стационарного теплового потока могут быть использованы для определения скорости перетекания v_z в разделяющем слое (рис. VIII.2, а). При использовании данных стационарного распределения температуры по высоте разделяющего слоя скорость вертикального теплового потока v^T по оси z определится согласно уравнению (VIII.10) при $\text{grad } \theta^0 = d\theta/dz$ и $v = v_z$, т. е.

$$v_T = \gamma c_B v_z \theta^0 - \lambda \frac{d\theta^0}{dz}. \quad (\text{VIII.13})$$

Поскольку в этом случае $v_T = \text{const}$, то, считая разделяющий слой теплофизически однородным ($\lambda = \text{const}$), можно проинтегрировать уравнение (VIII.13) и после ряда преобразований [4] получить следующее выражение для распределения относительной температуры по высоте разделяющего слоя:

$$\bar{\theta} = \frac{\theta^0 - \theta_m^0}{\theta_0^0 - \theta_m^0} = \frac{e^{\bar{v}} - e^{\bar{v}z}}{e^{\bar{v}} - 1}; \quad \bar{v}_z = \frac{\gamma c_B m}{\lambda} v_z; \quad \bar{z} = \frac{z}{m}, \quad (\text{VIII.14})$$

график которого представлен на рис. VIII.2, б. Накладывая на этот график кривую фактического (замеренного) распределения относительных температур по высоте слоя, найдем безразмерную величину $\bar{v}_z$, соответствующую данной форме кривой, и из ее выражения при известном значении λ получим скорость фильтрации v_z . Направление потока определяется при этом тем, в какую сторону обращена выпуклость термограммы, т. е. на графике рис. VIII.2, б верхняя часть кривых соответствует восходящему потоку, а нижняя — нисходящему.

Величина λ зависит от литологического состава породы и от ее влажности (см. рис. VIII.1). Для учета распределения λ по высоте

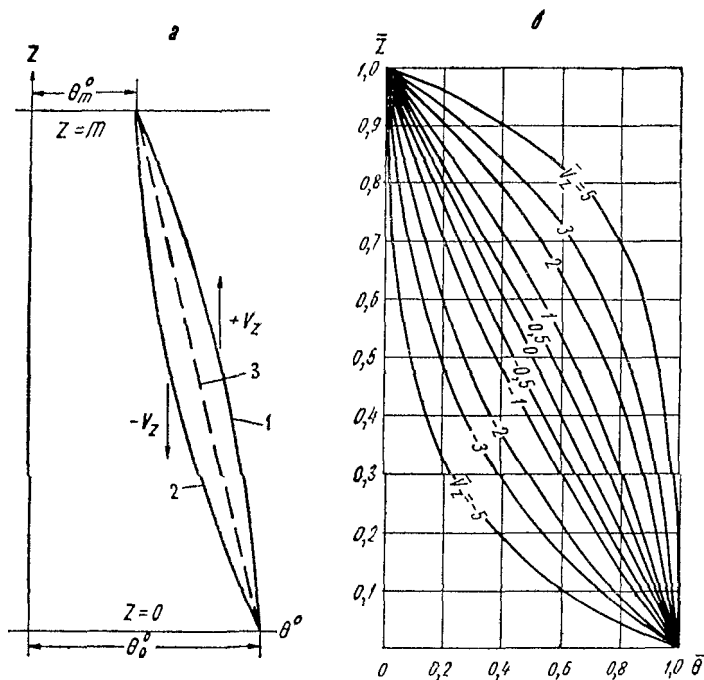


Рис. VIII.2. Распределение температуры в разделяющем слое с учетом конвективного (фильтрационного) переноса: а — схема разделяющего слоя (1 и 2 — форма температурных кривых при восходящей и нисходящей фильтрации; 3 — прямолинейный график при $v_z=0$); б — график распределения относительной температуры по мощности разделяющего слоя

разделяющего слоя вместо z вводится расчетная ордината z^0 , которая для кровли слоя номера n определится выражением

$$z^0 = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \frac{\lambda}{\lambda_i}, \quad (\text{VIII.15})$$

где Δz_i — толщина i -того слоя с коэффициентом теплопроводности λ_i , а λ — любое выбранное расчетное значение коэффициента теплопроводности. Определив по этому выражению значения z^0 для всех расчетных точек и найдя, в частности, расчетное значение мощности слоя m^0 , можно вести дальнейший расчет по графику рис. VIII.2, б, заменяя только при построении фактического графика

ка температуры ординаты z и мощности слоя m на их расчетные значения z^0 и m^0 .

При проведении термометрии в пробуренной скважине необходимо выдержать некоторое время скважину в покое для восстановления нарушенного бурением теплового поля; это время обыч-

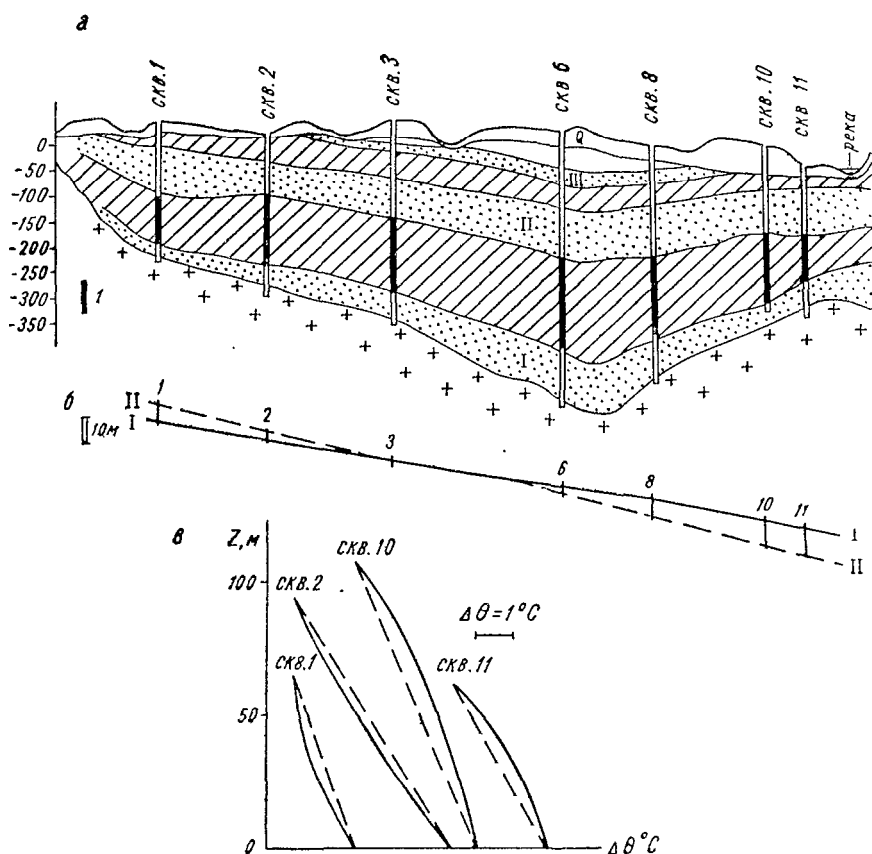


Рис. VIII.3. Исходные данные для расчета перетекания по термограммам: *а* — гидрогеологический разрез по структуре (*1* — интервалы термограмм); *б* — пьезометрические кривые водоносных горизонтов I и II; *в* — термограммы в пределах разделяющего слоя между горизонтами I и II

но должно быть не менее 10-кратной продолжительности проходки скважины.

Природные условия. Рассматриваемый участок приурочен к мульде, выполненной мощной толщей песчано-глинистых отложений. По литологическому составу в разрезе выделены три более песчаных комплекса, к которым снизу вверх приурочены соответ-

ственно I, II и III водоносные горизонты. Песчаные комплексы разделены глинистыми: между I и II горизонтами залегает слабо-проницаемый слой В, состоящий из трех прослоев приблизительно равной мощности; между II и III горизонтами — слой Г (рис. VIII.3, а). Песчано-гравийные отложения I водоносного горизонта залегают на гранитах фундамента, представляющего собой практически водоупорную толщу.

Соотношение напоров I и II водоносных горизонтов не является постоянным: на юго-западе (скв. 1, 2) напор II горизонта превышает напор I горизонта, в центральной части мульды они приблизительно одинаковы, а на северо-востоке, в зоне частичной разгрузки (скв. 10—12), наблюдается превышение напора I горизонта над II (рис. VIII.3, б).

В скважинах участка проведена регистрация естественного теплового поля в интервале раздельного слоя В (рис. VIII.3, в). Перед регистрацией геотермограмм скважины находились в покое от 106 сут (скв. 5) до 790 сут (скв. 10), при средней продолжительности бурения скважины 10—15 сут.

Во всех исследованных скважинах проведен цементаж затрубного пространства и по данным геофизических методов контроля (цементометрии) устанавливается его однородность и высокая плотность. Внутритрубная циркуляция жидкости отсутствует, так как скважины вскрывают только один горизонт.

Решение задачи и ее результаты. По полученным геотермограммам требуется оценить направление и величину вертикальной скорости фильтрации через разделяющий слой В.

Длительный срок выдержки скважин в покое перед регистрацией геотермограмм (превышающий 5—10-кратную продолжительность бурения скважин), отсутствие затрубной и внутритрубной циркуляции жидкости позволяют использовать приведенное выше уравнение стационарного теплопереноса через разделяющий слой с учетом двух составляющих: теплопроводности и конвекции.

Качественный анализ термограмм, представленных на рис. VIII.3, в, позволяет выявить на участке три зоны существенно различного характера фильтрации: зону нисходящей фильтрации (область питания) — район скв. 1, 2, где термограммы обращены выпуклостью вниз, зону отсутствия видимого перетекания — участок между скв. 3 и 9, где термограммы имеют прямолинейный характер, и зону восходящей фильтрации (область частичной разгрузки) — район скв. 10, 11, где термограммы обращены выпуклостью вверх, причем выделение этих зон согласуется с общей гидродинамической картиной распределения напоров I и II водоносных горизонтов по профилю (изменение знака $\Delta H = H_{II} - H_I$ с положительного на юго-западе на отрицательный на северо-востоке).

В связи с отсутствием данных о теплофизической неоднородности опробуемого разделяющего слоя принимаем его однородным, причем согласно приведенным выше рекомендациям принимаем рас-

четное значение коэффициента теплопроводности $\lambda = 1,25$ ккал/м $\times$ час $\cdot$ град.

Расчет величин скорости вертикальной фильтрации проиллюстрируем на примере данных термограммы скв. 10. На первом этапе обработки разбиваем мощность слоя В на определенное количество равных сечений (например, на пять) и определяем в каждом сечении температуру и ее относительную величину

$$\bar{\theta} = \frac{\theta_0 - \theta_m^0}{\theta_0^0 - \theta_m^0}:$$

$\bar{z}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\theta^\circ\text{C}$	6,50	7,65	8,95	9,75	10,30	10,90
$\bar{\theta}$	1,0	0,69	0,44	0,26	0,14	0

Затем строим на кальке по этим данным график зависимости $\bar{\theta}$ от $\bar{z}$ в масштабе эталонного графика, приведенного на рис. VIII.2, б, и, накладывая этот график на эталонный, находим значение $\bar{v}_z$, соответствующее обрабатываемой термограмме.

В частности, на эталонном графике пунктиром нанесена фактическая кривая $\bar{\theta}(\bar{z})$ по скв. 10, сравнение которой с эталонными кривыми позволяет определить среднее значение параметра $\bar{v}_z = -1,3$, а имея в виду, что $\lambda = 1,25$ ккал/м $\cdot$ час $\cdot$ град, $c_b = 1000$ ккал/м $^3 \cdot$ град и $m = 110$ м, найдем величину вертикальной скорости фильтрации

$$v_z = \frac{-1,3 \cdot 1,25}{1000 \cdot 110} = -1,5 \cdot 10^{-5} \text{ м/час} = -3,6 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут.}$$

Далее по полученному значению скорости фильтрации и известной разности напоров между I и II горизонтами $\Delta H = 12,2$ м можно определить величину коэффициента фильтрации разделяющего слоя:

$$k_p = \frac{v_z m}{\Delta H} = \frac{3,6 \cdot 10^{-4} \cdot 110}{12,2} = 3,2 \cdot 10^{-3} \text{ м/сут.}$$

Полученные таким же путем значения скорости и коэффициента фильтрации по данным других скважин участка приведены ниже:

№ скв.	1	2	10	11
m , м	65	96	110	65
$\bar{v}_z$	+1,3	+0,5	-1,3	-1,75
$v_z \cdot 10^{-4}$, м/сут	6,2	1,6	3,7	8,4
ΔH , м	7,2	3,5	12,2	12,8
$k_z \cdot 10^{-3}$, м/сут	5,6	1,5	3,2	4,3

По скв. 3—8, учитывая практически линейный характер термограммы в интервале раздельного слоя В, можно лишь оце-

нить верхний предел скорости вертикальной фильтрации, имея в виду, что в этом случае должно быть $\bar{v}_z < 0,1$, что дает $v_z < 3 \times 10^{-5}$ м/сут.

Задача VIII.2.

