

АКАДЕМИЯ НАУК УКРАИНСКОЙ ССР



И.Е. ЖЕРНОВ

РАСЧЕТЫ ЗАХВАТА
ПОДЗЕМНЫХ ВОД

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК
УКРАИНСКОЙ ССР
КИЕВ — 1954

АКАДЕМИЯ НАУК УССР
ИНСТИТУТ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ НАУК

И. Е. ЖЕРНОВ

РАСЧЕТЫ
ЗАХВАТА ПОДЗЕМНЫХ ВОД
(ПРИ НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ РЕЖИМЕ ФИЛЬТРАЦИИ)

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК УКРАИНСКОЙ ССР

КИЕВ — 1954

Книга представляет собой методическое руководство по проведению расчетов притока безнапорных подземных вод к водозаборным сооружениям в условиях неустановившегося режима фильтрации.

Излагается методика расчета одиночных совершенных водозаборов (колодцев, шурфов, котлованов и траншей) в условиях неустановившегося движения безнапорных подземных вод, а также расчета осушения водоносного горизонта систематическим вертикальным дренажем при осушении месторождений полезных ископаемых.

Книга предназначена для гидрогеологов, а также для инженерно-технических работников, занятых проектированием и строительством водозаборов подземных вод.

Ответственный редактор

канд. геол.-минерал. наук *А. Е. Бабинец*

Игорь Евгеньевич Жернов

Расчеты захвата подземных вод

Редактор издательства *М. С. Зильбан*

Техредактор *Е. К. Сиваченко*

Корректор *Л. Л. Райтбурд*

БФ 04119. Зак. № 985. Тираж 2000. Формат бумаги 60 × 92/16. Печ. листов 5,75.
Учетно-издат. листов 6,3. Бум. листов 2,88. Подписано к печати 28.VII-54.

Типография Издательства АН УССР, Киев, Чудновского, 2.

ПРЕДИСЛОВИЕ

При решении вопросов водоснабжения с использованием подземных вод, строительства гидротехнических сооружений, осушения и ирригации, разработки обводненных месторождений полезных ископаемых и других приходится предусматривать искусственный захват подземных вод. Сложность процесса захвата подземных вод и зависимость его от ряда факторов настоятельно требуют, помимо тщательного изучения естественно-исторической обстановки и условий, в которых будет работать проектируемый водозабор, раскрытия природных закономерностей путем теоретического анализа явлений, происходящих при захвате подземных вод.

Теоретический анализ этих явлений может быть произведен гидрогеологическими расчетами, в которых сложные естественные явления описываются математическими формулами.

Гидрогеологические расчеты являются тем методом, который позволяет выяснить характер изменений, происходящих в водоносном горизонте в связи с искусственным отбором воды. Следовательно, гидрогеологические расчеты дают основания для планирования искусственных изменений режима подземных вод, которые происходят под воздействием захвата их водозаборами.

Благодаря трудам советских ученых методы гидрогеологических расчетов в настоящее время значительно развиты в части определения одиночных и групповых водозаборов, работающих в условиях установившегося (стационарного) движения подземных вод. Этого нельзя сказать о гидрогеологических расчетах водозаборов, работающих в условиях неуставившегося (нестационарного) движения подземных вод. Вопросы неуставившихся движений менее разработаны.

В Институте геологических наук АН УССР в 1946 г. под руководством проф. К. И. Макова была начата разработка методики гидрогеологических расчетов захвата подземных вод групповыми водозаборами. В первое время работа проводилась в направлении использования метода конечных величин для расчетов неуставившегося движения. С 1949 г. в дальнейших разработках принял участие член-корр. АН УССР проф. Ю. Д. Соколов (Институт математики АН УССР). В результате совместной работы были найдены приближенные аналитические решения целого ряда задач, дав-

шие возможность упростить расчетные зависимости и уменьшить объем необходимых вычислений по сравнению с методом конечных величин.

В настоящей работе приведены примеры гидрогеологических расчетов одиночных совершенных водозаборов подземных вод по методу конечных величин и по формулам проф. Ю. Д. Соколова. Вторая часть работы посвящена изложению методики расчета групповых водозаборов в условиях неустановившегося движения подземных вод, разработанной в Институте геологических наук.

Настоящая работа была подготовлена к печати в 1951—1952 гг.

Учитывая опыт применения гидрогеологических расчетов проектными организациями, а также данные некоторых исследований по динамике подземных вод, опубликованных в 1952 г., оказалось необходимым внести некоторые изменения и дополнения.

Автор надеется, что настоящая работа хоть в малой степени восполнит недостаток в литературе по вопросам гидрогеологических расчетов захвата грунтовых вод в условиях их неустановившегося движения, и будет благодарен за все критические замечания и пожелания.

Г Л А В А I

КРАТКИЙ ОБЗОР СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЗАХВАТА ПОДЗЕМНЫХ ВОД ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ВОДОЗАБОРАМИ

§ 1. Условия искусственного захвата подземных вод

В гидравлике подземных вод обычно различают их установившиеся и неуставившиеся движения.

Строго говоря, всякое движение подземных вод в природе является неуставившимся, т. е. таким, при котором скорости движения воды, расходы и уровни меняются во времени. Однако в ряде случаев оно приближается (в некоторых пределах) к установившемуся.

Рассмотрим условия действия водозаборов подземных вод (скважин, колодцев) в подземном потоке с установившимся движением или в бассейне подземных вод.

Если из водозаборов удалять воду, то каждый из них немедленно вступает во взаимодействие с водоносным горизонтом: уровень воды в водозаборе опустится, и к нему начнет притекать вода из окружающей породы. В результате этого вокруг каждого водозабора будет происходить понижение уровня подземных вод и образуется депрессионная поверхность; характер этого процесса определяется условиями работы водозабора.

Можно указать следующие основные случаи работы водозаборов:

- 1) водозабор работает как одиночный;
- 2) при совместной работе группы водозаборов происходит частичное понижение уровня грунтового или артезианского водоносного горизонта;
- 3) при совместной работе группы водозаборов происходит понижение уровня до нуля и полное истощение водоносного горизонта.

Дадим характеристику каждого случая, считая, что отсутствуют изменения уровня водоносных горизонтов, связанные с колебанием их уровней в областях питания, дренирования или стока в естественных условиях.

При одиночной работе водозаборов в первое время депрессион-

ная поверхность вокруг водозабора развивается интенсивно. При этом в напорном горизонте подземные воды поступают к водозабору за счет динамического притока, и депрессия развивается только в области пьезометрического напора; в безнапорных водоносных горизонтах депрессия развивается в самом обводненном пласте, поэтому дебит водозабора складывается из динамического притока и той части так называемых статических запасов, которая высвобождается из пор водоносного пласта при понижении уровня в нем. Такое же явление будет иметь место в напорном водоносном горизонте, когда водозабор работает при больших понижениях и динамические уровни располагаются в водоносном пласте.

В этот начальный период водозабор работает в условиях неустановившегося движения подземных вод, обусловленного развитием депрессионной поверхности.

По прошествии некоторого времени депрессионная поверхность вокруг действующего водозабора стабилизируется, дебит его также становится примерно постоянным. Наступает равновесие, которое обуславливается равенством динамического притока водоносного горизонта к зоне питания водозабора и дебита последнего.

Таким образом, в одиночных водозаборах неустановившееся движение подземных вод будет иметь место только в начальный период их действия, тогда как характерным является их действие в условиях установившегося (стационарного) движения подземных вод, при котором во времени не изменяются ни уровни, ни скорости движения воды, ни дебит водозаборов. Рассмотренные случаи характеризуют действие одиночных водозаборов, используемых для водоснабжения.

Если захват подземных вод производится несколькими водозаборами (группой их), то в первое время каждый из них работает независимо от других, являясь как бы одиночным.

С течением времени, в какой-то момент депрессионные поверхности смежных водозаборов пересекутся, или, вернее, наложатся друг на друга. С этого момента каждый водозабор уже не работает как одиночный, ибо все они вступают во взаимодействие друг с другом.

Это взаимодействие выражается в том, что при совместной работе каждый водозабор будет обладать (при прочих равных условиях) меньшим дебитом, чем при одиночной работе.

При взаимодействии депрессионные поверхности отдельных водозаборов сливаются и образуют общую пониженную поверхность подземных вод на площади, где расположены водозаборы, и общую депрессионную воронку за пределами последней. Эта депрессионная поверхность называется районной. В напорных водоносных горизонтах депрессия развивается только в области пьезометрического напора; при значительном понижении уровня депрессия развивается ниже водоупорной кровли обводненного пласта, обуславливая общее понижение зеркала подземных вод, как это имеет место в безнапорных водоносных горизонтах.

Если суммарный дебит водозаборов не очень велик по сравнению с ресурсами подземных вод, понижение их уровня и распространение депрессионной воронки вскоре прекращается и, как и в первом случае, суммарный дебит обеспечивается за счет динамического притока водоносного горизонта, но уже к зоне питания группы взаимодействующих водозаборов.

Таким образом, и во втором случае для группы взаимодействующих водозаборов при частичном понижении уровня подземных вод характерно наличие установившегося (стационарного) движения их.

На практике рассматриваемый случай встречается при захвате подземных вод групповым водозабором, используемым для водоснабжения или орошения, при искусственном понижении уровня подземных вод в строительном и горном деле, а также при дренаже территорий, подтопленных грунтовыми водами.

Третий из указанных выше случаев работы водозаборов может иметь место, когда их суммарный дебит значительно превышает ресурсы подземных вод. Тогда динамический приток будет меньше дебита водозаборов, и стабилизации уровней и прекращения расширения депрессионной воронки не произойдет, так как часть удаляемого из водоносного горизонта количества воды¹ должна будет поступать из статических запасов водоносного горизонта. Поэтому на площади, где расположены водозаборы, формируется переменная во времени общая депрессионная поверхность подземных вод.

При этом для напорных водоносных горизонтов характерно интенсивное понижение пьезометрического уровня ниже водоупорной кровли водоносного пласта, вследствие чего водоносный горизонт на участке захвата подземных вод быстро превращается в безнапорный.

В безнапорных водоносных горизонтах происходит непрерывное понижение уровней, которые в пределе стремятся к нулю. Районная депрессионная воронка при этом непрерывно расширяется и радиус ее приближается к фактической области питания водоносного горизонта. Происходит, как говорят, истощение водоносного горизонта.

Характерно, что в результате расширения депрессионной воронки гидравлический уклон подземного потока, направляющегося к водозабору, при этом будет уменьшаться, следовательно, дебит отдельных водозаборов и всей группы будет непрерывно уменьшаться.

Таким образом, работа группы водозаборов при истощении водоносного горизонта связана с наличием неустановившегося (нестационарного) движения подземных вод, при котором во времени происходит изменение уровней, скоростей движения воды, а также дебита водозаборов.

¹ Эта часть определяется разностью между суммарным дебитом водозаборов и динамическим притоком.

Этот третий, наиболее сложный, случай работы водозаборов встречается на практике при осушении обводненных месторождений полезных ископаемых, когда целью является именно истощение, осушение водоносных горизонтов.

Необходимо заметить, что условия работы одиночных вертикальных водозаборов при установившемся движении подземных вод наиболее изучены. Имеются теоретические формулы для расчета одиночных вертикальных водозаборов, учитывающие различные условия притока и гидравлический режим горизонта. Формулы Дюпюи, Шульце, Форхгеймера, Краснопольского, Гириного для совершенных колодцев, уравнения Форхгеймера, Маскета, Глоговского, Бабушкина, Козлова, Гириного для несовершенных колодцев; эмпирические формулы Дюпюи, Смрекера, Альтовского позволяют сделать удовлетворительный расчет одиночных колодцев на основании данных опытных откачек. Несколько менее подробно разработаны вопросы гидрогеологических расчетов групповых вертикальных водозаборов, и наименее полно — вопросы теории не установившегося движения подземных вод.

Попытаемся дать качественную характеристику сложного процесса искусственного захвата подземных вод на основе анализа балансового уравнения. Общий вид упрощенного балансового уравнения для отдельного участка водоносного горизонта будет таким [54]:

$$\mu h = U_n + D_n + A_n + П - U_p - D_p - A_p - T - K, \quad (1,1)$$

где μh — изменение запаса подземных вод.

Приходная часть:

U_n — подземный приток с других участков того же водоносного горизонта;

D_n — поступление воды из других водоносных горизонтов в пределах рассматриваемой площади;

A_n — приток из зоны аэрации на рассматриваемой площади;

$П$ — поступление поверхностных вод в пределах рассматриваемой площади.

Расходная часть:

U_p — подземный сток на другие участки того же водоносного горизонта;

D_p — сток воды в другие водоносные горизонты в пределах рассматриваемой площади;

A_p — расход в зону аэрации на рассматриваемой площади (из подземных вод);

T — расход на транспирацию;

K — расход открытыми и подводными ключами.

Уравнение (1,1) будет действительно для любого времени и любых условий, однако соотношение отдельных его компонентов может сильно изменяться в зависимости от режима подземных вод рассматриваемого горизонта.

Если на рассматриваемой площади производится искусственный захват подземных вод, то расходная часть уравнения (1, 1) возрастает; часто при искусственном захвате воды происходит существенное перераспределение других компонентов расходной и даже приходной части балансового уравнения, в первую очередь подземного притока и стока подземных вод.

Обычно захват подземных вод происходит в горизонтах, залегающих на некоторой глубине от поверхности земли, которые не принимают участия в питании растений влагой. Поэтому величину T уравнения (1, 1) можно приравнять нулю. Тогда условия захвата подземных вод для второго случая работы водозаборов представятся в следующем виде:

$$Z \leq (Y_n - Y_p) + (D_n - D_p) + (A_n - A_p) + (I - K), \quad (1,2)$$

где Z — захват воды искусственными сооружениями в пределах рассматриваемой площади.

В третьем случае работы водозаборов, когда последние действуют за счет динамического притока, а также статических запасов, следует принять во внимание, что здесь происходит интенсивный захват подземных вод, постоянно содержащихся в водоносном горизонте. Вследствие этого к площади расположения водозаборов в большинстве случаев направляются подземные воды со всех сторон, и поэтому не приходится говорить о стоках подземном и за счет естественных источников. Следовательно, при составлении балансового уравнения компоненты Y_p и K из (1,1) могут быть приравнены нулю. Тогда условия захвата подземных вод для третьего случая будут иметь вид:

$$Z = \frac{C}{T} + Y_n + (D_n - D_p) + (A_n - A_p) + I, \quad (1,3)$$

где T — время, на протяжении которого истощается водоносный горизонт в пределах рассматриваемой территории (время осушения);

C — объем воды, постоянно содержащейся в водоносном горизонте в пределах рассматриваемой площади (статические запасы).

Совершенно очевидно, что количественная характеристика условий, описываемых уравнениями (1, 2) и (1, 3), требует выявления абсолютных цифр для каждого из компонентов этих выражений, которые в реальных условиях тесно связаны между собой. Здесь необходимо различать две стороны сложного процесса искусственного захвата подземных вод. С одной стороны (и в первую очередь), характер этого процесса определяется режимом подземных вод и параметрами водоносного пласта — его мощностью, условиями залегания и распространения, направлением подземного потока, условиями питания, дренажа, стока и т. д.; все эти факторы естественны. С другой стороны, этот процесс зависит от количества

и типа водозаборов, расположения их в плане и режима работы. Эти факторы являются искусственными, т. е. такими, которыми можно управлять.

Из всего сказанного вытекает, что прогноз искусственных изменений режима подземных вод, планирование процесса захвата подземных вод по условиям (1, 2) или (1, 3) могут быть произведены только в случае выявления воздействия перечисленных искусственных факторов на естественный режим подземных вод. Именно для этого и должны служить гидрогеологические расчеты, дающие картину воздействия искусственных факторов на реальный, имеющийся в натуре, режим подземных вод.

Рассмотрение вопроса об искусственном изменении режима подземных вод возможно только на основе всестороннего изучения природных, естественных геолого-гидрогеологических условий водоносных горизонтов, которые обуславливают существование того или иного естественного режима подземных вод.

Данные о мощности водоносного горизонта, условиях питания и особенностях его, о водопроницаемости и водоотдаче пород являются исходными для гидрогеологических расчетов. Точность этих расчетов, следовательно, близость прогноза изменений режима подземных вод к реальным условиям прямо зависит от точности исходных данных. Поэтому использование математического аппарата для планирования искусственного захвата подземных вод требует подъема на высшую ступень методики и техники всестороннего гидрогеологического изучения объектов.

§ 2. Изученность естественных факторов, влияющих на работу вертикальных водозаборов

Как уже было сказано выше, группа взаимодействующих водозаборов при работе вызывает изменения естественного режима подземных вод, прежде всего выражающиеся в понижении их уровней и образовании депрессионной поверхности. Рассмотрим условия работы взаимодействующих вертикальных водозаборов.

Характер депрессионной поверхности поля понижения и дебит вертикального водозабора (колодца), взаимодействующего с другими, зависят от ряда естественных факторов:

- 1) закономерностей движения подземных вод;
- 2) водопроницаемости горных пород и ее изменения в пространстве;
- 3) наклона водоносных пластов и их мощности;
- 4) типа подземного потока (артезианские или грунтовые воды);
- 5) направления подземного потока и условий питания.

Широкое развитие советской подземной гидравлики дает возможность рассмотреть степень влияния перечисленных факторов и возможность их математического учета, что и сделано ниже.

1. Законы движения (фильтрации) жидкости в пористой среде можно записать в виде одночленной степенной формулы

$$v = kI^n, \quad (1,4)$$

где v — абсолютное значение скорости фильтрации;

k — коэффициент фильтрации, характеризующий водопроницаемость пород;

I — гидравлический уклон;

n — постоянный показатель степени.