Лабораторное определение миграционных параметров

Постановка опыта. Для определения коэффициента микродисперсии и эффективной пористости грунта в лабораторных условиях проводится опыт по фильтрации раствора поваренной соли в колонне, которая представляет собой стеклянную трубку с пористым дном длиной l и диаметром d (рис. VIII.4, а), заполненную исследуемым грунтом. Вначале колонна насыщается пресной водой, причем во избежание защемления воздуха насыщение производится путем подтопления снизу. Предварительно в воде, которой насыщается грунт, определяется содержание хлор-иона C_0 . Насыщение производится при помощи бюретки до появления тонкого слоя воды на поверхности грунта. Объем воды, израсходованный на насыщение, соответствует общему объему пор V_p . В дальнейшем с помощью сосуда Мориотта, который обеспечивает постоянство расхода раствора Q , в трубку подается раствор поваренной соли с концентрацией хлор-иона C^0 . Пористое дно трубки обеспечивает свободное высачивание раствора, который собирается в сосудах. В отобранных пробах раствора емкостью V проводится определение концентрации хлор-иона C методом argentометрического титрования.

Методика обработки опытных данных. Расчеты ведутся по выходной кривой зависимости концентрации раствора от времени (рис. VIII.4, а). Для обработки используется теоретическая зависимость изменения во времени относительной избыточной концентрации раствора в любой точке

$$\bar{C} = \frac{C - C_0}{C^0 - C_0} = 0,5 [1 - \operatorname{erf}(\xi)]; \quad \operatorname{erf} \xi = 1 - \operatorname{erfc} \xi;$$

$$\xi = \frac{n_2 l - vt}{2 \sqrt{n_3 D t}}, \quad (\text{VIII.16})$$

которое является приближенным решением дифференциального уравнения (VIII.12) при начальной концентрации раствора C_0 и мгновенном ее изменении при $t=0$ в начальном сечении $x=0$ до величины C^0 . Поскольку в данном случае скорость фильтрации v измеряется по времени Δt заполнения емкости V , причем

$$v = \frac{4V}{\pi d^2 \Delta t}, \quad (\text{VIII.17})$$

то выражение для ξ в уравнении (VIII.16) удобнее представить в таком виде:

$$\xi = \frac{n_3 l - \frac{4V}{\pi d^2} N_{\Pi}}{2 \sqrt{n_3 D \Delta t N_{\Pi}}}, \quad (\text{VIII.18})$$

где $N_{\Pi} = \frac{t}{\Delta t}$ — номер отобранной пробы раствора. Обработка выходных данных проводится путем построения графика зависимости величины $\xi = \xi \sqrt{N_{\Pi}}$ от N_{Π} , который согласно выражению (VIII.18) должен иметь прямолинейный характер:

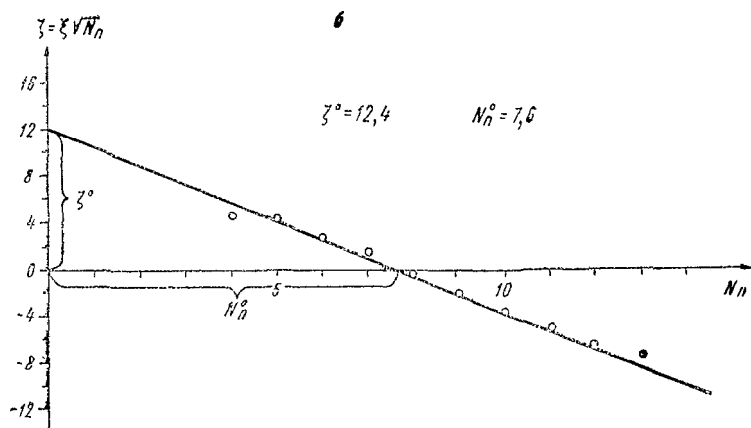
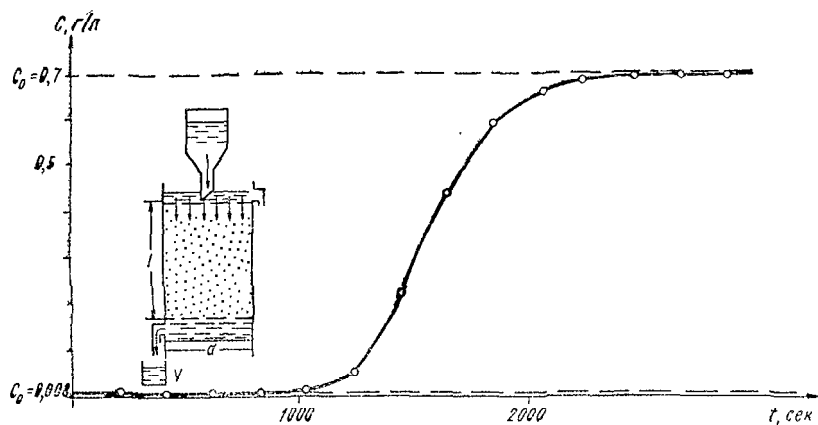


Рис. VIII.4. Материалы лабораторного опыта по определению миграционных параметров:

а — схема прибора и выходная кривая;

б — расчетный график зависимости

$$\xi = \xi \sqrt{N_{\Pi}} \text{ от } N_{\Pi}$$

$$\zeta = \xi \sqrt{N_{\Pi}} = \sqrt{N_{\Pi}} \inf \operatorname{erf} (1 - 2\bar{C}) = \zeta^0 \left(1 - \frac{N_{\Pi}}{N_{\Pi}^0}\right); \quad (\text{VIII.19})$$

$$\zeta^0 = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{n_3}{D\Delta t}}; \quad N_{\Pi}^0 = \frac{\pi d^2 l n_3}{4V},$$

где $\inf \operatorname{erf}$ —функция, обратная интегралу вероятности erf . График зависимости ζ от N_{Π} отсекает на осях ζ и N_{Π} отрезки, соответственно равные ζ^0 и N_{Π}^0 (рис. VIII.4, б), определив которые, рассчитывают миграционные параметры по формулам

$$\left. \begin{aligned} D &= \frac{lV}{\pi d^2 \Delta t} \cdot \frac{N_{\Pi}^0}{(\zeta^0)^2}; \quad (\text{a}) & n_3 &= \frac{4V}{\pi d^2 l} N_{\Pi}^0; & (\text{б}) \\ \delta_1 &= \frac{\pi d^2 \Delta t}{4V} (D - D_m). & & & (\text{в}) \end{aligned} \right\} (\text{VIII.20})$$

Далее по объему воды, пошедшей на предварительное насыщение грунта, определяется объемная пористость

$$n = \frac{4V_{\Pi}}{\pi d^2 l}, \quad (\text{VIII.21})$$

после чего согласно уравнению (VIII.3) находится коэффициент распределения

$$\beta = \frac{1}{n_3 - n}. \quad (\text{VIII.22})$$

В связи с тем что формула (VIII.16) носит приближенный характер, при определении миграционных параметров могут возникнуть значительные ошибки. Для того чтобы погрешность в определении эффективной пористости не превысила некоторого значения σ_n , длина колонны должна выбираться в соответствии с формулой

$$l > \frac{\pi d^2 \Delta t D}{4V \sigma_n}. \quad (\text{VIII.23})$$

При построении графика зависимости ζ от N_{Π} для первых проб будут наблюдаться заметные отклонения от прямой. Поэтому при определении коэффициента дисперсии прямая должна проводиться по тем точкам, для которых номера проб

$$N_{\Pi} > \left(2 \sqrt{\frac{\sigma_n}{\sigma_D + \sigma_n}} - 1\right) N_{\Pi}^0, \quad (\text{VIII.24})$$

где σ_D — относительная погрешность определения коэффициента дисперсии; N_{Π}^0 — номер пробы, при котором график зависимости ζ от N_{Π} пересекает ось N_{Π} .

Данные опыта и их обработка. В стеклянную трубку длиной $l=80$ см и диаметром $d=5$ см загружен мелкозернистый песок. Объем пресной воды, пошедшей на насыщение песка, $V_{\text{п}}=596,5$ см³. Концентрация хлор-иона в насыщающей воде $C_0=0,008$ г/л. Затем в трубку подается раствор поваренной соли с концентрацией хлор-иона $C^0=0,700$ г/л. Пробы отбираются в сосуды емкостью 125 см³. Данные опыта и расчетные значения приведены в табл. VIII.1 и на рис. VIII.4.

Таблица VIII.1

Данные опыта и расчетные значения

t , сек	C , г/л	$C - C_0$, г/л	$\bar{C}$	$1-2\bar{C}$	$\xi \approx \inf \operatorname{erf} (1-2\bar{C})$	$\sqrt{N_{\text{п}}}$	$\xi \sqrt{N_{\text{п}}}$
205	0,008	—	—	—	—	—	—
410	0,008	—	—	—	—	—	—
615	0,008	0,000	0,000	1,000	∞	1,73	∞
820	0,009	0,001	0,001	0,998	2,20	2,00	4,40
1025	0,012	0,004	0,006	0,988	1,79	2,24	4,00
1230	0,058	0,050	0,072	0,856	1,04	2,45	2,54
1435	0,231	0,223	0,322	0,456	0,43	2,64	1,14
1640	0,436	0,428	0,618	-0,236	-0,21	2,83	-0,60
1845	0,595	0,587	0,848	-0,696	-0,73	3,00	-2,19
2050	0,666	0,658	0,951	-0,902	-1,17	3,16	-3,70
2255	0,692	0,684	0,987	-0,974	-1,58	3,32	-5,24
2460	0,698	0,690	0,998	-0,996	-2,06	3,46	-7,12
2665	0,699	0,691	0,999	-0,998	-2,20	3,60	-7,92
2870	0,700	0,692	1,000	-1,000	$-\infty$	3,74	$-\infty$

В табл. VIII.1 на основании данных по абсолютным значениям концентраций рассчитаны значения избыточных концентраций C (графа 3), относительных избыточных концентраций $\bar{C} = \frac{C - C_0}{C^0 - C_0}$ (графа 4) и величин $1-2\bar{C}$ (графа 5). Далее по таблицам интеграла вероятности (см. табл. IV.1) определяется аргумент ξ интеграла вероятности, соответствующий значениям $\operatorname{erf}(\xi) = 1-2\bar{C}$; интеграл вероятности является нечетной функцией, т. е. $\operatorname{erf}(-\xi) = -\operatorname{erf}(\xi)$, поэтому аргумент отрицательных значений определяется так же, как аргумент положительных значений, но имеет отрицательный знак. Значения аргументов интеграла вероятности сведены в графе 6. В графе 7 представлены значения квадратных корней из номеров проб, а в графе 8 — значения $\xi \sqrt{N_{\text{п}}}$.

По данным табл. VIII.1 построен график зависимости $\xi = \xi \sqrt{N_{\text{п}}}$ от $N_{\text{п}}$ (рис. VIII.4, б). Как видно, расчетные точки этого графика хорошо ложатся на прямую линию (за исключением начальных и конечных точек).

Проведя прямую линию, снимаем с графика значения $\xi^0 = 12,4$ и $N_{\pi}^0 = 7,6$, по которым в соответствии с формулами (VIII.20) определяются миграционные параметры:

$$D = \frac{80 \cdot 125}{3,14 \cdot 25 \cdot 205} \cdot \frac{7,6}{12,4^2} \approx 0,0324 \text{ см}^2/\text{сек},$$

$$n_3 = \frac{4 \cdot 125}{3,14 \cdot 25 \cdot 80} \cdot 7,6 \approx 0,61.$$

По формуле (VIII.21) определяются значения объемной пористости:

$$n = \frac{4 \cdot 596,5}{3,14 \cdot 25 \cdot 80} = 0,38.$$

Таким образом, значение эффективной пористости несколько превышает значение объемной пористости, что, безусловно, связано с наличием сорбции хлор-иона на зернах грунта. Рассчитаем коэффициент распределения в соответствии с формулой (VIII.22):

$$\beta = \frac{1}{0,61 - 0,38} \approx 4,35.$$

Полученное значение коэффициента распределения свидетельствует о незначительной сорбционной емкости породы. Коэффициент молекулярной диффузии хлор-иона обычно равен $2 \cdot 10^{-5}$ см²/сек, что на три порядка ниже полученного нами коэффициента микродисперсии. Это свидетельствует о том, что молекулярная диффузия в данном случае не имеет существенного значения.

Далее оценим порядок параметра микродисперсии в соответствии с формулой (VIII. 20, в):

$$\delta_1 = \frac{3,14 \cdot 5^2 \cdot 205}{4 \cdot 125} \cdot (3,24 \cdot 10^{-2} - 2 \cdot 10^{-5}) \approx 1 \text{ см}.$$

Полученный параметр микродисперсии соответствует обычным значениям этого параметра для крупнозернистых песков.

В заключение может быть проведена оценка погрешности определения миграционных параметров. Если положить, что допустимая погрешность определения эффективной пористости составляет $\sigma_n = 0,01$, то

$$l > \frac{3,14 \cdot 5^2 \cdot 205 \cdot 3,24 \cdot 10^{-2}}{4 \cdot 125 \cdot 0,01} \approx 100 \text{ см}.$$

При выбранной нами длине колонны $l = 80$ см относительная погрешность определения эффективной пористости не превысит 1,25%.

Номер пробы, который соответствует точке пересечения графика $\xi = \xi \sqrt{N_{\pi}}$ с осью N_{π} , равен 7,6. Если положить, что допустимая

погрешность определения коэффициента микродисперсии $\delta_D=0,01$, то

$$N_{\pi} > \left(2 \sqrt{\frac{0,0125}{0,01 + 0,0125}} - 1 \right) 7,6 \approx 3,7;$$

соответственно получим $N_{\pi} > 1,8$ при $\delta_D=0,02$ и $N_{\pi} > 0,5$ при $\delta_D=0,03$.