При $n=1$ получим линейный закон фильтрации (закон Дарси)

$$v = kI. \quad (1,5)$$

При $n=\frac{1}{2}$ получим квадратичный закон фильтрации (закон Краснопольского—Шези)

$$v_k = k_k \sqrt{I}. \quad (1,6)$$

Теоретические исследования, лабораторные опыты и практические наблюдения показывают, что в подавляющем большинстве случаев движение подземных вод подчиняется линейному закону фильтрации (закону Дарси). В результате исследования пределов применимости линейного закона фильтрации проф. Н. К. Гиринский [23] пришел к следующим выводам для рыхлых грунтов:

а) возможность несоблюдения закона Дарси во всей области движения подземных вод, притекающих к скважине, надо считать исключенной;

б) при средней величине коэффициента фильтрации 50 м/сут и соответствующих ему, встречающихся в практике, дебитах скважин движение подземных вод, как правило, всюду происходит по закону Дарси;

в) в случае больших величин коэффициента фильтрации (до 125 м/сут) и соответствующих им дебитах скважин, встречающихся в практике, наличие зоны несоблюдения закона Дарси, вообще говоря, не исключено, но размеры ее так незначительны, что этой зоной, повидимому, можно пренебречь.

При коэффициентах фильтрации, встречающихся крайне редко (порядка 1000 м/сут), зона движения по закону, отличному от линейного, может иметь большие размеры, но все же незначительные по сравнению с размерами всей области фильтрации.

Проф. В. Н. Щелкачев [82, 84], анализируя условия работы нефтяных скважин, также приходит к выводу, что величина радиуса области нарушения линейного закона фильтрации сравнительно очень мала и даже при понижениях порядка 150 м нарушение линейного закона локализуется в самой ближайшей окрестности скважин.

Для освещения вопроса о пределах применимости закона Дарси в трещиноватых породах представляют интерес лабораторные исследования движения воды в щелях, выполненные проф. Г. М. Ло-

мизе. Он указывает [46], что для пород с трещинами до 0,1 см и при градиентах не более 0,5—1,0 фильтрация в трещинах будет следовать линейному закону.

Даже в сильно трещиноватых породах (трещины шириной 0,4—0,5 м), согласно данным Н. Н. Биндемана [13], нарушение фильтрации по закону Дарси при откачке происходит лишь в радиусе не более 10 м от скважины.

Наконец, по данным проф. С. В. Троянского [74], линейный закон фильтрации имеет место даже в сильно закарстованных породах, если рассматривать область фильтрации, удаленную от скважины, из которой производится откачка.

Нарушения линейного закона фильтрации могут иметь место в галечниках и крупнотрещиноватых породах и на практике происходят сравнительно редко. Пределы применения линейного закона фильтрации определяются по В. Н. Щелкачеву [84] критическими значениями числа Рейнольдса¹:

$$Re_{кр} = 1 \div 12.$$

В настоящей работе нами рассматривается движение жидкости в пористой среде, подчиняющееся линейному закону фильтрации и происходящее в следующих обычно принимаемых в подземной гидравлике условиях: 1) жидкость несжимаема; 2) силы инерции пренебрежительно малы; 3) движение жидкости неразрывно.

2. Основные математические зависимости для расчета движения подземных вод даны исходя из условий идеальной породы, для которой в числе других допущений принято, что она однородна и обладает одинаковой водопроницаемостью во всех направлениях, т. е. изотропна.

В природных условиях, однако, чаще встречаются анизотропные в отношении водопроницаемости породы, в которых размер и количество пор, трещин и каналов изменяются в той или иной степени. Характер изменений водопроницаемости в таких породах зависит от их литологического состава, структуры и текстуры. По характеру изменения водопроницаемости могут быть выделены следующие случаи:

- а) пласты, в которых водопроницаемость изменяется беспорядочно;
- б) пласты, в которых водопроницаемость изменяется постепенно по вертикали или горизонтали;
- в) пласты слоистых пород, в которых водопроницаемость вдоль слоев значительно больше, чем поперек слоев;
- г) комплекс пластов с разной водопроницаемостью, налегающих друг на друга или взаимозамещающихся по простиранию.

¹ Число Рейнольдса может быть вычислено для пористой среды по формуле В. Н. Щелкачева [83] $Re = \frac{10}{n^{2,3}} \cdot \frac{v\sqrt{k}}{\xi}$, где n — пористость породы; v — скорость фильтрации жидкости; k — коэффициент фильтрации породы, ξ — кинематический коэффициент вязкости жидкости.

Решения ряда задач по фильтрации воды под плотинами в многослойных толщах даны Г. Н. Каменским, Н. К. Гириным, П. Я. Полубариновой-Кочиной и др.

Условия притока воды к колодцу применительно ко второму и четвертому случаям изменения водопроницаемости были исследованы Г. Н. Каменским [33], Н. К. Гириным [21, 22], В. Н. Щелкачевым [83, 84], Г. Б. Пыхачевым [66] и П. Я. Полубариновой-Кочиной [55, 56]. Ими даны решения для различных сочетаний водопроницаемых пластов в зависимости от условий залегания пород.

При беспорядочных изменениях водопроницаемости среднее значение коэффициента фильтрации может быть получено только в результате проведения опытных откачек в натуре. Аналитические зависимости для учета изменения водопроницаемости для первого и третьего из перечисленных выше случаев несовершенными при расчетах пользоваться нельзя.

3. При решении задач по теории фильтрации обычно принимают постоянной мощность водоносных пластов, подстилаемых горизонтальным водопроницаемым ложем. Между тем в натуре мощность водоносного горизонта обычно меняется в известных пределах так же, как уклон водоупорного ложа.

Решение задачи о движении подземных вод при наклонной поверхности водоупора было развито акад. Н. Н. Павловским [53], исследование условий взаимодействия колодцев в крутопадающих пластах произведено В. Н. Щелкачевым [84]. С. Н. Нумеров [52] исследовал задачи по фильтрации к дрене при наклонном водоупоре. Б. Е. Казарновская [30] исследовала условия фильтрации для нефтяной залежи, имеющей форму купола или свода. Наконец, П. Я. Полубариновой-Кочиной [63] рассмотрена задача о фильтрации в двух грунтах с наклонной линией раздела. При этом, однако, рассмотрение ограничивалось простым случаем наклона водоупора под определенным постоянным углом. Наличие сложного рельефа поверхности водоупорного ложа пока еще не может быть учтено математически при гидрогеологических расчетах. Обычно водоупорное ложе принимают горизонтальным и вводят в расчет среднюю взвешенную мощность водоносного пласта.

4. По гидравлическим признакам, характеризующим водоносные горизонты, колодцы разделяются на грунтовые, артезианские и грунтово-артезианские (смешанные). Для расчетов дебитов перечисленных типов колодцев имеются формулы Дюпюи и Шульце.

5. Направление подземного потока определяется условиями питания водоносного горизонта и захвата подземных вод. На практике встречаются случаи питания действующих водозаборов плоским или радиальным подземным потоком. Плоский поток имеет место, когда эксплуатируемые водоносные горизонты питаются от реки, озера или тектонических трещин путем перелива, т. е. при прямолинейном контуре питания. Радиальный приток имеет место при контуре питания, имеющем форму, близкую к кругу, когда

питание одиночного колодца или группы колодцев происходит со всех сторон.

Иногда, если водозаборы расположены в области питания водонесного горизонта, следует учитывать питание по площади от инфильтрации атмосферных осадков или фильтрации вод из других водоносных горизонтов. Последний случай был рассмотрен проф. Н. К. Гириным [22] и А. Н. Мятневым [50], которые дали соответствующие расчетные формулы.

Расчет дебита водозаборов в различных условиях притока может быть произведен по формулам Ф. Форхгеймера [75] и Н. К. Гиринского [22, 25, 26, 27].

§ 3. Влияние искусственных факторов на работу вертикальных водозаборов

Условия формирования депрессионной поверхности поля понижения и дебит вертикальных водозаборов зависят от факторов, которые искусственно создаются и могут регулироваться. К ним относятся:

- 1) расстояние колодцев от контуров питания и водонепроницаемых контуров;
- 2) диаметр колодца и тип фильтра;
- 3) тип колодцев (совершенные или несовершенные);
- 4) число колодцев, расстояние между ними и расположение их в плане.

Рассмотрим с позиций современной динамики подземных вод, какое значение имеют эти факторы и как они могут быть учтены при гидрогеологических расчетах.

1) Зависимость дебита колодцев от расстояния до контура питания (или водонепроницаемого контура), как и от формы контуров питания, учитывается выражениями, упомянутыми в § 2. Исследования В. Н. Щелкачева [82] показывают, что дебит при круговой форме контура питания всегда несколько больше (до 10%), чем при прямолинейном контуре и прочих равных условиях.

По данным [82], при расположении колодца в центре контура питания круговой формы дебит водозабора будет наименьшим. При изменении местоположения колодца его дебит практически остается постоянным, и только при близком расположении колодца к контуру питания дебит увеличивается в два-три раза. Дебит колодца при прямолинейном контуре питания почти постоянен; чем ближе к контуру питания, тем резче возрастает дебит. В общем, исследования В. Н. Щелкачева показывают, что дебит колодца в небольшой степени зависит от формы или расстояния до контура питания.

2) Зависимость дебита колодцев от их диаметра, выражаемая формулами Дюпюи, является логарифмической. Рядом лабораторных и полевых наблюдений установлено (например, [16]), что дебит колодца пропорционален логарифму его радиуса только в случае его сравнительно большого диаметра, а в колодцах малого диаметра (например, 50—100 мм) дебит пропорционален радиусу, а не его логарифму.

Объяснить это можно, если учесть, что в непосредственной близости к колодцу может быть нарушен линейный закон фильтрации (см. § 2, п. 1). Если же вокруг колодца образуется зона, в которой движение воды отклоняется от линейного закона, тогда будем иметь зависимость между дебитом и радиусом, близкую к прямой. В. Н. Щелкачев указывает, что «...изменение диаметра скважины тем сильнее может влиять на ее дебит, чем больше область кризиса закона фильтрации Дарси, т. е. чем при прочих равных условиях больше дебит скважины...» ([83], стр. 29).

Так же влияет на дебит колодца и тип фильтра. Чем больше сопротивление фильтра, т. е. чем меньше он имеет отверстий, тем больше скорость потока у стенки колодца и тем, при прочих равных условиях, интенсивнее нарушается закон фильтрации Дарси. Изучение влияния конструкции дырчатого фильтра на дебит колодца производилось М. Н. Тиховым [73] и В. И. Щуровым [84].

При выходе воды из водоносного горизонта (грунтового) в колодец существует разность уровней воды на внешней поверхности колодца и внутри его, называемая гидравлическим скачком. Величина участка выхода характеризует условия подхода воды к колодцу, а также сопротивление фильтра при ее протекании (т. е. тип фильтра), и длина этого участка возрастает с понижением уровня и увеличением дебита колодца. Для учета этого явления имеются эмпирические зависимости С. К. Абрамова [1], а также формулы А. В. Романова [67].

Все сказанное объясняет только качественную сторону вопроса о влиянии диаметра фильтра и его типа на дебит колодца. Количественная характеристика этого явления исследована недостаточно и требует дальнейшего изучения.

3) Совершенным называют такой буровой или шахтный колодец, который может принимать воду (т. е. снабжен фильтром) в пределах всей мощности водоносного горизонта и доходит до его водоупора.

Несовершенным называется колодец, который принимает воду только с части водоносного пласта. Для захвата подземных вод на практике чаще применяются несовершенные колодцы. В зависимости от местоположения фильтра несовершенных колодцев и его длины дебит колодца может уменьшаться в два-три раза по сравнению с дебитом совершенного колодца. Существует значительное количество формул для расчета несовершенных колодцев, предложенных Ф. Форхгеймером [75], М. Маскетом [49], И. Козени [39], Н. К. Гиринским [24], Н. Н. Биндеманом [13], В. Д. Бабушкиным [7, 8, 9], М. М. Глоговским [37].

4) Взаимодействие колодцев при совместной работе является одним из самых мощных факторов изменения их дебита; в зависимости от условий взаимодействия дебит колодцев уменьшается в два-три и больше раз. Понятие взаимодействующих колодцев удачно сформулировано М. Е. Альтовским [4], который называет такими колодцы, «...у которых при одновременной откачке дебиты стано-

вятся меньшими по сравнению с теми, которые имел каждый из них при одной и той же величине понижения».

Теоретическими способами расчет взаимодействующих колодцев может быть выполнен для однородного по водопроницаемости грунта, который характеризуется средним коэффициентом фильтрации¹, постоянной мощностью водоносного слоя при отсутствии естественного течения подземных вод (подземного потока). Дебиты всех колодцев принимаются равными друг другу, так же как их диаметры; сопротивления, возникающие при движении воды через фильтр, не учитываются. Лишь в последнее время решены некоторые задачи о взаимодействии колодцев в условиях потока подземных вод. Решения принадлежат А. В. Романову [67] и Н. Н. Веригину.

Гидравлический способ расчета взаимодействующих колодцев М. Е. Альтовского [4] является первой попыткой приблизить расчеты к натурным условиям путем использования коэффициентов, определяемых по данным опытных откачек. Способ Альтовского проверен только для небольших групп артезианских взаимодействующих колодцев. Применение его возможно для колодцев, в которых проведена опытная откачка. Поэтому для большей части практически встречающихся случаев расчет взаимодействующих колодцев приходится производить по теоретическим формулам.

Теоретические формулы для расчета взаимодействующих водозаборов основаны на гидромеханическом решении задачи. Можно указать ряд способов решения задач по определению дебита взаимодействующих колодцев, разработанных Ф. Форхгеймером [75], Зихардтом [34], С. Сливтером [69], акад. Л. С. Лейбензоном [42], М. Маскетом [49], проф. В. Н. Щелкачевым [82], С. К. Абрамовым [2, 3], И. А. Чарным [77], П. П. Аргуновым [6], А. В. Романовым [67].

Теоретические методы расчета в настоящее время можно считать более или менее разработанными для линейных и контурных (кольцевых) систем расположения взаимодействующих колодцев.

Из указанных выше способов расчета самыми старыми и распространенными являются методы Форхгеймера и Лейбензона; способы Маскета и Щелкачева разработаны сравнительно недавно, а другие, упомянутые выше, предложены в течение последних нескольких лет. В практике проведения гидрогеологических расчетов наиболее широко используется способ Форхгеймера, хотя он связан с необходимостью проведения значительной вычислительной работы и дает приближенное решение.

Не останавливаясь здесь на анализе приведенных способов решения задачи², укажем, что причиной различной интерпретации явления взаимодействия разными авторами являются различные

¹ Имеется решение задачи Н. К. Гиринского [22] с учетом питания колодцев от подземного потока и просачивания напорных вод из других водоносных горизонтов по площади.

² См. об этом у М. Е. Альтовского [4].

представления о пределах взаимодействия и положении того контура, откуда поступает вода к взаимодействующим колодцам (контур питания). На рис. 1 приведены кривые коэффициента влияния¹ двух взаимодействующих колодцев, полученные по распространенным формулам. Из графика можно заключить следующее:

для небольших по сравнению с радиусом влияния расстояний между взаимодействующими колодцами коэффициенты влияния, полученные по всем формулам, кроме формулы Щелкачева, примерно одинаковы;

при увеличении расстояния между взаимодействующими колодцами величины коэффициентов влияния, вычисленные по разным

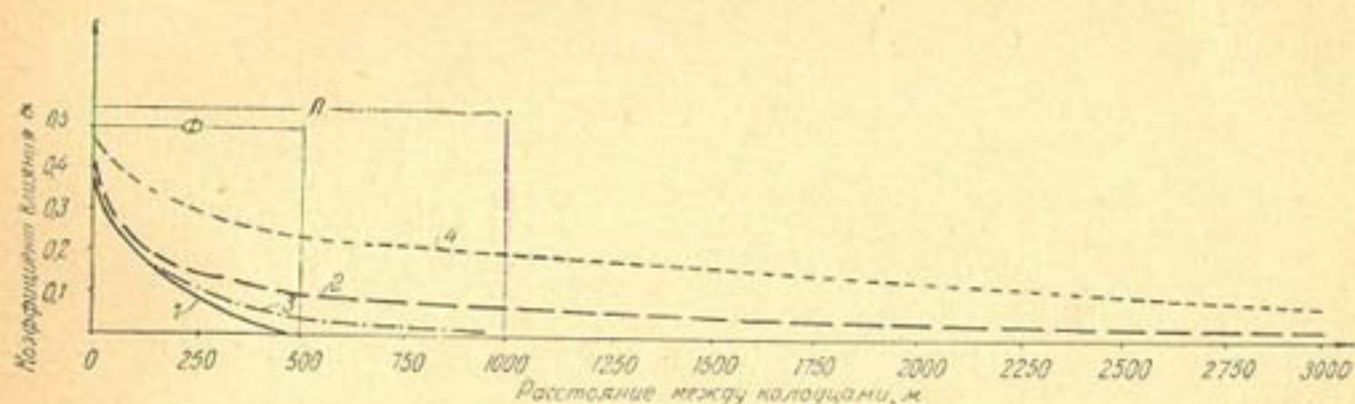


Рис. 1. График зависимости коэффициента влияния $\alpha = \frac{Q-Q'}{Q}$ двух взаимодействующих колодцев от расстояний между ними по формулам различных авторов:

1—кривая коэффициента влияния по Форхгеймеру; предел взаимодействия $\Phi = R = 500$ м; 2—кривая коэффициента влияния по Слихтеру; предел взаимодействия $S_a = \infty$. 3—кривая коэффициента влияния по Лейбензону; предел взаимодействия $L = 2R = 1000$ м; 4—кривая коэффициента влияния по Щелкачеву; предел взаимодействия $Ш = R_0 = 5000$ м.