Таким образом, если прямая проводится по точкам $N_{\pi} > 3,7$, погрешность в определении коэффициента микродисперсии не превышает 1%; если прямая проводится через точки $N_{\pi} > 1,8$, погрешность увеличивается до 2%; если же прямая проводится через точки, где $N_{\pi} > 0,5$, погрешность увеличивается до 3%. Последнее проявляется на графике (рис. VIII.4, б), где при малых значениях N_{π} точки отклоняются от прямой линии.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ ВОДОЗАБОРОВ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Под производительностью водозаборов подземных вод понимается количество воды, которое может быть получено конкретно заданными водозаборными устройствами в данных гидрогеологических условиях при определенном режиме водоотбора. Количество воды требуемого качества, которое может быть получено при возможных рациональных схемах устройства водозаборов, носит название эксплуатационных запасов (ресурсов) подземных вод. Следовательно, оценка эксплуатационных запасов является частным случаем решения общей задачи определения производительности водозаборов подземных вод.

Гидрогеологическими расчетами производительности водозаборов устанавливают количество и качество забираемых подземных вод при определенной схематизации гидрогеологической обстановки.

Поскольку наиболее часто встречаются водозаборы подземных вод, состоящие из вертикальных скважин, то расчеты водозаборов сводятся обычно к расчетам систем вертикальных скважин. При расположении скважин по определенному геометрическому контуру система называется контурной. Характерными типами контурных систем скважин являются линейные и круговые системы. При расположении скважин по квадратной сетке водозаборная система носит название площадного водозабора. При отсутствии четкого геометрического контура расположения скважин система носит название неупорядоченной.

Перед расчетами водозаборов проводятся следующие предварительные операции: а) по материалам изысканий составляется геофильтрационная схема водоносных горизонтов района водозабора; б) из гидрогеологических и технико-экономических соображений задается система водозаборных скважин; в) устанавливаются конструктивные размеры водозаборных скважин и допустимое понижение уровня воды в скважине; г) определяется режим работы водозабора — скважины, оборудованные глубинными насосами, будут работать при постоянном дебите, соответствующем оптимальной производительности установленного насосного оборудования, а открытые самоизливающиеся скважины, как правило, работают при режиме постоянного напора (понижения) на устье скважины, соответствующего отметке самоизлива.

После проведения предварительных операций выбирается метод расчета водозабора, причем для водоносных горизонтов однородного строения и при типовых условиях питания расчеты водозаборных скважин производятся аналитическими методами, а для неоднородных водоносных пластов или при сложных условиях питания расчеты водозаборов следует производить с использованием методов моделирования. К методам моделирования приходится также обращаться для расчетов неупорядоченных систем скважин при заданном понижении уровня в скважинах или при смешанном режиме работы скважин (частично — с заданным расходом, частично — с заданным понижением уровня).

При заданном дебите скважин расчетом определяются понижения уровня в каждой водозаборной скважине, которые сравниваются с допустимым; при заданном понижении уровня в скважинах расчетом определяется дебит каждой водозаборной скважины, который и сравнивается с требуемым по техническому заданию.

При геофильтрационных расчетах водозаборов поток в пределах каждого водоносного горизонта может считаться плановым; его статические запасы характеризуются в безнапорном потоке коэффициентом гравитационной емкости (водоотдачи) μ , а в напорных пластах — коэффициентом упругой емкости (отдачи) μ^* .

ГИДРОДИНАМИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТОВ

Гидродинамические методы расчетов водозаборов основаны на использовании аналитических решений дифференциальных уравнений плановой фильтрации.

Неупорядоченные системы скважин. Групповые водозаборы, состоящие из неупорядоченно расположенных систем скважин, рассчитываются на основании принципа суперпозиции, исходя из решений для одиночной откачки с постоянным дебитом.

Общий вид зависимости для понижения уровня s в любой точке пласта проводимостью T , расположенной на расстоянии r от одиночной скважины, работающей с дебитом Q , начиная с момента времени $t=0$ имеет вид [2,4]:

$$s = \frac{Q}{T} \cdot f(r, t), \quad (\text{IX.1})$$

где $f(r, t)$ — безразмерное понижение, зависящее от условий питания и строения водоносного горизонта. Фундаментальное решение для откачки из скважины в неограниченном пласте согласно (VI.16) дает

$$f(r, t) = f_0(r, t) = \frac{1}{4\pi} W(u); \quad U = \frac{r^2}{4at}. \quad (\text{IX.2})$$

Обычно водозаборы рассчитываются на длительное время, когда вблизи скважин формируется квазистационарный (или стационарный) режим фильтрации; в этом случае согласно (VI.20) выражение (IX.2) принимает вид

$$f(r, t) = \frac{1}{4\pi} \ln \frac{2,25at}{r^2} = 0,183 \lg \frac{2,25at}{r^2}. \quad (\text{IX.2a})$$

Используя принцип суперпозиции, можно далее на основе фундаментального решения построить решения для различных случаев расположения прямолинейных границ, из которых можно получить следующую формулу для безразмерного понижения:

$$f(r, t) = f_0(r, t) - f_R(r, t), \quad (\text{IX.3})$$

где $f_0(r, t)$ — безразмерное понижение в неограниченном пласте, определяемое выражением (IX.2), а $f_R(r, t)$ — дополнительная величина, определяемая влиянием внешних и внутренних границ.

Например, при расположении скважины у прямолинейной непроницаемой границы

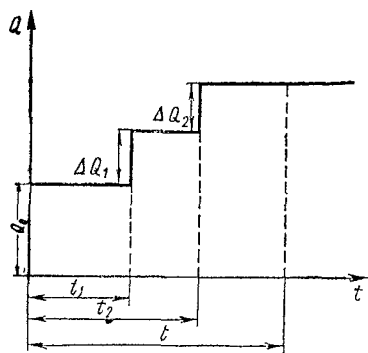


Рис IX.1 Ступенчатый график изменения дебита скважины

$$f_R = \frac{1}{4\pi} W(u'); \quad u' = \frac{(r')^2}{4at}, \quad (\text{IX.4})$$

где r' — расстояние от расчетной точки до фиктивной скважины, представляющей собой симметричное отражение водозаборной скважины относительно границы. Соответственно при квазистационарном режиме получим

$$f(r, t) = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{2,25at}{rr'}. \quad (\text{IX.5})$$

Ряд аналитических решений для более сложных случаев расположения границ приведен, например, в работе [2].

При переменном дебите скважин, меняющемся по ступенчатому закону (рис. IX.1), выражение для понижения уровня на период первой ступени ($t \leq t_1$) имеет вид (IX.1); на период второй ступени ($t_1 < t \leq t_2$) выражения для s найдем, складывая понижения уровня s_0 от действия первой ступени, определяемое по формуле (IX.1) при $Q = Q_0$, и понижение Δs_1 от дополнительной к ней ступени дебитом ΔQ_1 , действие которой начинается со сдвигом во времени на величину t_1 , причем Δs_1 определяется по формуле (IX.5) с заменой Q на ΔQ_1 и t на $t - t_1$:

$$s = s_0 + \Delta s_1,$$

$$s_0 = \frac{Q_0}{T} \cdot f(r, t); \quad \Delta s_1 = \frac{\Delta Q_1}{T} \cdot f(r, t - t_1). \quad (\text{IX.6})$$

Аналогично, для третьей степени

$$s = s_0 + \Delta s_1 + \Delta s_2; \quad \Delta s_2 = \frac{\Delta Q_2}{T} \cdot f(r, t - t_2). \quad (\text{IX.7})$$

Для неупорядоченных систем водозаборных скважин выражения для понижений уровней s составляются на основе метода сложения решений как сумма понижений от действия каждой скважины в отдельности.

В частности, при наличии n скважин, действующих с дебитами $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ в течение времени соответственно $t_1, t_2, \dots, t_n$ и располагаемых на расстояниях $r_1, r_2, \dots, r_n$ до расчетной точки,

$$s = s_1 + s_2 + \dots + s_n = \frac{Q_1}{T} \cdot f(r_1, t) + \\ + \frac{Q_2}{T} \cdot f(r_2, t_2) + \dots + \frac{Q_n}{T} \cdot f(r_n, t_n). \quad (\text{IX.8})$$

Пользуясь приведенными зависимостями, можно при различном режиме работы водозаборных скважин определить понижения в каждой водозаборной скважине и сопоставить их с допустимыми. При этом в качестве $r_1, r_2, \dots, r_n$ принимаются расстояния от всех водозаборных скважин до расчетной, а в члене, включающем расход самой расчетной скважины, в качестве r принимается радиус скважины r_c .

Контурные и площадные системы. Расчеты контурных и площадных систем водозаборных скважин целесообразно проводить, используя принципы метода фильтрационных сопротивлений.

Линейный ряд, состоящий из n скважин с дебитом Q_c и расположенный на расстоянии до ближайшей границы, большим длины ряда, можно заменить «большим колодцем» радиуса $r_k = 0,19 l$, где $l = n\sigma$ — длина ряда, σ — расстояние между скважинами. Уровень на стенке такого колодца будет соответствовать среднему уровню на линии скважины H_n в середине ряда. Уровень в скважине H_c находится далее из общих зависимостей (VII.1) и (VII.2) по формуле

$$H_c = H_n - \frac{Q_c}{T} \cdot f_{kc}; \quad f_{kc} = 0,366 \lg \frac{\sigma}{\pi d_c}. \quad (\text{IX.9})$$

Для водозабора, осуществляемого системой скважин, расположенных по сетке с шагом σ , система скважин с постоянным дебитом Q_c может быть заменена большим колодцем радиуса $r_k = 0,09 P$, где P — периметр внешнего контура этой системы. Напор на контуре такого колодца будет соответствовать среднему

напору в середине системы H_{cp} , зная который находим напор в скважине H_c по формуле [2]:

$$H_c = H_{cp} - \frac{Q_c}{T} f_c, \quad (IX.10)$$

где приведенное внутреннее сопротивление сеточной системы f_c выражается формулой

$$f_c = 0,366 \lg \frac{R}{r_c} - 0,12 = 0,366 \lg \frac{\sigma}{r_c} - 0,21. \quad (IX.10a)$$

Учет особенностей погока в прискважинной зоне. Вблизи водозаборных скважин необходимо учитывать их гидродинамическое несовершенство и сопротивления фильтра (рабочей части) скважины.

Для учета гидродинамического несовершенства во все расчетные зависимости вместо геометрического радиуса скважины r_c вводится расчетный радиус r_c^0 , зависящий от несовершенства скважины по степени вскрытия пласта и дополнительного сопротивления прискважинной зоны (несовершенства по характеру вскрытия пласта). При простом строении водоносного пласта и отсутствии сопротивления прискважинной зоны величина r_c^0 может быть определена по аналитическим зависимостям; так, когда рабочая часть (фильтр) скважины примыкает к кровле пласта, при однородном строении пласта для определения величины r можно пользоваться уравнением

$$\lg \frac{r_c}{r_c^0} = \frac{1-l}{l} \left(\lg \frac{l}{r_c} - \varepsilon \right); \quad \varepsilon = 0,83l - \frac{0,17}{1 + \sqrt[4]{l}}. \quad (IX.11)$$

Сопротивление фильтра (рабочей части) скважины обуславливается условиями бурения и оборудования скважин и должно определяться по данным специальных опытно-эксплуатационных откачек; его учет также осуществляется введением расчетного радиуса скважин r_c^0 , для которого в реальных условиях характерны значения 10^{-5} — 10^{-3} м [4].

При сложном строении водоносного пласта или существенном проявлении сопротивления прискважинной зоны (фильтра) величину r_c^0 следует оценивать по данным опытно-фильтрационных работ [1—4].

Для водозаборных скважин большой глубины и значительной производительности следует также учитывать потери напора в водоподъемных трубах $\Delta H_{тр}$, которые могут быть оценены по формуле (VI.15).

Особо важное значение оценка этих потерь имеет для самоизливающихся скважин, где расчетное понижение уровня должно быть уменьшено на величину $\Delta H_{тр}$. В водозаборных скважинах с большим дебитом и значительной глубиной потери напора $\Delta H_{тр}$ могут привести к резкому уменьшению притока в нижней части фильтра.

При работе водозаборов в безнапорных пластах может происходить заметное изменение проводимости при понижении уровня потока, которое особенно существенно проявляется в самих водозаборных скважинах. Этот фактор можно учесть, вводя расчетное понижение уровня s^0 , которое в однородном потоке связывается с действительным понижением s соотношением (VI.12). Определив в этом случае расчетное понижение при постоянной проводимости пласта, следует рассчитать действительное понижение, причем из (VI.12) следует формула

$$s = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2h_0s^0}. \quad (\text{IX.12})$$

Для горизонтальнослоистого пласта связь между s и s^0 устанавливается с помощью функции Гиринского G , определяемой согласно (II.1). Поскольку

$$s = \frac{G_0 - G}{T_0}, \quad (\text{IX.13})$$

где $G_0 = G(h_0)$ — начальное значение G , а T_0 — суммарная (начальная) проводимость пласта, соответствующая мощности h_0 , то после построения графика $G(h)$ строится согласно (VII.12) график зависимости величины расчетного понижения s^0 от действительного понижения s . Определив расчетное понижение по приведенным выше зависимостям при $T = T_0$, можно по построенному графику связи s^0 и s найти соответствующую величину действительного понижения s . В частности, для напорно-безнапорного потока мощностью водоносного пласта m и начальной глубиной h_0 , отсчитываемой от водоупора, имеем $G_0 = km(h_0 - 0,5m)$, $G = 0,5kh^2$ и $T = km$, так что

$$s^0 = \frac{m(h_0 - 0,5m) - 0,5h^2}{m} \quad (\text{IX.14})$$

и глубина потока h связывается с расчетным понижением s^0 соотношением

$$h = \sqrt{(2h_0 - m)m - 2ms^0}. \quad (\text{IX.14a})$$

ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН

Моделирование геофильтрационных потоков при работе водозаборных скважин основывается на общих методических положениях, разобранных в главах III и IV. Поскольку в этих разделах вопросы неустановившейся фильтрации разобраны применительно к безнапорным потокам, а при расчетах водозаборов довольно часто приходится учитывать неустановившийся характер фильтра-

ции в напорных пластах, где он определяется упругим режимом фильтрации, то следует дополнительно отметить, что, моделируя напорные пласты, при определении емкости блоков величину коэффициента водоотдачи μ следует заменять на величину коэффициента упругой водоотдачи μ . Основные же особенности моделирования водозаборов связаны с необходимостью более подробного учета работы водозаборных скважин.