формулам, отличаются друг от друга, и различие это тем существеннее, чем больше расстояние между колодцами; особенно отличается от других коэффициент влияния по Щелкачеву;

в зависимости от допущений, положенных разными авторами в основу своих формул, взаимное влияние прекращается ($\alpha=0$) при различном удалении колодцев один от другого.

Так, по Форхгеймеру, взаимодействие прекращается при удалении колодцев друг от друга на расстояние радиуса влияния, по Лейбензону — на расстояние двух радиусов влияния, по Щелкачеву — на расстояние, равное двум радиусам естественного контура питания, и по Слихтеру — при бесконечном удалении колодцев один от другого.

Причиной резкого отличия коэффициента влияния по В. Н. Щелкачеву от других является иное представление о радиусе влияния.

¹ Коэффициентом влияния называется величина $\alpha = \frac{Q-Q'}{Q}$, где Q — дебит колодца при одиночной работе; Q' — дебит колодца при взаимодействии с другими.

Щелкачев полагает, что каждая скважина распространяет свое влияние до естественных границ областей питания водоносного слоя; поэтому два или более колодца, пробуренных до одного и того же водоносного слоя, непременно будут взаимодействующими, независимо от расстояния между ними.

Подобное представление приемлемо для нефтяных пластов с водонапорным режимом, применительно к которым Щелкачев строил свою теорию, но распространение этого представления на случай захвата воды из безнапорных водоносных горизонтов требует большой осторожности. С другой стороны, если в формулы коэффициента влияния Щелкачева вместо радиуса кругового контура области питания поставить величину, близкую к радиусу влияния колодца (рис. 1), то получится кривая коэффициента влияния, близкая к кривым, вычисленным по формулам других авторов.

Именно поэтому для определения взаимодействующих колодцев удобно пользоваться формулировкой М. Е. Альтовского, приведенной выше (§ 3). М. Е. Альтовский [4] также указывает: «Если оставить в стороне споры о понятиях радиусов влияния и питания, то практически все формулы дают один и тот же количественный результат, а поэтому для подсчетов следует выбирать простейшие из них».

Таким образом, при определенном радиусе влияния, соответствующем установившемуся движению подземных вод в зоне группы взаимодействующих колодцев, при небольших расстояниях между ними (по сравнению с радиусом влияния групповой установки) практически можно пользоваться каждым из теоретических способов, но с учетом условий простоты и удобства расчета.

Способы Абрамова, Аргунова, Романова, Веригина позволяют рассчитывать взаимодействующие колодцы как совершенного, так и несовершенного типа, работающие в разнообразных условиях питания.

Расчетные формулы указанных авторов не сложны, пользование ими не требует большого вычислительного труда, многие из этих формул легко номографируются.

Точность формул была обстоятельно проверена экспериментальными исследованиями, проводившимися на пространственном приборе ЭГДА (для напорного течения) и в фильтрационном лотке (при безнапорном потоке) С. К. Абрамовым [51] и А. В. Романовым [67]. Этими исследованиями установлены отклонения результатов данных, полученных аналитическим расчетом, от опытных в пределах 1—6%, что подтверждает достаточную для практических целей точность формул.

Результаты расчетов существенно зависят от величины расчетного радиуса влияния группы взаимодействующих колодцев. Этот радиус при установившемся движении подземных вод должен быть постоянным.

В случае, если группа взаимодействующих колодцев расположена на междуречье, расстояния до прямолинейного контура питания определяются совершенно точно. Если группа колодцев располо-

жена вблизи реки, остается неопределенным радиус питания их со стороны водораздела.

Наконец, если группа колодцев расположена вдали от поверхностных водоемов или рек и питаются они за счет потока подземных вод, инфильтрации атмосферных осадков или глубоких водоносных горизонтов, выбор расчетной величины радиуса влияния может быть сделан лишь в результате всесторонней оценки естественного режима водоносного горизонта и режима работы водозаборов. В этом случае необходимо использовать данные, полученные при опытных откачках или же при эксплуатации водозаборов, когда по наблюдательным скважинам можно установить, на каком расстоянии от центра работающей группы колодцев депрессионная поверхность практически сливается с естественным уровнем подземных вод.

При отсутствии опытных данных для определения коэффициента влияния обычно пользуются эмпирическими формулами, из которых в практике расчета групповых установок взаимодействующих колодцев наибольшее распространение получили формулы Кусакина и Зихардта. Указанные формулы нельзя назвать удовлетворительными; ввиду отсутствия таковых при проведении расчетов приходится пользоваться данными наблюдений в аналогичных гидрогеологических условиях. Рекомендации в части выбора расчетных величин радиуса влияния даны М. Е. Альтовским [4] и Д. И. Щеголевым [81].

§ 4. Изученность неустановившегося радиального потока грунтовых вод

Неустановившееся движение подземных вод часто обуславливается естественными причинами, например колебаниями уровня подземных вод в областях питания, дренирования или стока. Однако наиболее резко неустановившееся движение проявляется при искусственном захвате подземных вод.

В напорных водоносных горизонтах, по Н. К. Гиринскому [20], в результате захвата подземных вод уменьшается давление в пласте, развивается суффозия вокруг водозаборов и происходит усадка грунтов, сопровождающаяся отдачей воды; расширение воды, а также заземленного воздуха и газов; изменяются условия инфильтрации воды в пластах из других водоносных горизонтов. Все эти причины обуславливают развитие неустановившегося движения в артезианских водоносных горизонтах, которое мало изучено.

В безнапорных водоносных горизонтах основным фактором развития неустановившегося движения является постепенное осушение грунта в результате понижения зеркала подземных вод при искусственном их захвате.

Практические наблюдения за работой вертикальных водозаборов в условиях неустановившегося движения показывают (по А. В. Волькену [17] и С. В. Троянскому [74]), что дебит водоза-

боров сравнительно быстро уменьшается до 15—20% первоначального. Приведенные цифры позволяют судить о значительности влияния этого фактора на работу водозаборов.

Переходим к вопросу об изученности неустановившегося движения безнапорного потока подземных вод.

Первый расчет неустановившегося движения безнапорной воды к скважине был дан русским ученым К. Э. Лембке [45] в 1886 г. без учета питания сверху. Попытки ряда иностранных ученых учесть влияние питания сверху (инфильтрации) успехом не увенчались¹.

Теория неустановившегося движения была развита главным образом трудами советских ученых, разрабатывавших вопросы неустановившейся фильтрации плоского и радиального потоков воды, нефти и газа для различных случаев практики. Разработка шла в двух направлениях:

применения метода конечных разностей, конечных величин, графического способа расчета и моделирования процессов неустановившегося движения;

отыскания решений дифференциального уравнения этого движения.

Не имея возможности подробно остановиться на этом вопросе, укажем, что метод конечных разностей был применен проф. Г. Н. Каменским [31, 32] для решения ряда задач плоского неустановившегося потока и в последние годы развит его учениками. Метод конечных величин был разработан проф. Н. К. Гиринским для задач неустановившегося радиального потока, в центре которого расположен вертикальный совершенный водозабор; им были даны решения нескольких характерных случаев неустановившегося движения радиального грунтового потока, а именно: при заданном уровне воды в водозаборе; при заданном расходе в водозаборе и при восстановлении уровня.

Н. К. Гиринский разработал технику проведения расчетов и установил их точность, а затем в работе [24] изложил вопросы приложения метода для подсчета коэффициента фильтрации по данным откачки в условиях неустановившегося движения радиального потока с учетом инфильтрации.

Моделирование процессов неустановившегося движения подземных вод весьма успешно осуществляется особыми приборами, называемыми интеграторами, в которых для решения уравнений неустановившегося движения использованы методы аналогий. Гидравлический интегратор В. С. Лукьянова [47, 48] базируется на принципе гидравлических аналогий, электроинтегратор Л. И. Гутенмахера [10, 28] — на принципе электрогидродинамических аналогий. Эти приборы могут дать достаточно точное для практики решение любой конкретной задачи из теории неустановившегося движения, однако широкое внедрение их затрудняется сложностью конструкции и дороговизной.

¹ Обзор соответствующих работ изложен И. П. Кусакиным [39].

Разработан также графический способ расчета неустановившихся движений подземных вод, изложенный в работах П. Я. Полубариновой-Кочиной [61, 65].

Моделирование и графический способ разработаны только для случая плоского неустановившегося движения подземных вод.

Переходя к вопросу теоретико-математических исследований неустановившегося движения подземных вод, заметим, что здесь первенство в области решения дифференциального уравнения неустановившегося движения принадлежит ученым, работавшим в области добычи нефти и газа.

Акад. Л. С. Лейбензоном [42, 43] еще в 1934 г. опубликованы первые теоретические исследования неустановившегося движения плоского потока газа¹ в пористой среде, которые позже были продолжены Б. Б. Лапуком, И. А. Чарным [37] и др.