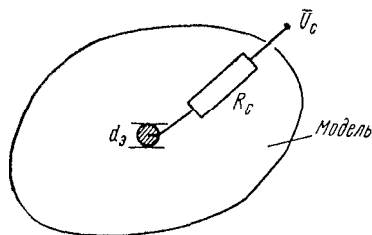


Рис IX 2 Моделирование скважин на бумажных моделях ЭГДА

При моделировании одиночных скважин на моделях ЭГДА, как правило, не удастся соблюсти геометрического подобия в связи с малым размером скважин. Поэтому на модели устанавливается электрод большего диаметра d_3 , а его несоответствие диаметру скважины в масштабе модели d_c^N компенсируется введением дополнительного

сопротивления R_c (рис IX 2), величина которого определяется исходя из радиального характера потока вблизи скважин по формуле

$$R_c = 0,366 \rho_m \lg \frac{d_3}{d_c^N}, \quad (\text{IX.15})$$

где ρ_m — удельное сопротивление модели.

В случае неупорядоченной системы близрасположенных водозаборных скважин их можно моделировать как большой колодец радиусом r_k , величина которого определяется общим соотношением

$$\lg r_k = \sum_{i=1}^n \bar{Q}_i \lg r_i, \quad (\text{IX.16})$$

где r_i — расстояния каждой скважины (номера i) до расчетной скважины, в которой задается понижение уровня; $\bar{Q}_i$ — доля дебита скважины номера i в общем расходе водозабора. В частности, для групп из двух, трех и четырех равнодебитных скважин (рис. IX.3) соответственно

$$r_k = \sqrt{\sigma r_c} \text{ (а); } r_k = \sqrt[3]{\sigma^2 r_c} \text{ (б); } r_k = \sqrt[4]{1,4 \sigma^3 r_c} \text{ (в).} \quad (\text{IX.17})$$

К большому колодцу могут быть также приведены схемы круговой батареи n скважин, расположенных по кругу радиусом r_k^0 с шагом σ (рис. IX.4, а), для которой величина r_k находится из соотношения

$$\lg r_k = \lg r_k^0 - \frac{1}{n} \lg \frac{\sigma}{\pi d_c}, \quad (\text{IX.18})$$

и сеточной системы n равнодебитных скважин (рис. IX.4, б), для которой

$$\lg r_k = \lg (0,09 P) - \frac{2\pi}{n} f_c, \quad (\text{IX.18a})$$

где P — периметр внешнего контура системы, а величина f_c определяется по формуле (IX.10a).

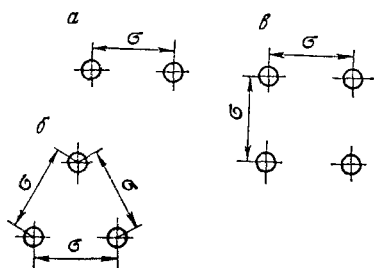


Рис. IX.3. Групповые системы расположения скважин:
а — пара скважин; б — треугольник скважин; в — квадрат скважин

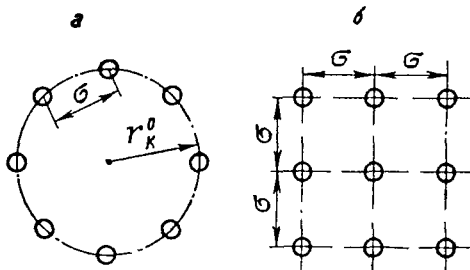


Рис. IX.4. Контурные и площадные системы скважин:
а — круговая батарея; б — площадная сетка

В более сложных случаях расчетный радиус большого колодца r_k можно определять на квадратной модели ЭГДА размером $2R$, в центре которой располагаются электроды, моделирующие водозаборные скважины, с потенциалами, соответствующими понижениям уровней в этих скважинах. Для суммарной силы тока I_9 , притекающей к электродам, можно записать выражение

$$I_9 = \frac{2\pi \cdot \Delta U_c}{\rho_m \ln \frac{1,03R}{r_k}}, \quad (\text{IX.19})$$

где ΔU_c — разница потенциалов между границей и электродом, моделирующим расчетную скважину с понижением S_c ; ρ_m — удельное сопротивление модели как среднее из значений, определяемое по предварительным опытам, в двух различных направлениях. Имея в виду, что

$$I_9 = \sum_{i=1}^n = \frac{\Delta U_9}{R_9}, \quad (\text{IX.19a})$$

где ΔU_9 — потери потенциала на дополнительных сопротивлениях R_9 для каждого электрода, то для определения r_k можно получить следующее соотношение:

$$\lg \frac{1,03 R}{r_k} = 2,73 - \frac{\Delta \bar{U}_c}{\rho_M \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \bar{U}_i}{R_3}}, \quad (\text{IX.196})$$

в котором потери потенциалов выражены уже в относительных величинах.

Моделирование контурных систем водозаборных скважин осуществляется по методике, изложенной в главе VII применительно к контурным системам дренажных скважин.

Методика моделирования водозаборных скважин на сеточном интеграторе различается в зависимости от режима работы скважин. При заданных дебитах скважин сетка на интеграторе задается обычным путем, но в каждый блок подается сила тока $I_{вз}$, соответствующая суммарному расходу водозаборных скважин в данном блоке $Q_{вз}$.

Величина $I_{вз}$ на электроинтеграторе может задаваться с помощью делителя истоков или через дополнительное сопротивление R_Q , подсоединяемое в узловую точку водозаборного блока (рис. IX.5, а); в этом случае потенциал на конце сопротивления $\bar{U}_Q$ подбирается из условия, чтобы перепад относительных потенциалов $\Delta \bar{U}_Q$ на сопротивлении R_Q был равен

$$\Delta \bar{U}_Q = \frac{Q_{вз} R_Q}{\Delta H_{\max} a_R}. \quad (\text{IX.20})$$

Сопротивление R_Q подбирается из условия, чтобы величина $\Delta \bar{U}_Q$ оказалась порядка 10—20%.

При режиме заданного понижения уровня в скважине в узел водозаборного блока также добавляется дополнительное сопротивление R^0 (рис. IX.5, б). Однако в этом случае на конце дополнительного сопротивления задается потенциал $\bar{U}_c$, соответствующий уровню в расчетной скважине, а величина сопротивления R^0 устанавливается в зависимости от количества и расстановки скважин в пределах блока. Для одной водозаборной скважины (ее рекомендуется располагать в центре квадратного блока размером $[\Delta x]$) имеем [4]:

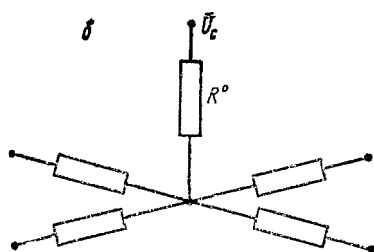
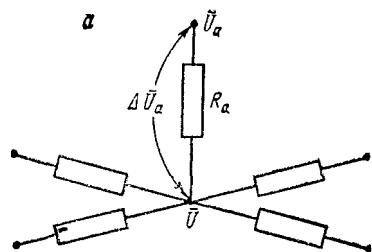


Рис IX.5 Схемы узла сеточной модели с водозаборными скважинами

а — при заданном дебите; б — при заданном напоре (понижении)

$$R^0 = \alpha_R \frac{1}{2\pi T} \left(\ln \frac{\Delta x}{r_c} - 1,6 \right). \quad (\text{IX.21})$$

При наличии в блоке неупорядоченной системы n скважин величина R^0 также определяется формулой (IX.21), в которой заменяется радиус скважины r_c на радиус большого колодца r_k , определяемый по формулам (IX.16)—(IX.18).

При наличии в блоке участка контурной системы величина R^0 определяется по формуле

$$R^0 = \alpha_R \frac{1}{nT} f_{kc}, \quad (\text{IX.22})$$

где n — число скважин в блоке, а f_{kc} определяется из формул (VII.2) или (IX.9).

Дебит водозаборного сооружения при заданном понижении рассчитывается по формуле

$$Q_{вз} = \alpha_R \frac{\Delta \bar{U}_c \Delta H_{\max}}{R^0}, \quad (\text{IX.23})$$

где $\Delta \bar{U}_c$ — падение относительного потенциала на дополнительном сопротивлении R^0 .

Задача IX.1.

Оценка эксплуатационных запасов на территории артезианского бассейна методом ЭГДА

Гидрогеологическая обстановка. Территория рассматриваемого бассейна представляет собой равнину, имеющую слабый наклон в северо-западном направлении (в сторону моря). Небольшие возвышенности с относительными высотами 100—150 м развиты в местах выхода на поверхность глинистых толщ палеогенового возраста. В юго-западной части района в местах выхода меловых и палеозойских отложений имеется возвышенность с абс. отметками 400—450 м. На территории района выделяется ряд обширных бессточных замкнутых котловин, занятых солончаками (рис. IX.6). Площадь отдельных наиболее крупных солончаковых впадин достигает 700—1000 км². Территория характеризуется резко континентальным климатом с годовой суммой осадков 40—100 мм/год. Средние температуры в летние месяцы достигают +37—+44° и в зимние —25 — —33°С.

В геологическом строении артезианского бассейна принимают участие мезозойский и кайнозойский осадочные комплексы; слабо-дислоцированные отложения этих комплексов повсеместно залегают на складчатом фундаменте палеозойского возраста. Наибольший интерес для водоснабжения представляют отложения мело-

вого возраста, развитые на всей рассматриваемой территории, за исключением районов, где на поверхность выходят отложения палеозоя. Нижний отдел меловой системы представлен отложениями неомского надъяруса, аптского и альбского ярусов. Породы нижнемелового возраста имеют выходы на поверхность в пределах

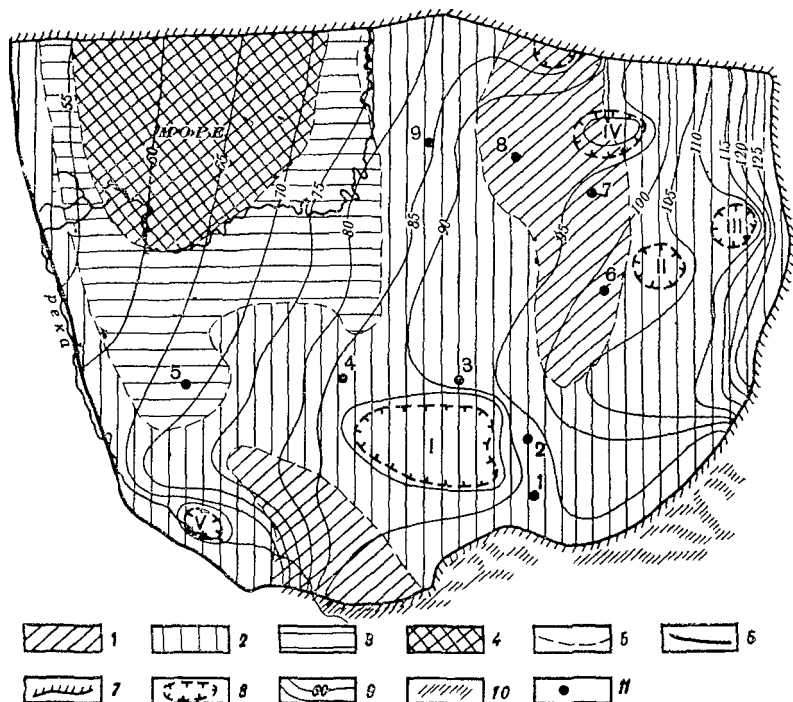


Рис. IX.6. Фильтрационная схема артезианского бассейна территории.

Проводимости водоносного горизонта T м²/сут: 1 — 320; 2 — 640; 3 — 960; 4 — 1280; 5 — границы территорий с различной проводимостью; 6 — граница с постоянным напором; 7 — непроницаемая граница; 8 — границы солончаковых впадин; 9 — гидронизопьсы верхнемелового водоносного горизонта; 10 — области питания; 11 — эксплуатационные участки

возвышенности и вскрываются скважинами на глубине свыше 300 м; представлены они песчаниками, глинами, алевролитами. Мощность отложений нижнемелового возраста местами превышает 300 м. Верхний отдел представлен отложениями сенонского и туронского ярусов и сенонского надъяруса. Отложения верхнего отдела мела распространены повсеместно, за исключением горных массивов на юге рассматриваемой территории. Эти отло-

жения выходят на поверхность в районе возвышенности и низовьев реки. Рассматриваемая толща осадочных образований литологически выдержана и представлена песками, песчаниками с прослоями глин и алевролитов. Общая мощность нижнего отдела меловой системы колеблется в пределах 300—650 м. Увеличение мощности происходит в западном и северо-западном направлениях. Отложения мелового возраста перекрываются палеогеновыми образованиями, развитыми на всей рассматриваемой территории. Отличительной чертой отложений палеогенового возраста является устойчивый литологический состав, это в основном серые мергели и желтовато-серые и зеленовато-серые глины. Общая мощность палеогеновых отложений изменяется от 150 до 320 м.

Отложения палеогенового возраста перекрываются отложениями неогенового и четвертичного периодов.

Межпластовые, высоконапорные подземные воды артезианского бассейна в основном приурочены к отложениям мезозоя, перекрываются сверху глинами и мергелями палеогенового возраста. На этой территории выделяются три водоносных комплекса: 1) верхнемеловой, 2) нижнемеловой, 3) юрский. Все три водоносных комплекса изолированы друг от друга слоями глин и алевролитов.

Наиболее перспективным для водоснабжения является верхнемеловой водоносный комплекс, суммарная мощность которого от 100 до 500 м. Воды этого комплекса обладают сравнительно невысокой минерализацией (1—4 г/л).

Питание подземных вод происходит в районах выхода на поверхность отложений верхнемелового возраста, а также по структурным нарушениям за счет вод палеозоя. Однако основной поток движется с юга. Его области питания удалены от рассматриваемой территории на очень большие расстояния. Разгрузка подземных вод происходит в области транзита потока за счет испарения в солончаковых впадинах. Региональной областью разгрузки является структурный вал, протягивающийся в близком к меридиальному направлению вдоль реки и через море (см. рис. IX.6).

По данным бурения, геофизических и опытно-фильтрационных работ была построена карта проводимости T верхнемелового водоносного комплекса и карта пьезоизогипс. Местные области разгрузки и питания по разломам, равно как и фильтрационные параметры, находят свое отражение в пьезометрической поверхности потока (см. рис. IX.6). Фильтрационные сопротивления глинистых толщ палеогеновых отложений, через которые происходит разгрузка в солончаковые впадины, определялись предварительно путем решения обратной задачи на электрической модели.

Постановка задачи: определить эксплуатационные запасы по девяти отдельным участкам площадью 1000 га, расположенным в пределах рассматриваемой территории, на неограниченный срок эксплуатации; оценить во времени динамику изменения суммарного дебита водозаборов и отдельных его составляющих.

Водозаборы состоят из 40 скважин, расположенных по контуру участка со сторонами 3000 м×3000 м. Скважины работают в режиме самоизлива. При этом величина понижения s в пределах того или иного участка задается различной:

№ участка	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Величина понижения s , м	9	9	17	15	8	17	18	21	18

Стационарный режим фильтрации

Задача сводится к определению расходов воды, которые могут быть получены на данных участках при работе скважин в течение длительного времени в режиме самоизлива с понижением s .

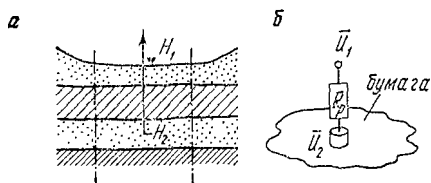


Рис. IX.7. Схема разгрузки подземных вод в солончаковых впадинах: а — фильтрационная; б — модели ЭГДА

Определение эксплуатационных запасов на отдельных участках с учетом их взаимодействия между собой и с учетом сложного комплекса граничных условий осуществляется путем электрического моделирования процесса водоотбора. Решение задачи проводится методом сложения течений, позволяющим получать решение в понижениях от статического уровня, что значительно упрощает общую постановку задачи.

Составление фильтрационной схемы. 1. Обоснование граничных условий области фильтрации. Граница с постоянным напором проходит вдоль реки и далее на север по структурному валу. С востока и юга, учитывая общие условия формирования потока, граница с постоянным расходом на модели задается непроницаемой. С севера, на достаточном удалении от области, на которой происходит интенсивный водоотбор, поле фильтрации также ограничивается непроницаемым контуром. При этом предполагается, что эксплуатация водоносных горизонтов не вызывает значительного снижения напоров в этой области, и поток остается близким к естественному. Таким образом, мы можем в этой области ограничить поток непроницаемой границей по линии тока естественного потока, поскольку при решении задачи методом сложения течений все границы с постоянным водопритокom задаются непроницаемыми.

2. Задание местных областей разгрузки. Области разгрузок по солончаковым впадинам, расположенные в пределах территории, обозначены на схеме соответствующими номерами (I, II, III, IV, V). Разгрузка происходит за счет испарения с поверхности этих впадин. При этом мы принимаем, что разгрузка

происходит только в пределах области солончаковой впадины (рис. IX.7, а) и фильтрация в палеогеновых отложениях происходит в вертикальном направлении под действием разности напора в водоносном горизонте H_2 и напора H_1 , который соответствует абс. отметке поверхности солончака (рис. IX.7, а). Средняя величина разности напоров для всех солончаков $H_2 - H_1 = 10$ м. Величина фильтрационного сопротивления Φ_p определяется площадью области разгрузки, коэффициентом фильтрации слабопроницаемых слоев и их мощностью. Значения этих сопротивлений были определены в ходе обратной задачи:

№ участка разгрузки	I	II	III	IV	V
Фильтрационное сопротивление Φ_p , сут/м ²	$7 \cdot 10^{-5}$	$7,6 \cdot 10^{-5}$	$9,6 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$
Сопротивление R_p , Ом	810	860	11 000	3600	2900

Составление схемы электромодел. Решение задачи проводится на модели ЭГДА 9/60 в масштабе 1 : 500 000. Фильтрационное поле моделируется электропроводной бумагой с различным удельным сопротивлением в зависимости от проводимости той или иной области. Величина удельного сопротивления бумаги определяется из соотношения

$$\rho = \frac{1}{T} \alpha_R.$$

Значения проводимости T и соответствующие им величины удельного сопротивления бумаги ρ , полученные при $\alpha_R = 1,15 \times 10^7$ Ом/сут/м², следующие:

T , м ² /сут	320	640	960	1280
ρ , Ом/см ²	36 000	18 000	12 000	9000

Граница с постоянным напором моделируется шиной, на которую задается потенциал $\bar{U} = 0$, соответствующий понижению $s = 0$, так как при решении задачи методом сложения течений границы с постоянным напором являются границами с нулевым понижением. По непроницаемым границам модель обрывается. Области разгрузки моделируются шинами, которые приклеиваются по контуру солончаковых впадин, или круглыми электродами диаметром 1 см, в том случае, когда размеры участков разгрузки невелики. Напор H_1 , соответствующий абс. отметке солончака, будет оставаться постоянным до тех пор, пока напор в водоносном горизонте H_2 не снизится до величины H_1 , а при $H_2 \leq H_1$ разгрузка прекращается. Таким образом, при $H_2 > H_1$ области разгрузки являются областями с постоянным напором (нулевым понижением $s = 0$ и потенциалом $\bar{U} = 0$), а при $H_2 < H_1$ здесь следует задавать силу тока, соответствующую величине разгрузки на начальный период. Электрическое сопротивление, через которое задается потенциал на шину, моделирующую область разгрузки, определяется по формуле $R_p = \Phi_p \alpha_R$.

Водозаборное сооружение состоит из 40 скважин диаметром $d = 0,2$ м, равномерно расположенных по окружности радиусом

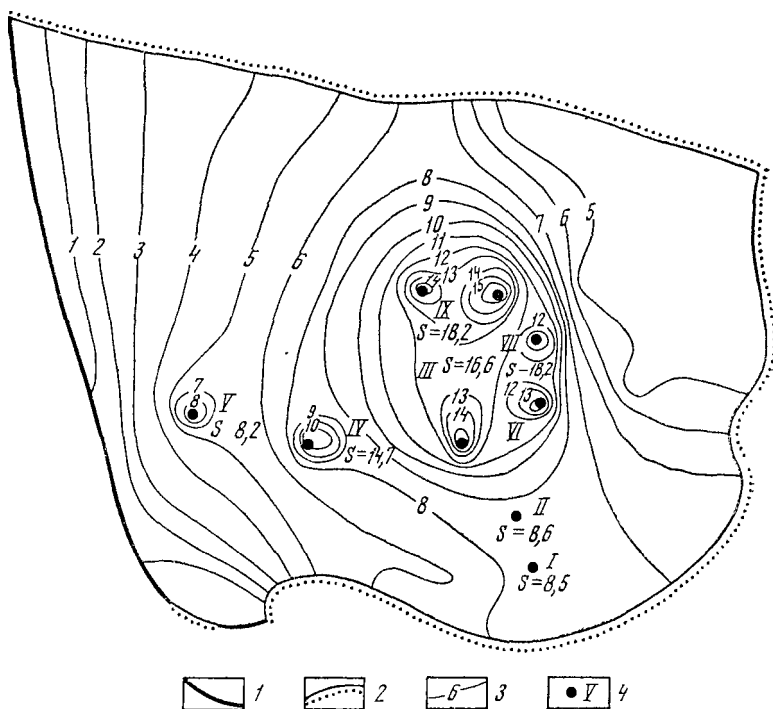


Рис. IX.8. Карта понижений пьезометрической поверхности:

1 — граница с постоянным напором; 2 — непроницаемая граница;
3 — линии равных понижений s , м; 4 — эксплуатационные участки

$r_k^0 = 1600$ м с расстоянием между ними $\sigma = 250$ м. Приведем эту систему скважин к большому колодцу. Величина r_k определяется по формуле (IX.18):

$$\lg r_k = \lg 1600 - \frac{1}{40} \lg \frac{250}{3,14 \cdot 0,2} = 3,14;$$

$$r_k = 1380 \text{ м.}$$

Диаметр большого колодца d_k в масштабе 1:500 000 будет равен 0,55 см. При моделировании такого водозабора круглым электродом диаметром $d_0 = 1$ см необходимо ввести дополнительное сопротивление R_c , рассчитываемое по формуле (IX.15). Значения этих сопротивлений для различных участков представлены на стр. 253. На электроды, моделирующие водозаборы, с делителя задаются приведенные электрические потенциалы $U\%$, рассчитываемые по формуле (III.1). При этом мы принимаем за $S_{\min} = 0$, а за $S_{\max} = 21$ м.

Решение задачи сводится к построению карты понижений на всей территории и расчету производительности водозаборов. По-

строение линий равных понижений производится путем проведения на модели линий равных электрических потенциалов через 10% (рис. IX.8). Пересчет приведенных электрических потенциалов в величины понижения s производится по формуле (III.1). Расход водозабора определится по формуле

$$Q = \frac{\Delta \bar{U}}{R_B} \phi$$

где $\Delta \bar{U} = \bar{U}_s - \bar{U}_m$ — разница в электрических потенциалах, задаваемых с делителя и на шине. Результаты решения следующие:

№ участка водозабора	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Фильтрационное сопротивление Φ_M , сут/м ²	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$	10^{-4}	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$
Расход $Q \cdot 10^3$, м ³ /сут	4,9	3,6	10,5	62	10,6	6,7	3,5	10	9

Как видно, эксплуатация водоносных горизонтов вызовет понижение напора на всей рассматриваемой площади. Общее количество воды, получаемое на всех участках, $83,8$ тыс. м³/сут ≈ 1 м³/сек.

Нестационарный режим фильтрации

Полученная в предыдущем разделе производительность водозаборов характеризует минимальное количество воды, которое может быть получено при стационарном режиме фильтрации. В течение предшествующего нестационарного периода дебит скважин будет больше. Поэтому необходимо оценить длительность этого периода и рассмотреть динамику изменения суммарного дебита водозаборов во времени.

Такая задача эффективно решается на комбинированной электромоделли [4], на которой сопротивление области задается в виде сплошного листа электропроводной бумаги, а емкость — дискретно, в центрах условных блоков.

Обоснование схемы модели

1. Основное поле модели изготавливается из электропроводной бумаги, удельное сопротивление которой подбирается в соответствии с фильтрационной неоднородностью водоносного горизонта. Для упрощения примем область фильтрации однородной со средним значением водопроводимости $T = 640$ м²/сут. При использовании бумаги с удельным сопротивлением $\rho_M = 18\,000$ Ом·масштаб сопротивлений $\alpha_R = \rho_M T = 1,15 \cdot 10^7$ Ом·м²/сут.

2. Исходя из длительности моделируемого отрезка времени t масштаб времени $\alpha_t = \frac{t}{t_M}$ выбирается таким, чтобы длительность решения на модели t_M находилась в пределах 1—500 миллисекунд (мсек); наиболее удобная длительность решения 5—50 мсек.

Длительность моделируемого отрезка времени, т. е. время стабилизации уровней, ориентировочно можно оценить [4] по формуле $t = \lambda \frac{L^2}{a^*}$, где $\lambda = \frac{1}{4,6\delta_s \lg \frac{2L}{r_k}}$; a^* — коэффициент пьезопровод-

ности пласта; L — расстояние от водозабора до границы, обуславливающей стабилизацию режима (в рассматриваемой задаче — до солончаковых впадин); r_k — радиус водозаборного сооружения; δ_s — допустимая относительная погрешность определения понижения уровня. При характерных значениях $L \approx 75-100$ км, $r_k \approx 5$ км, $\delta_s = 0,1$, $a^* = 6,4 \cdot 10^5$ м²/сут получаем $\lambda = 1,36-1,47$, а ориентировочное время стабилизации режима $t \approx 1300-2100$ сут. Оптимальное значение α_t соответственно составляет $100 \div 300$ сут/мсек $= (1 \div 3) \times 10^5$ сут/сек.