Несколько позже даны решения задач для различных случаев плоской неустановившейся фильтрации подземных вод, встречающихся в гидротехнической практике: задач об изменении уровней подземных вод вблизи водохранилищ, о фильтрации из каналов, решавшихся П. Я. Полубариновой-Кочиной [60, 64], Н. Н. Веригиным [14, 15], М. М. Семчиновой [68], Н. Н. Биндеманом [11, 12], П. И. Шипенко [79] и другими; задач о растекании бугра грунтовых вод при орошении, решенных П. Я. Полубариновой-Кочиной [62] и Н. Н. Кочиной [36].

Исследования в области неустановившегося движения радиального потока были начаты в связи с возникновением вопросов о стягивании контура нефтеносности так называемой краевой водой и о перемещении границы раздела двух жидкостей в пористой среде. Первые исследования этой задачи принадлежат акад. Л. С. Лейбензону [42, 43, 44], дальнейшее развитие она получила в работах В. Н. Щелкачева [84], П. Я. Полубариновой-Кочиной [57] и др. Аналогичные исследования опубликовал в США М. Маскет [49] на три года позже, чем акад. Л. С. Лейбензон. Все эти решения для рассматриваемых нами условий захвата подземных вод не применимы.

Значительный вклад в теорию неустановившегося движения радиального безнапорного потока внесли советские ученые, работающие в области изучения неустановившегося движения газа в пористой среде. Начало здесь также было положено акад. Л. С. Лейбензоном [43, 44]. Исследованиями Б. Б. Лапука [40, 41] дан ряд приближенных решений задачи о неустановившейся радиальной фильтрации газа.

Б. Б. Лапук рассматривает горизонтальный газовый пласт с постоянной пористостью и проницаемостью и газ, подчиняющийся уравнению Клапейрона при отсутствии продвижения контурных вод при отборе газа. На газовой залежи Б. Б. Лапук равномерно располагает некоторое количество скважин (рис. 2) одинакового диа-

¹ Существует полная аналогия между движением газа в пористой среде и движением безнапорного потока подземных вод.

метра и конструкции, работающих при одинаковом понижении, т. е. равнодебитных.

Линии, проведенные через середины расстояний между скважинами, являются нейтральными линиями раздела, так как из точек пласта, расположенных по разные стороны от этих линий, газ движется к разным скважинам; вдоль нейтральной линии и через нее движение газа не происходит. Если представить себе, что через нейтральные линии проведены плоскости, нормальные к простиранию пласта, то эти плоскости будут как бы непроницаемыми стенками. Тогда каждая из газовых скважин дренирует только «свою» площадь. Площадь, приходящаяся на каждую скважину, названа Лапуком удельной площадью дренажа.

Поскольку каждая из удельных площадей дренажа находится в одинаковых условиях, при решении вопроса об изменении во времени дебита скважин, давления в пласте и пр. можно ограничиться рас-

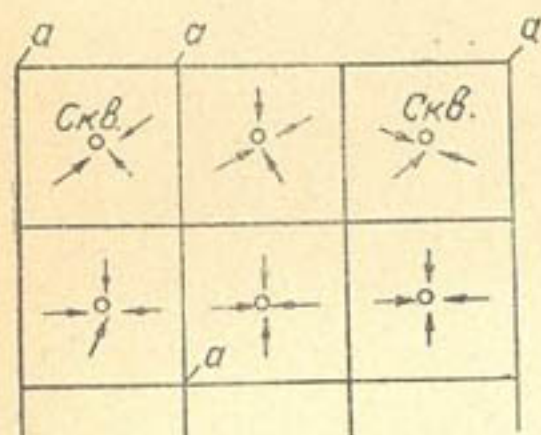


Рис. 2. Схема равномерного расположения скважин по газовой залежи; Скв.—скважина; ааа—линии раздела; стрелками показаны направления движения газа к скважинам.

смотрением дренирования одной скважиной газовой залежи, площадь которой равна удельной площади дренажа. Таким образом, в рассматриваемых условиях вопрос может быть сведен к задаче об истощении одной скважиной газовой залежи при радиальном неустановившемся движении газа, т. е. при условии, что удельная площадь дренажа имеет форму круга.

Далее, цитируемый автор, рассматривая вопрос о распределении давления в газовой залежи в случае плоской установившейся радиальной филь-

трации газа по закону Дарси, приходит к выводу, что для огромного большинства случаев, встречающихся в практике разработки газовых месторождений, средневзвешенное давление газа в пласте практически может быть принято равным давлению на контуре пласта.

На основании этого Б. Б. Лапук пренебрегает наличием воронок депрессии газа и приближенно решает ряд задач об истощении круговой газовой залежи (т. е. радиальной неустановившейся фильтрации газа) для условий: поддержания постоянного во времени дебита скважины; сохранения постоянного во времени давления в скважине; поддержания постоянной скорости движения газа в пласте у скважины и разработки залежи, когда дебит скважины является заданной функцией времени.

Зависимости Б. Б. Лапука не применимы для решения задач фильтрации воды, ибо в достаточной степени не учитывают граничных условий и динамики процесса истощения водоносного горизонта.

Подводя итоги краткого изложения факторов, влияющих на захват подземных вод вертикальными водозаборами, необходимо отметить, что главное значение имеют: взаимодействие и несовершенство колодцев, изменение водопроницаемости обводненных пород, тип подземного потока. Меньшее значение имеют наклон водоносных пластов, направление грунтового потока, форма контура питания и расстояние до него, диаметр колодца и тип фильтра.

Из всех перечисленных факторов при современном состоянии теории математически могут быть учтены следующие: взаимодействие и несовершенство колодцев, изменение водопроницаемости пород (частично), тип подземного потока, направление подземного потока и форма контура питания. Соответствующие формулы дают решения для условий установившегося движения подземных вод; ссылки на время и место их опубликования приведены выше.

В природных условиях, строго говоря, всякое движение подземных вод является неустановившимся, и, производя гидрогеологические расчеты по формулам установившегося движения, следует учитывать некоторую неточность получаемых результатов. Эта неточность в расчетах неизбежна в случае игнорирования неустановившегося режима фильтрации. Величины ошибок, которые могут быть получены при расчетах, естественно, зависят от того, насколько в действительности отличается от установившегося режима фильтрации случай движения подземных вод, расчет которого нужно произвести. Следует подчеркнуть, что в большинстве случаев режим фильтрации отличается от установившегося настолько незначительно, что ошибки в расчете практического значения не имеют. Именно поэтому гидрогеологические расчеты, выполняемые по формулам установившегося движения, обычно обеспечивают необходимую практическую точность.

Однако в природе есть случаи весьма резкого проявления неустановившегося режима фильтрации. Таково, например, неустановившееся движение безнапорных вод, которое возникает вслед за началом откачки из водозабора и соответствует периоду образования депрессионной поверхности вокруг действующего водозабора; еще резче проявляется неустановившийся режим фильтрации, когда конечной целью захвата подземных вод является осушение, истощение водоносного горизонта. В этих и подобных случаях неустановившегося движения выполнение гидрогеологических расчетов по формулам установившегося движения влечет за собой ошибки до 200—300%, а иногда и более.

Понятно, что при выполнении подобных гидрогеологических расчетов нельзя пренебрегать наличием неустановившегося режима фильтрации. Между тем, литература по гидрогеологическим расчетам захвата подземных вод в условиях их неустановившегося движения крайне скудна. Причиной этого является, главным образом, недостаточное развитие теории неустановившегося движения грунтовых вод, краткий обзор состояния которой приведен выше.

Для расчета описанных выше случаев неустановившегося движения подземных вод при захвате их вертикальными водозаборами эффективно может быть использован метод конечных величин, который, однако, требует значительной затраты времени на проведение вычислений.

Упрощение и облегчение расчетов может быть достигнуто дальнейшим развитием теории неустановившегося движения безнапорных подземных вод.

ГЛАВА II

РАСЧЕТ ОДИНОЧНЫХ ВОДОЗАБОРОВ В БЕЗНАПОРНЫХ ВОДАХ ПРИ НЕУСТАНОВИВШЕМСЯ ДВИЖЕНИИ

§ 5. Расчеты притока безнапорных вод к одиночным водозаборам в условиях установившегося движения

На практике в качестве одиночных водозаборов подземных вод применяются следующие сооружения: трубчатые буровые колодцы (скважины); шурфы круглого, квадратного и прямоугольного в плане сечения; широкие котлованы, не вытянутые в длину, круглой, квадратной и других в плане форм; траншеи и узкие, вытянутые в длину котлованы.

При расчетах притока безнапорных вод для условий установившегося движения для простоты обычно принимается, что все шурфы и котлованы имеют вертикальные откосы. Величина ожидаемого притока получается с завышением, что вполне допустимо, так как это дает некоторый запас мощности насосного оборудования.

Рассматривая с гидродинамической точки зрения условия притока безнапорных вод к совершенным траншеям, шурфам и котлованам самых различных форм, Н. К. Гиринский [19] пришел к выводу, что для всех случаев, кроме одного, расчет притока может быть произведен по формуле одиночного совершенного трубчатого колодца, если заменить его радиус величиной приведенного радиуса котлована.