3. Из формулы (V.3) оцениваем необходимую величину масштаба емкости $\alpha_c = \frac{C}{C_m}$ (при принятом значении α_R): $\alpha_c = \alpha_R \alpha_t = 1,15 \cdot 10^7$ Ом·м²/сут $\times (1 \div 3) \cdot 10^5$ сут/сек $\approx (1 \div 3) \cdot 10^{12}$ м²/Ф. Учитывая имеющиеся в наличии стандартные номиналы конденсаторов $C_m = 0,1$ мкФ $= 10^{-7}$ Ф, получаем натурную емкость блока $C = \alpha_c C_m = (1 \div 3) \cdot 10^5$ м². Отсюда площадь блока при упругой емкости $\mu^* = 10^{-4}$ определится из формулы (V.1):

$$F = \frac{C}{\mu^*} = \frac{(1 \div 3) \cdot 10^5 \text{ м}^2}{10^{-4}} = (1 \div 3) \cdot 10^9 \text{ м}^2,$$

что при квадратной разбивке области соответствует размеру блока $\sigma = 50$ км. Уточним при этом размере блока масштаб емкости:

$$\alpha_c = \frac{C}{C_m} = \frac{10^{-4} \cdot (5 \cdot 10^4)^2 \text{ м}^2}{10^{-7} \text{ Ф}} = 2,5 \cdot 10^{12} \text{ м}^2/\text{Ф}.$$

Тогда

$$\alpha_t = \frac{\alpha_c}{\alpha_R} = \frac{2,5 \cdot 10^{12} \text{ м}^2/\text{Ф}}{1,15 \cdot 10^7 \text{ Ом} \cdot \text{м}^2/\text{сут}} \approx 2,2 \cdot 10^5 \text{ сут/сек} \approx 220 \text{ сут/мсек}.$$

В соответствии с результатами выполненного подбора масштабных коэффициентов разбиваем область на квадратные блоки со стороной $\sigma = 50$ км (рис. IX.9), в центрах которых подключаются конденсаторы. Для крайних блоков модели, имеющих неправильную форму, емкость конденсаторов C_m корректируется в соответствии с реальной площадью блоков. Подключение конденсаторов в этих блоках производится в центрах их тяжести.

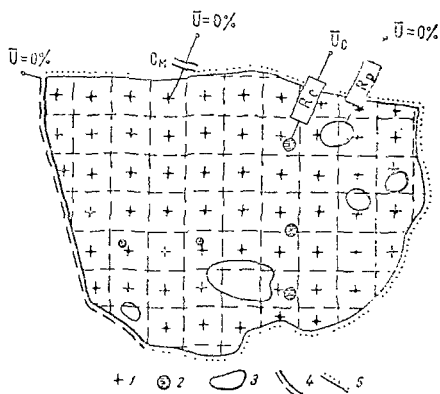
4. Граничные условия (на внешних границах области фильтрации и внутренних областях разгрузки) формулируются и реализуются на модели так же, как в ранее рассмотренной стационарной задаче. Начальные условия (на момент включения водозаборных сооружений) характеризуют естественную пьезометрическую по-

верхность водоносного горизонта: $H(x, y, 0) = H_0$, а при решении задачи относительно понижений напора $s(x, y, 0) = 0$. Для реализации этого условия на свободные обкладки конденсаторов подается приведенный потенциал $\bar{U} = 0\%$.

5. Кольцевые батареи водозаборных скважин при решении стационарной задачи были приведены к эквивалентным «большим колодцам» с радиусом $r_k = 1380$ м. Для удобства технического изготовления комбинированной модели близко расположенные водо-

Рис. IX.9. Электрическая схема модели для решения нестационарной задачи:

1 — центры блоков с подключенными в них конденсаторами емкостью C_m ; 2 — электроды, моделирующие «большие колодцы», с дополнительными сопротивлениями R_c ; 3 — шины, наклеенные на модель по контуру солончаковых впадин, с сопротивлениями R_p ; 4 — граница с постоянным напором; 5 — непроницаемая граница



заборные сооружения объединяются в группы по 2—3 водозабора. Радиусы укрупненных водозаборов определим по формуле (IX.16). Несоответствие рассчитанных и фактически заданных радиусов электродов компенсируется введением на модели дополнительного сопротивления R_c , определяемого по формуле (IX.15). Для их расчета можно пользоваться данными табл. IX.1.

Таблица IX.1

Данные для расчета радиусов водозаборов

№ объединяемых водозаборных батарей	Радиус эквивалентного «большого колодца», м	Радиус электрода, см		Дополнительное сопротивление R_c , Ом
		рассчитанный в масштабе модели	фактически заданный на модели	
1, 2	3920	0,8	1,25	1270
3, 6	5200	1,04	1,5	1020
7, 8, 9	7960	1,6	2,0	640
4	1380	0,28	0,5	1710
5	1380	0,28	0,5	1710

В центрах «больших колодцев» закрепляются латунные электроды, к которым подключаются сопротивления R_c . На свободные концы сопротивлений, как и при решении стационарной задачи, с делителя напряжения подаются приведенные потенциалы: $\bar{U}_c\%$,

соответствующие постоянным понижениям при эксплуатации водозаборов в режиме самоизлива.

Решение. Для решения используем электроинтегратор нестационарных процессов ЭИНП 3/66, устройство которого описано в приложении. После задания на модели начального и граничных потенциалов, устанавливаем переключатель режима работы прибора в положение «график». Устанавливая измерительную иглу последовательно в нескольких точках модели вблизи водозаборов, ключом периодизации решения замыкаем электрическую цепь прибора и модели и наблюдаем на экране электронно-лучевого индикатора график изменения потенциала во времени в данной точке. Ось ординат сетки на экране является осью потенциалов, а ось абсцисс — осью времени. Длительность наблюдаемого отрезка времени зависит от принятого масштаба времени и длительности развертки, устанавливаемой переключателем на пульте управления. Например, при длительности развертки 50 мсек и масштабе времени 220 сут/мсек наблюдаемый отрезок времени составляет 11 000 сут. По форме графиков изменения потенциала (понижения) во времени ориентировочно оцениваем продолжительность периода нестационарной фильтрации в 2000 сут, что вполне согласуется с выполненным ранее ориентировочным расчетом и исключает необходимость дальнейшей корректировки масштабных коэффициентов. Длительность решения на модели

$$t_m = \frac{t}{\alpha_t} = \frac{2000 \text{ сут}}{220 \text{ сут/мсек}} \approx 9 \text{ мсек.}$$

Для измерения потенциалов в различные моменты времени устанавливаем прибор в режим «измерение». Закрепляя иглу последовательно на всех электродах, моделирующих водозаборы, и на шинах, приклеенных по контурам солончаков, снимаем с помощью измерительного потенциометра значения потенциалов через определенные промежутки времени (например, через 1 мсек), отсчитываемые по горизонтальной шкале на экране. Затем определяем для соответствующих моментов времени дебит каждого водозабора по формуле (IX.23).

Аналогично определяется величина сокращения расхода разгрузки на каждом солончаке.

Результаты решения представляются в виде таблицы и графика изменения во времени суммарной производительности водозаборов Q_3 и суммарной величины сокращения разгрузки на солончаках ΔQ_p :

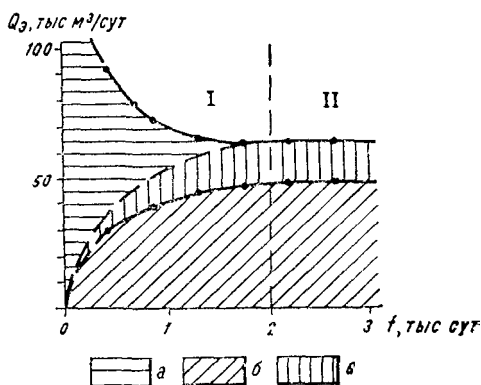
t , сут	440	880	1320	1760	2200	2640
Q_3 , тыс. м ³ /сут	92,0	72,1	65,4	64,5	64,5	64,5
ΔQ_p , тыс. м ³ /сут	30,1	38,0	42,3	46,2	47,1	47,1

Как видно из приведенных данных и рис. IX.10, роль сокращения местной разгрузки на солончаках повышается от 0% в начальный период эксплуатации до 70—75% при стационарном режиме. Роль

упругих запасов соответственно падает от 100 до 0%. Разница между стационарной производительностью водозаборов и величиной сокращения разгрузки на солончаках ($25\text{--}30\% Q_3$) погашается за счет сокращения региональной разгрузки на западной границе бассейна. Таким образом, стационарный режим работы водозаборов в рассмотренных условиях обеспечивается естественными ресурсами водоносного горизонта. В случае их отсутствия (или

Рис IX 10. Формирование структуры эксплуатационных запасов.

а — упругие запасы водоносного горизонта; *б* — сокращение местной разгрузки потока на солончаках; *в* — сокращение региональной разгрузки потока по западной границе бассейна. Режим фильтрации I — нестационарный, II — стационарный



пренебрежения ими при решении) производительность водозаборов непрерывно уменьшалась бы во времени вплоть до прекращения самоизлива. При заданных условиях эксплуатации водоносного горизонта (в режиме самоизлива скважин) происходит только частичное сокращение местной разгрузки естественного потока через солончаки, так как пьезометрические уровни нигде не опускаются ниже поверхности земли. Дальнейшее снижение уровней, например вследствие принудительной откачки насосами, приведет к полному прекращению (инверсии) естественной разгрузки. Как показано выше, при этом необходимо изменить род граничных условий на контурах солончаковых впадин. Для изменения рода граничных условий в процессе решения нестационарных задач следует либо использовать метод Либманна—схема $R-R$ с дискретным временем, либо применять специальные устройства на емкостных моделях — схема $R-C$ с непрерывным временем.

Задача IX.2.

Оценка производительности водозабора в условиях осушения водоносного горизонта

Гидрогеологическая обстановка. В геологическом строении участка водозабора принимают участие породы нижнеордовикского возраста (братская и бадарановская свиты). Основным водосодержащим комплексом являются породы бадарановской свиты, представленные переслаивающимися водоносными глинисто-из-

вестковистыми песчаниками с аргиллитами и алевролитами. Мощность водоносных слоев выдержана по простиранию и составляет 3—10 м. В целом в разрезе выделены три водоносных комплекса мощностью 100 м каждый. Эти водоносные комплексы содержат напорные воды, которые вскрываются на глубинах от 250 до 450 м. В понижениях рельефа скважины, как правило, фонтанируют. Превышение напора в абс. отметках над поверхностью земли составляет 20—30 м. Величины проводимости T , полученные в результате опытно-фильтрационных работ, составляют 110 м²/сут для первого, 90 м²/сут для второго и 100 м²/сут для третьего водоносного комплекса. Питание подземных вод осуществляется в юго-восточной части территории за счет инфильтрационного питания в областях выхода пород бадарановской свиты на дневную поверхность (рис. IX.11). Естественный уклон пьезометрической поверхности 10⁻³.

Вышезалегающая братская свита представлена переслаивающимися слоями глинистых песчаников, аргиллитов и алевролитов, образующих в разрезе пачки мощностью 30—50 м, разделенные водоупорными слоями аргиллитов (15—25 м мощностью). Общая мощность братской свиты 250 м. Водоносными породами являются глинистые песчаники, однако ввиду незначительной их суммарной мощности и слабой водообильности практического значения для водоснабжения они не имеют.

Породы братской и бадарановской свит имеют слабый уклон порядка 2—3°, в среднем составляющий 0,04 в северо-западном направлении. В юго-восточной части территории эти породы выходят на дневную поверхность полосой шириной 10 км. Опытными работами были определены коэффициенты упругой водоотдачи $\mu_{упр}=10^{-4}$ в областях формирования напора подземных вод и гравитационной водоотдачи $\mu=0,1$ в областях питания, где водоносные горизонты имеют свободную пьезометрическую поверхность.

Постановка задачи: провести расчет линейного водозабора из 12 скважин с расстоянием между ними $\sigma=1000$ м, расположенного по простиранию водоносного горизонта в 5 км от области питания, с суммарным расходом $Q=4,8 \cdot 10^4$ м³/сут, учитывая, что максимальное понижение, которое может быть достигнуто в скважине откачивающими средствами, с учетом превышения напора над поверхностью земли, составит 130 м.

Построение фильтрационной схемы. 1. Схематизация потока в разрезе сводится к сведению трех водоносных комплексов в один с суммарной проводимостью $T=300$ м²/сут. Проводимость принимается постоянной в области, где поток перекрыт сверху водоупором. В области питания, где поток имеет свободную поверхность, проводимость будет зависеть только от мощности водоносного горизонта; здесь при расчетах проводимости $T=km$ принимается схема однородного по вертикали потока с коэффициентом фильтрации, равным 1 м/сут. Снизу поток ограничивается непроницаемым слоем — водоупором (рис. IX.11, б).

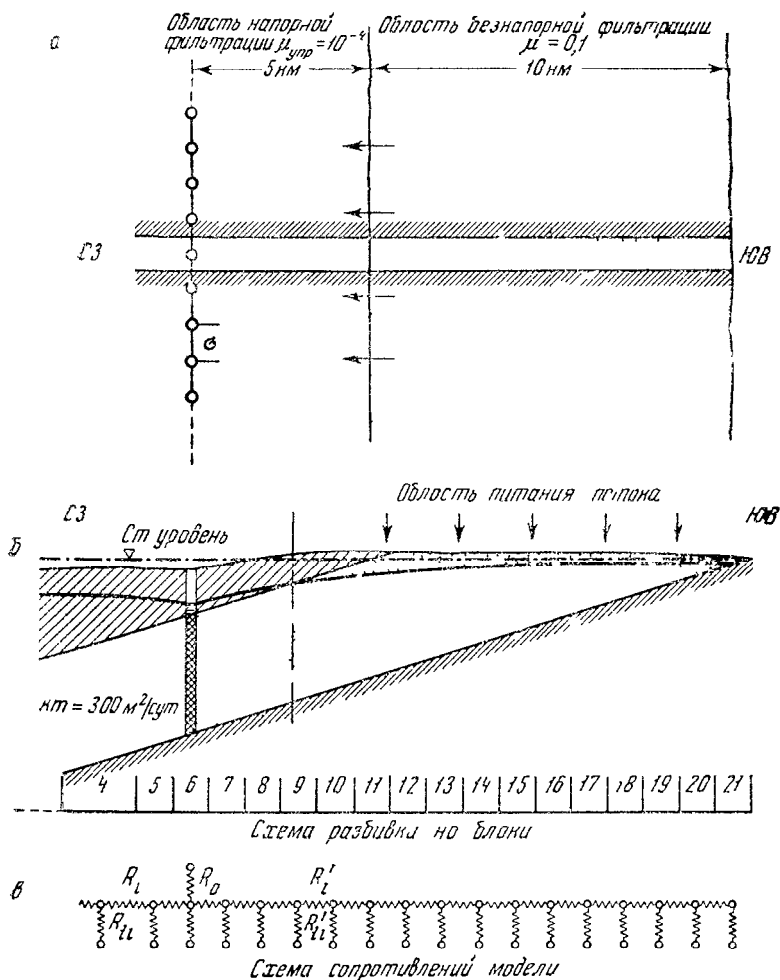


Рис. IX.11. К расчету водозабора в условиях осушения водоносного горизонта. Схема питания вод горизонта
 а — в плане, б — в разрезе, в — схема электромодели

2. С юго-востока поток ограничивается непроницаемым контуром. Ширина полосы выхода пород на дневную поверхность 10 км. С северо-запада поток в плане принимается неограниченным (рис. IX.11, а). В силу того что линия скважин находится на незначительном удалении от границы с постоянным питанием, поток можно считать в плане линейным. Выделим по-

лосу шириной $\sigma = 1000$ м, перпендикулярную линии скважин. Расход к линии скважин в пределах выделенной полосы будет соответствовать расходу Q , приходящемуся на одну скважину:

$$Q_c = \frac{48 \cdot 10^3}{12} = 4 \cdot 10^3 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Задача, таким образом, сводится к оценке снижения напора в скважине, работающей с постоянным расходом $Q_c = 4 \cdot 10^3$ м³/сут в центре полосы шириной 1000 м, ограниченной с двух сторон непроницаемой границей. При работе скважин часть водоносного горизонта, примыкающая к области питания, будет осушаться, при этом мощность горизонта и соответственно его проводимость будут меняться во времени. Кроме того, граница напорной и безнапорной фильтрации при снижении напора вследствие наклона пласта будет продвигаться в сторону водозабора.

В области, где пьезометрическая поверхность опустилась ниже подошвы верхнего водоупора, поток становится безнапорным, и водоотдача скачком меняется от значения упругой водоотдачи $\mu^* = 10^{-4}$ до значения гравитационной водоотдачи $\mu = 10^{-1}$. Процесс осушения пласта с изменением параметров как во времени, так и в пространстве делает невозможным решение задачи аналитически. Здесь целесообразно применение моделирования этого процесса. Необходимость смены параметров во времени для решения задачи обуславливает применение сеточного электроинтегратора с большим диапазоном сопротивлений. Решение задачи производится методом Либманна. В связи с тем что интенсивность питания рассматриваемого водоносного комплекса нам не известна, задачу целесообразно решать методом сложения течений, определяя величину понижения s от статического уровня. Такой метод решения вследствие нелинейности задачи в общей постановке возможен лишь в том случае, когда исходная естественная поверхность потока горизонтальна. В нашем случае допущение об исходной горизонтальной поверхности может быть принято в силу того, что градиенты естественного потока достаточно малы. Решая задачу таким образом, следует полагать, что интенсивность питания при снижении уровня в области выхода пласта на дневную поверхность не изменится. Получая решение в понижениях от статического уровня и складывая их с естественной пьезометрической поверхностью, получим новую пьезометрическую поверхность, соответствующую любому интересующему нас моменту времени в период эксплуатации.

Составление схемы электромодели. Выделенная полоса шириной 1000 м разбивается на блоки, как показано на рис. IX.11, б. Вблизи скважины и в области, где будет происходить осушение водоносного горизонта, блоки задаются длиной 1000 м. В северо-западном направлении длина блоков увеличивается. Расстояние,

на которое влияние водозабора будет ощутимым за 10 лет, можно оценить по формуле

$$l = 2\sqrt{at} = 2\sqrt{3 \cdot 10^6 \cdot 3,65 \cdot 10^3} = 10^5 \text{ м.}$$

Фильтрационное сопротивление между центрами блоков рассчитывается по формуле (III 8). Значения их приведены в табл. IX.3. В области питания, где мощность потока меняется, в качестве расчетных параметров принимается коэффициент фильтрации, равный 1 м/сут, и мощность потока, соответствующая средней мощности потока в блоке (табл. IX 3). Например, сопротивление Φ между центрами блоков 13 и 14 рассчитывается следующим образом. Для блока 13 нами принята мощность 250 м, а для блока 14—200 м. Проводимости для каждого из блоков определятся, соответственно: $T_{13}=250 \text{ м}^2/\text{сут}$ и $T_{14}=200 \text{ м}^2/\text{сут}$.

Фильтрационное сопротивление будет складываться из сопротивления от центра блока 13 до границы между блоком 13 и 14 (проводимость 250 м²/сут) и из сопротивления между границей блоков и центром блока 14. При одинаковых размерах блоков $\Delta x=1000$ м получим

$$\Phi = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{T_1} + \frac{1}{T_2} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{250} + \frac{1}{200} \right) = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ сут/м}^2. \quad (a)$$

При расчете временных сопротивлений в области напорной фильтрации принимается упругая водоотдача $\mu'=10^{-4}$, а в области питания — гравитационная водоотдача $\mu=10^{-1}$. Для ускорения процесса решения задачи целесообразно постепенно увеличивать шаг по времени. В силу этого величина Δt принимается равной в начале 0,5 года, затем шаг по времени увеличивается до 1 года и по истечении 4 лет — до 2 лет.

Значения исходных сопротивлений (при $\Delta t=0,5$ года) приведены в табл. IX.3. Например, для блока 13 величина временного сопротивления определится как отношение шага по времени $\Delta t=0,5$ года к площади блока и к водоотдаче:

$$\Phi_t = \frac{\Delta t}{\mu \Delta x^2} = \frac{180}{0,1 \cdot 10^6} = 1,8 \cdot 10^{-3} \text{ сут/м}^2.$$

В том случае, когда в одном блоке проявляется, с одной стороны, режим, определяемый упругой водоотдачей $\mu'=10^{-4}$, а с другой — свободное снижение уровня, определяемое водоотдачей $\mu=0,1$, временное сопротивление рассчитывается исходя из среднего значения водоотдачи. Например, блок 11 наполовину захватывает зону осушения, его водоотдача будет

$$\mu_{cp} = \frac{\mu_{упр} l_1 + \mu (\Delta x - l_1)}{2 \Delta x}, \quad (б)$$

где l_1 — зона действия упругой водоотдачи. Для блока 11 $l_1 = \frac{\Delta x}{2}$ и средняя водоотдача определится соотношением

$$\mu_{\text{ср}} = \frac{\mu + \mu_{\text{упр}}}{2} = 5 \cdot 10^{-2}. \quad (\text{в})$$

Величины фильтрационных сопротивлений пересчитываются в соответствующие им величины омических сопротивлений обычным путем (гл. III). Для пересчета примем $\alpha_r = 10^5$ Ом·м²/сут. В этом случае задача может быть реализована на модели с диапазоном омических сопротивлений от 10 до 10^6 Ом. Произведем пересчет фильтрационных сопротивлений в омические для тех же блоков, например

$$R = \Phi \alpha_R = 4,5 \cdot 10^{-3} \cdot 10^5 = 450 \text{ Ом};$$

$$R_t = \Phi_t \alpha_R = 1,8 \cdot 10^3 \cdot 10^5 = 180 \text{ Ом}.$$

Величины рассчитанных таким образом сопротивлений представлены в табл. IX.3.

Для удобства решения задачи выбираем масштаб высот таким образом, чтобы $\bar{U} = 1\%$, приведенному электрическому потенциалу на модели соответствовало понижение $s = 2$ м.

Решение задачи осуществляется на электроинтеграторе МСМ-1. Этот интегратор выбран вследствие большой разности между максимальным ($7,2 \cdot 10^5$ Ом) и минимальным (180 Ом) значениями омических сопротивлений. На модели набирается сотка сопротивлений (рис. IX.11, в), ограниченная от всего поля бесконечно большими сопротивлениями ($R = \infty$). На концы временных сопротивлений задаются начальные условия. Так как решение задачи ведется методом сложения течений, то в начальный момент времени при $t=0$ понижение $s=0$ и задаваемый потенциал $\bar{U}$, соответствующий понижению, исходя из (III.1) тоже равен 0. Задание постоянного расхода $Q = 4 \cdot 10^3$ м/сут на модели осуществляется методом, изложенным в главе IX. Приняв $R_Q = 800$ Ом и следуя (IX.20), определим перепад относительных потенциалов:

$$\Delta \bar{U}_Q = \frac{Q R_Q}{a_R} = \frac{4 \cdot 10^3 \cdot 800}{2 \cdot 10^6} = 16\%.$$

Подбор задаваемого на конец сопротивления потенциала производится до тех пор, пока величина перепада $\Delta \bar{U}_Q$ не составит 16%. В этом случае величина потенциала в блоке со скважиной будет соответствовать понижению на линии скважин s_d . Измерение потенциалов в точках, соответствующих центрам блоков, производится обычным способом с помощью измерительного устройства электроинтегратора. Измеренные потенциалы соответствуют потенциалам на конец шага по времени $\Delta t = 0,5$ года и являются начальными условиями для следующего шага. После измерения потенциала во всех точках полученные значения задаются на концы временных сопротивлений вместо начальных условий. Подбор потенциала, задаваемого на скважину через сопротивление R_Q производится на каждый шаг по времени.

Таблица IV 2

Результаты решения задачи на электроходе

Векторы градиентного метода $\vec{G}$, %																						
t года	№ блока																					
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0,5	0	0	6,6	14,3	25,5	30,0	32,5	37,8	33,2	18,7	14,3	9,8	5,2	1,4	0,4	0	0	0	0	0	0	
1	0	0	13,7	22,0	32,2	35,8	37,5	32,8	27,9	23,0	18,1	13,3	8,4	3,0	1,1	0,2	0	0	0	0	0	
2	0	0	23,3	30,0	37,5	40,2	41,5	33,2	31,1	25,8	20,7	15,4	10,0	5,0	2,3	0,8	0,2	0	0	0	0	
3	0	0	30,3	35,4	41,5	43,6	44,6	33,1	33,9	28,4	23,1	17,6	12,3	7,1	3,0	1,0	0,9	0,3	0	0	0	
4	0	1,2	35,1	39,5	44,0	46,1	47,0	41,5	35,9	30,5	24,0	19,5	13,0	8,6	5,2	2,9	1,5	0,7	0,2	0	0	
6	0	1,5	40,3	43,0	47,5	48,8	49,9	41,0	38,4	33,1	27,5	22,1	16,5	11,3	7,5	4,6	2,7	1,3	0,5	0,2	0	
8	0	1,8	41,3	47,7	51,4	52,6	53,3	47,3	42,1	36,4	31,0	25,3	19,7	14,1	9,9	6,2	4,0	2,3	1,1	0,4	0,1	
10	0	2,4	43,8	50,0	53,7	54,8	55,4	49,9	44,4	38,9	33,4	27,9	22,4	16,6	12,3	8,1	5,4	3,4	1,9	0,9	0,4	

После двух шагов по времени с шагом $\Delta t = 0,5$ года временные сопротивления увеличиваются в 2 раза, и шаг по времени становится равным одному году ($\Delta t = 1$ год). Изменение временного сопротивления производится таким же образом при переходе к шагу по времени, равному двум годам ($\Delta t = 2$ года), в моменты, обусловленные программой решения задачи.

При осушении пласта, как уже указывалось, необходимо пересчитывать значение водоотдачи исходя из зависимости (6). Так, через 1 год блок 11 будет целиком в зоне осушения (табл. IX.2). Водоотдача в этом блоке будет соответствовать гравитационной водоотдаче $\mu = 0,1$. Соответственно временное сопротивление R_t необходимо изменить.

$$R_t = \frac{\Delta t}{\mu \cdot \Delta x^2} \alpha_R = \frac{360 \cdot 10^5}{0,1 \cdot 10^6} = 360 \text{ Ом.}$$

В дальнейшем при постепенном осушении блоков следует вводить последовательно поправки на изменение водоотдачи. Из решения задачи видно, что мощность водоносного горизонта в зоне осушения меняется незначительно, и ее изменениями можно пренебречь. Величины потенциалов, полученных в результате решения задачи, представлены в табл. IX.2. Производим пересчет величин приведенных потенциалов в величины понижений исходя из того, что $\bar{U} = 1\%$ соответствует $s = 2$ м. Определение величины понижения в скважине на любой момент времени производится по формуле (IX.9) при замене напоров на понижения:

$$s_c = s_n + \frac{Q_c}{T} f_k = s_n + \frac{4 \cdot 10^3}{300} 0,366 \lg \frac{1000}{3,14 \cdot 0,15} = s_n + 16,2 \text{ м.}$$

Так, на конечный период (через 10 лет от начала эксплуатации) понижение в скважине s_c при $s_n = 110,8$ м составит 127 м и не превысит допустимой нормы.