Для определения притока воды к совершенным котлованам разных форм в условиях установившегося движения безнапорных вод при радиальном притоке Н. К. Гиринским [18] предложена следующая обобщенная формула:

$$Q_{\text{кот}} = \frac{1,37 k (H^2 - h_0^2)}{\lg \frac{R_{\text{кот}}}{r_{\text{кот}}}}, \quad (2,1)$$

$$r_{\text{кот}} = \frac{\mu P}{8}, \quad (2,2)$$

$$R_{\text{кот}} = r_{\text{кот}} + R. \quad (2,3)$$

В формулах приняты следующие обозначения:

- $Q_{\text{кот}}$ — приток в котлован (или шурф), $\text{м}^3/\text{час}$;
 k — коэффициент фильтрации, $\text{м}/\text{час}$;
 H — мощность безнапорного водоносного пласта, м ;
 h_0 — высота стояния воды в совершенном котловане (или шурфе) при откачке, м ;
 $R_{\text{кот}}$ — радиус депрессии котлована, считая от центра котлована, м ;
 R — радиус депрессии, считая от стенок котлована (или шурфа), м ;
 $r_{\text{кот}}$ — приведенный радиус котлована (или шурфа), м ;
 P — периметр котлована (или шурфа), м ;
 μ — поправочный коэффициент, учитывающий форму котлована (шурфа) в плане.

В табл. 1 приведены величины поправочного коэффициента μ для наиболее часто встречающихся форм шурфов и котлованов в плане, предложенные Н. К. Гириным. Для определения притока вытянутых прямоугольных котлованов приведенные формулы можно использовать лишь в пределах условия $\frac{a}{L} < 2$, где a — дли-

на длинной стороны вытянутого котлована, м ; L — предел влияния котлована, м . Эта величина может быть принята равной радиусу депрессии, считая от стенок котлована, т. е. $L \approx R$.

По Н. К. Гириному, совершенные котлованы (траншеи), удовлетворяющие приведенному выше условию, называются короткими траншеями (дренами), и приток к ним следует вычислять по формулам радиального притока (2,1) — (2,3), приняв коэффициент $\mu = 1$ (табл. 1).

Таблица 1

Форма котлована в плане	Значения коэффициента μ						
	$\frac{b}{a}$	0 (котлован—траншея)	0,20	0,40	0,60	0,80	1,0 (квадратный котлован)
Прямоугольный	μ	1,00	1,12	1,16	1,18	1,18	1,18
Ромбовидный	α , град.	0 (котлован—траншея)	18	36	51	72	90 (квадратный котлован)
	μ	1,00	1,06	1,11	1,15	1,17	1,18
Круглый	$\mu = 1,27$						

Примечания: a — длина большей стороны прямоугольного котлована, м ;
 b — длина меньшей стороны прямоугольного котлована, м ;
 α — меньший угол ромбовидного котлована, град.

Совершенные траншеи, для которых $\frac{a}{L} \gg 2$, Н. К. Гиринский

предложил называть длинными траншеями (дренами) и приток к ним определять по формуле для совершенной галлерей (дрены) в условиях установившегося движения безнапорных вод при плоском притоке. С учетом притока с одной стороны формула будет иметь вид

$$q = \frac{k(H^2 - h_0^2)}{2L\varphi}; \quad (2,4)$$

$$Q_{\text{тр}} = qa, \quad (2,5)$$

где q — приток с одной стороны на 1 пог. м длины совершенной траншеи, $\text{м}^3/\text{час}$;

h_0 — высота стояния воды в совершенной траншее при откачке, м;

L — предел влияния траншеи, м;

φ — поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от отношения $\frac{a}{L}$;

a — общая длина траншеи, м;

$Q_{\text{тр}}$ — полный приток в траншею с одной стороны, $\text{м}^3/\text{час}$.

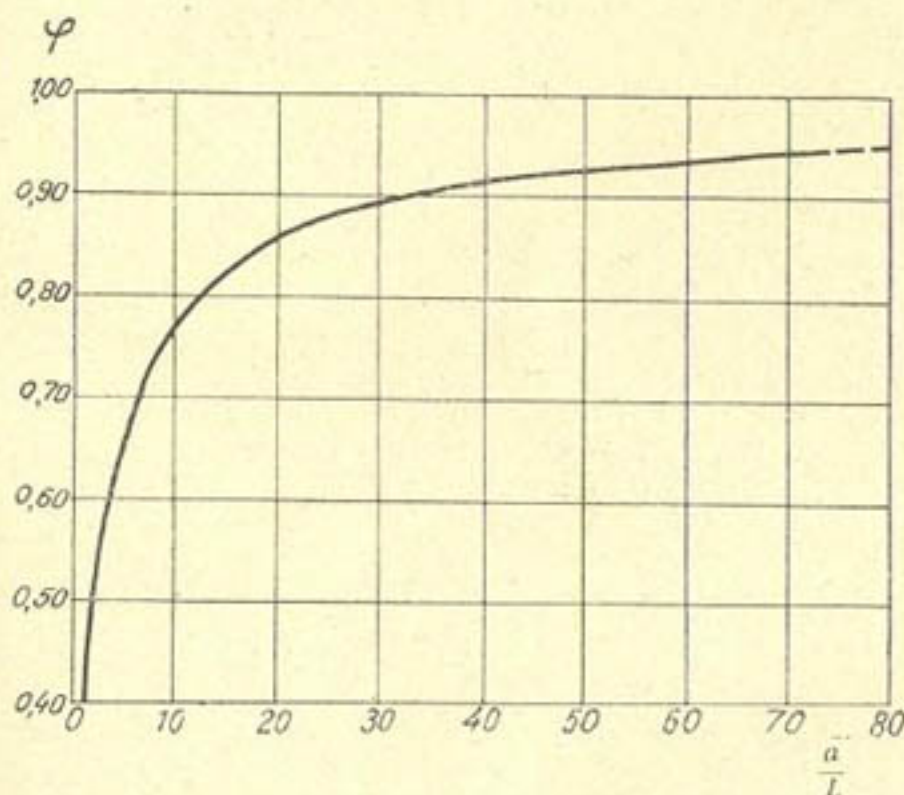


Рис. 3. График для определения поправочного коэффициента $\varphi = f\left(\frac{a}{L}\right)$ к формуле притока в длинную совершенную траншею или котлован.

Поправочный коэффициент φ может быть получен из табл. 2 или определен по графику (рис. 3).

Таким образом, в условиях установившегося движения безнапорных вод расчет притока в совершенные длинные траншеи и вытянутые котлованы производится по формуле плоского притока (2,4). Расчет притока в совершенные короткие траншеи, котлованы и шурфы разной формы в плане производится по формуле радиального притока (2,1) при помощи величины приведенного радиуса.

Таблица 2

$\frac{a}{L}$	φ	$\frac{a}{L}$	φ	$\frac{a}{L}$	φ	$\frac{a}{L}$	φ
2,0	0,47	5	0,66	12	0,80	40	0,91
2,5	0,52	6	0,69	14	0,82	50	0,92
3,0	0,56	7	0,72	16	0,83	60	0,93
3,5	0,59	8	0,74	18	0,85	70	0,94
4,0	0,61	9	0,75	20	0,86	80	0,95
4,5	0,64	10	0,77	30	0,89	—	—

§ 6. Особенности расчетов неустановившегося движения безнапорных вод

После начала откачки воды из всякого водозабора вокруг него образуется депрессия естественной поверхности подземных вод, и в результате ее расширения — депрессионная поверхность. В это время происходит неустановившееся движение подземных вод, которое одновременно со стабилизацией депрессионной поверхности преобразуется в установившееся. Эта стабилизация наступает в тот момент, когда процесс расширения депрессионной поверхности, т. е. зоны питания водозабора, приводит к равновесию между естественными запасами¹ подземных вод этой зоны и откачиваемым из одиночного водозабора дебитом.

Если естественные запасы водоносного горизонта невелики по сравнению с откачиваемым дебитом, то неустановившееся движение безнапорных вод в этой зоне продолжается долго, иногда несколько десятков суток. Для таких случаев гидрогеологические расчеты неустановившегося движения имеют практическое значение.

Такие расчеты могут быть выполнены не только для совершенных трубчатых колодцев, но и для совершенных шурфов, котлованов и траншей.

Перед проведением расчетов, аналогичных расчетам притока в совершенные водозаборы, которые действуют в условиях установившегося движения (см. § 5), следует воспользоваться критерием

$$\frac{a}{L} \gg 2.$$

Если водозабор — совершенная траншея и удовлетворяет условию $\frac{a}{L} \gg 2$, необходимо производить расчет неустановившегося плоского потока безнапорных вод. Если же совершенная траншея

¹ Естественными запасами, по Н. А. Плотникову [54], называется расход подземного потока в его естественном состоянии.