Приложение

ЭЛЕКТРОИНТЕГРАТОР НЕСТАЦИОНАРНЫХ ПРОЦЕССОВ ЭИНП 3/66

Основными элементами электрической части интегратора ЭИНП 3/66 являются блок питания, измерительное устройство, электронно-лучевой индикатор. Перечисленные блоки смонтированы на стойке питающих и измерительных устройств, которая соединяется с моделью с помощью гибкого шланга со штепсельными разъемами.

Блок питания служит для питания интегратора переменным и постоянным током в соответствии с режимами его работы, обеспечения защиты блоков от перегрузок и коротких замыканий, а также для сигнализации рабочего и аварийного состояний устройства.

Блок питания состоит из выпрямителей, которые обеспечивают питание модели током напряжением 30 В, питание блока сравнения постоянным током напряжением 240 В; выпрямитель для питания электронно-лучевого индикатора обеспечивает на выходе напряжения ± 300 В.

Питание интегратора от сети напряжением 220 В с частотой тока 50 Гц осуществляется с помощью специального шнура.

Блок измерительных устройств состоит из горизонтальной развертки электронно-лучевого индикатора, измерительного устройства амплитуды и приспособления для периодизации процесса решения.

Схема развертки электронно-лучевого индикатора в интеграторе ЭИНП 3/66 первых выпусков обеспечивала пять фиксированных скоростей отклонения луча, которые соответствуют длительности исследуемого процесса 1, 2, 10, 50 и 500 мсек.

Измерительное устройство амплитуды состоит из измерительного потенциометра и блока сравнения. Измерение амплитудных значений функций производится компенсационным методом, путем сравнения измеряемого напряжения с напряжением, установленным на измерительном потенциометре (в процентах от базового значения граничных условий). В момент совпадения напряжений блок сравнения дает импульс, отпирающий луч электронно-лучевой трубки индикатора. Величина измеряемого напряжения определяется по положению ручек измерительного потенциометра, а время — по положению светящейся метки на шкале электронно-

лучевой трубки. Измерения производятся с точностью до трех знаков. Периодизация решения осуществляется ключом.

Электронно-лучевой индикатор собран на трубке типа 31-ЛО-33В. Время послесвечения экрана трубки позволяет наблюдать процессы длительностью до 30 сек при затемнении света. Яркость луча и фокусировка регулируются с помощью ручек «яркость» и «фокус».

Отклонение луча трубки по вертикали и горизонтали осуществляется с помощью мостовых усилителей с несимметричным входом, собранных на пентодах 6-Ж-4. Усилители по обоим каналам имеют идентичные схемы и находятся в режиме баланса при входном напряжении, равном нулю.

Усилители с хорошей линейностью и симметрией обеспечивают диапазон измерения входного напряжения до ± 30 В в пределах линейной части характеристики.

Экран электронно-лучевой трубки окружен дополнительной блендой для предохранения его от постороннего света. С лицевой панели экран имеет вид прямоугольника размером 185×225 мм.

Измерения на электроинтеграторе производятся следующим образом. Емкости модели подключаются к делителю начальных условий таким образом, чтобы на ней обеспечивалось заданное распределение потенциала, соответствующее начальному моменту времени $t=0$. До этого делитель начальных условий обесточен. При $t=0$ на делитель начальных условий скачком подается питание и реализация начальных условий осуществляется передачей напряжения через разряженную емкость.

Для получения на экране электронно-лучевой трубки графика изменения потенциала от времени одновременно с подачей тока на модель запускается горизонтальная развертка электронно-лучевого индикатора, а на вход усилителя вертикальной развертки с помощью иглы подается сигнал с интересующей нас точки на модели.

В режиме измерения модель и измерительный потенциометр образуют мост, в диагональ которого включен вход блока сравнения.

При подключении питания к модели запускается горизонтальная развертка электронно-лучевого индикатора, работающего в режиме измерителя времени. В момент совпадения напряжения блок сравнения дает импульс, отпирающий луч электронно-лучевой трубки, и по месту светящейся точки на шкале измерителя времени определяется время от начала процесса до момента совпадения.

Более подробное описание ЭИМП 3/66 приведено А. Г. Тарапоном [1].

Литература

Глава I

1. Чугаев Р. Р. Гидравлика. М.—Л., Госэнергоиздат, 1963.
2. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.
3. Кристоа Н. Подземная гидравлика, т. 1. М., Гостоптехиздат, 1962.
4. Маскет М. Течение однородных жидкостей в пористой среде. М., Гостоптехиздат, 1949.
5. Шейдеггер А. Физика течения жидкостей через пористые среды. М., Гостоптехиздат, 1960.
6. Бэр Я., Заславский Д., Ирмей С. Физико-математические основы фильтрации воды. М., «Мир», 1971.

Глава II

1. Шестаков В. М. Теоретические основы оценки подпора, водопонижения и дренажа. Изд-во МГУ, 1965.
2. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.

Глава III

1. Жернов И. Е., Шестаков В. М. Моделирование фильтрации подземных вод. М., «Недра», 1971.
2. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.
3. Вевноровская М. А., Кравченко И. П., Румянцев С. А. Методы аналогий применительно к фильтрационным расчетам. Изд-во МГУ, 1962.
4. Дружинин Н. И. Метод ЭГДА и его применение при исследовании фильтрации. М., Госэнергоиздат, 1956.
5. Фильчаков П. Ф., Панчишин В. И. Интеграторы ЭГДА. Киев, 1961.
6. Уист Р. Гидрогеология с основами гидрологии суши. М., «Мир», 1969.

Глава IV

1. Абрамов С. К., Биндеман Н. Н., Боचेвер Ф. М., Вергин Н. Н. Влияние водохранилищ на гидрогеологические условия прилегающих территорий. М., Гостройиздат, 1960.
2. Боचेвер Ф. М., Гармонов И. В., Лебедев А. В., Шестаков В. М. Основы гидрогеологических расчетов, изд. 2. М., «Недра», 1969.
3. Лыков А. В. Теория теплопроводности. М., «Высшая школа», 1967.
4. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.

Глава V

1. Вевноровская М. А., Кравченко И. П., Румянцев С. А. Методы аналогий применительно к фильтрационным расчетам. Изд-во МГУ, 1962.

2. Гавиц И. К. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод методом моделирования. М., изд. ВИЭМС, 1972.
3. Жернов И. Е., Шестаков В. М. Моделирование фильтрации подземных вод. М., «Недра», 1971.
4. Методическое руководство по электрическому моделированию гидрогеологических задач, ч. 2. М., изд. ВСЕГИНГЕО, 1970.
5. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.
6. Шестаков В. М. Вопросы моделирования геофильтрации. «Водные ресурсы», 1973, № 4.

Глава VI

1. Блиннов А. Ф., Литвинов А. А. Промысловые исследования скважин. М., «Недра», 1964.
2. Боровский Б. В., Самсонов Б. Г., Язвин Л. С. Методика определения параметров водоносных горизонтов по данным опытных откачек. М., «Недра», 1973.
3. Веригин Н. Н. Методы определения фильтрационных свойств горных пород. М., Госстройиздат, 1961.
4. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.
5. Шестаков В. М. и др. Опыт-но-фильтрационные работы. М., «Недра», 1974.

Глава VII

1. Мироненко В. А., Шестаков В. М. Основы гидрогеомеханики. М., «Недра», 1974.
2. Шестаков В. М. Теоретические основы оценки подпора, пополнения и дренажа. Изд-во МГУ, 1965.
3. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.

Глава VIII

1. Боचेвер Ф. М., Гармонов И. В., Лебедев А. В., Шестаков В. М. Основы гидрогеологических расчетов, изд. 2. М., «Недра», 1969.
2. Кабранова В. Н. Физические свойства горных пород. М., Гостоптехиздат, 1962.
3. Развитие исследований по теории фильтрации в СССР. М., «Наука», 1968.
4. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.

Глава IX

1. Биндеман Н. Н., Язвин Л. С. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1970.
2. Боचेвер Ф. М. Расчеты эксплуатационных запасов подземных вод. М., «Недра», 1968.
3. Плотников Н. И. Эксплуатационная разведка подземных вод. М., «Недра», 1973.
4. Шестаков В. М. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, 1973.

Приложение

1. Тарапон А. Г. Моделирование нестационарных полей на интеграторах ЭИМП. Киев, 1970.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Гидравлические элементы потока и основной закон фильтрации	5
Задача I.1. Закон Дарси и границы его применимости	12
Задача I.2. Определение коэффициента фильтрации методом Каменского	14
Задача I.3. Оценка влияния вязкости жидкости на коэффициент фильтрации	17
Задача I.4. Определение зависимости коэффициента фильтрации и всасывающего давления от влажности	19
Задача I.5. Определение коэффициента фильтрации по данным налива в кольцо	23
Задача I.6. Определение коэффициента фильтрации экрана . . .	27
Задача I.7. Определение элементов фильтрационного потока в грунтовом лотке	31
Глава II. Расчеты стационарных плановых потоков	36
Задача II.1. Определение расхода «напорно-безнапорного» потока	44
Задача II.2. Определение интенсивности инфильтрации на массиве орошения по данным режимных наблюдений	46
Задача II.3. Определение параметров фильтрационного потока по данным режимных наблюдений	49
Задача II.4. Построение плана течения глубокого водоносного горизонта	52
Глава III. Моделирование стационарной фильтрации методом ЭГДА	57
Задача III.1. Моделирование фильтрации под зданием ГЭС . . .	64
Задача III.2. Моделирование фильтрации в основании сухого дока	69
Задача III.3. Моделирование подпора грунтовых вод в зоне обходной фильтрации	72
Задача III.4. Оценка интенсивного инфильтрационного питания грунтового потока (плановая задача)	76
Задача III.5. Определение коэффициента фильтрации глинистого слоя, разделяющего два водоносных горизонта	84

Глава IV. Расчеты нестационарного подпора грунтовых вод в районах водохранилищ и каналов (аналитические методы)	91
Задача IV.1. Определение гидрогеологических параметров в районе водохранилища аналитическими методами	101
Задача IV.2. Расчет подпора грунтовых вод в районе водохранилища аналитическими методами	111
Глава V. Моделирование нестационарной геофильтрации	120
Задача V.1. Прогноз развития подпора в районе водохранилища методами моделирования	125
Глава VI. Интерпретация данных опытно-фильтрационных работ	140
Задача VI.1. Стационарная откачка из совершенной скважины	159
Задача VI.2. Определение параметров по данным опытных откачек при неустановившемся режиме	164
Задача VI.3. Восстановление уровня после откачки из совершенной скважины	169
Задача VI.4. Откачка из совершенной скважины у реки	173
Задача VI.5. Откачка из совершенной скважины при наличии перетекания	177
Задача VI.6. Откачка из совершенной скважины в двухслойном пласте	182
Задача VI.7. Определение проницаемости по данным откачки из несовершенной скважины	185
Задача VI.8. Определение проницаемости по данным экспресс-налива в несовершенную скважину	187
Глава VII. Расчеты дренажа подземных вод	190
Задача VII.1. Расчет берегового дренажа	196
Задача VII.2. Расчет водопонижительной установки в совершенном котловане	201
Задача VII.3. Моделирование берегового защитного дренажа	206
Задача VII.4. Расчет систематического дренажа на орошаемой территории	215
Задача VII.5. Моделирование систематического горизонтального дренажа	218
Глава VIII. Миграция подземных вод	223
Задача VIII.1. Определение скорости перетекания в разделяющем слое по данным термометрии	227
Задача VIII.2. Лабораторное определение миграционных параметров	232
Глава IX. Определение производительности водозаборов подземных вод	238
Задача IX.1. Оценка эксплуатационных запасов на территории артезианского бассейна методом ЭГДА	247
Задача IX.2. Оценка производительности водозабора в условиях осушения водоносного горизонта	257

ВСЕВОЛОД МИХАИЛОВИЧ ШЕСТАКОВ,
ИРИНА ПАВЛОВНА КРАВЧЕНКО,
ИГОРЬ СТЕПАНОВИЧ ПАШКОВСКИЙ

П Р А К Т И К У М
ПО ДИНАМИКЕ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Изд 2

Редактор Н В Барина
Художественный редактор В В Воронин
Переплет художника И И Карникова
Технический редактор З С Кондрашова
Корректоры С С Мазурская, С Ф Будаев¹

Тематический план 1975 г № 184

Сдано в набор 7/IV 1975 г
Подписано к печати 6/X 1975 г
Л 21900 Формат 60×90^{1/16} Бумага тип № 2
Физ печ л 17,0+1 вкл Уч изд л 16,47 Изд № 25²⁶
Зак 132 Тираж 3900 экз Цена 69 коп

Издательство
Московского университета
Москва, К 9, ул Герцена, 5/7
Типография Изд-ва МГУ
Москва, Ленинские горы