удовлетворяет условию $\frac{a}{L} < 2$, а также в случае притока в невытянутые котлованы и шурфы, следует производить расчет неустановившегося радиального потока безнапорных вод, направляющегося к совершенному круглому колодцу, радиус которого равен приведенному радиусу котлована или шурфа.

Характер процесса расширения депрессионной поверхности зависит от параметров водоносного пласта (его мощности, водопроницаемости и т. д.), а также от так называемых краевых условий, под которыми следует понимать условия изменения уровня и дебита на контурах колодца и питания.

На контуре колодца может быть два основных случая краевых условий:

а) свободный (самотечный) отвод воды из колодца, при котором уровень воды в нем должен быть минимальным, дабы обеспечить наибольший дебит; дебит при этом будет во времени уменьшаться;

б) откачка воды из скважин насосами; при этом постоянным будет дебит колодца, а уровень воды в нем постепенно будет уменьшаться.

На контуре питания граничные условия определяются условиями питания:

а) питание водоносного горизонта за счет инфильтрации сверху или снизу (из глубоких водоносных горизонтов);

б) питание водоносного горизонта за счет подземного потока при сохранении постоянного уровня на контуре питания (например, реке);

в) питание водоносного горизонта за счет подземного потока при постоянном уровне на контуре расширяющейся депрессионной поверхности.

Теория неустановившегося движения разработана применительно к условиям движения безнапорных подземных вод в зоне действия одиночных совершенных водозаборов.

Методика расчетов неустановившегося движения в зоне действия одиночных совершенных колодцев, шурфов и котлованов для основных случаев краевых условий, а также для плоского и радиального потоков безнапорных подземных вод излагается ниже.

§ 7. Расчет неустановившегося радиального потока безнапорных вод к одиночному совершенному водозабору

Для расчета неустановившегося радиального потока безнапорных вод к одиночному совершенному колодцу (шурфу или котловану) могут быть использованы метод конечных величин или же, для ограниченного числа случаев, формулы проф. Ю. Д. Соколова.

1. Метод конечных величин

Проф. Н. К. Гиринским дано дифференциальное уравнение неустановившегося радиального грунтового потока с учетом инфильтрации в следующем виде:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\mu} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial h^2}{\partial r} \right) + \frac{w}{\mu}, \quad (2,6)$$

где h — мощность водоносного пласта;

t — время;

r — радиус расчетного сечения, считая от центра колодца;

μ — водоотдача пород (при понижении уровня) или недостаток насыщения (при повышении уровня);

w — инфильтрация сверху.

Отказываясь от непосредственного решения приведенного дифференциального уравнения, указанный автор использует метод, предложенный проф. Г. Н. Каменским. Приняв допущения, что движе-

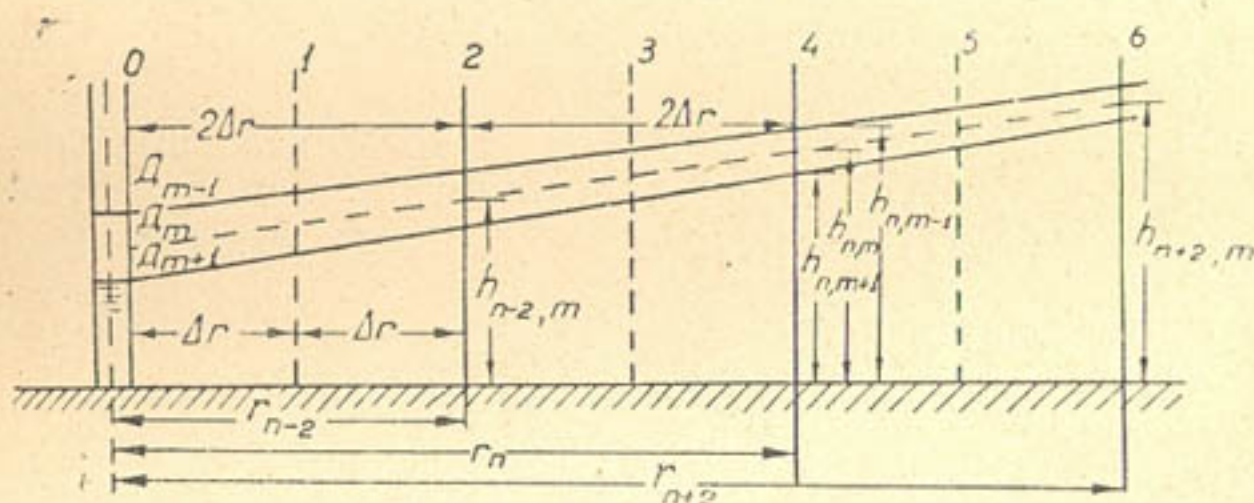


Рис. 4. Схема к расчету неустановившегося радиального потока безнапорных вод к одиночному совершенному колодцу методом конечных величин: 0, 2, 4, 6 — основные сечения; 1, 3, 5 — промежуточные сечения; D_{m-1} , D_m , D_{m+1} — положение депрессионных поверхностей, соответствующее расчетным интервалам времени $m-1$, m , $m+1$.

ние медленно изменяется, на отдельных расчетных участках движение установившееся, время разбивается на интервалы, он разрабатывает методику расчета элементов неустановившегося радиального потока по уравнению в конечных величинах (рис. 4).

$$h_{n,m+1} = h_{n,m-1} + \frac{k\Delta t}{2\mu r_n \Delta r} \left(\frac{h_{n+2,m}^2 - h_{n,m}^2}{\ln \frac{r_{n+2}}{r_n}} - \frac{h_{n,m}^2 - h_{n-2,m}^2}{\ln \frac{r_n}{r_{n-2}}} \right) + 2\Delta t \frac{w}{\mu}. \quad (2,7)$$

Для выбора расчетных интервалов рекомендуются следующие выражения:

$$2\Delta r = 0,8\beta \sqrt{\frac{kt_{0,0}h_{0,0}}{\mu}}, \quad (2,8)$$

$$2\Delta t = \frac{t}{15 \sqrt{\frac{s_0}{h_{0,0}}}}. \quad (2,9)$$

Определение дебита колодца производится по формуле

$$Q_{0,m} = \frac{1,37 k (h_{z,m}^2 - h_{0,m}^2) + 0,69 \omega (r_2^2 - r_0^2)}{\lg \frac{r_2}{r_0}} - 3,14 \omega r_0^2. \quad (2,10)$$

В уравнениях (2,7) — (2,10) длина расчетного промежутка времени $[(m+1) - (m-1)] = 2\Delta t$. Поэтому моменты времени, которым соответствуют индексы $m+1$ и $m-1$, следует называть началом и концом расчетного интервала времени и нумеровать четными числами, а моменты, которым соответствует индекс m , — называть серединой расчетного интервала времени и нумеровать нечетными числами.

Расчетные интервалы расстояний (расстояния между расчетными сечениями) приняты равными $2\Delta r$. Сечения $n-2$, n , $n+2$, в которых определяются значения ординат депрессии h , названы основными. Сечения же $n-1$ и $n+1$, расположенные посередине между основными, называются промежуточными. Основным сечениям присвоены четные номера, промежуточным — нечетные.

В приведенных уравнениях приняты следующие обозначения:

r_{n+2} , r_n , r_{n-2} — расстояния соответствующих сечений от оси колодца, совпадающей с осью грунтового потока;

$h_{n,m+1}$ — искомое значение ординаты депрессии в сечении n в момент времени $m+1$;

$h_{n-2,m}$, $h_{n,m}$, $h_{n+2,m}$ — значения ординат депрессии в сечениях $n-2$, n , $n+2$ в момент времени m ;

ω — интенсивность питания потока сверху (инфильтрация и осушение грунта);

ω — инфильтрация сверху;

μ — водоотдача пород;

$h_{0,0}$ — ордината депрессии в нулевом поперечном сечении (колодце) для момента времени 0;

r_0 — расстояние от оси радиального потока [радиус колодца, шурфа, котлована по (2,2)];

t — время, в течение которого уровень в нулевом сечении понижается на заданное s_0 ;

β — определяется по данным табл. 3.

Таблица 3

$\frac{kth_{0,0}^2}{\mu s_0 r_0^2}$	До 10^5	10^6	10^7
β	1,0	0,9	0,8

Для расчета элементов радиального неустановившегося потока по методу конечных величин необходимо знать краевые условия.

Рассмотрим технику расчета применительно к указанным выше

случаям краевых условий на конкретных примерах, заимствованных у Н. К. Гиринского.

Случай 1. Самоотечный отвод воды [$Q=f(t)$]. Имеется водоносный горизонт мощностью $h_{0,0}=10$ м с коэффициентом фильтрации $k=2,5$ м/сут. Водоотдача обводненной породы $\mu=0,25$ м. Инфильтрация $w=0$.

Из совершенного шахтного колодца радиусом $r_0=1$ м производится откачка воды в течение $t=3$ сут. Уровень воды в колодце снижается равномерно и к концу третьих суток достигает величины $s_{\max}=3$ м.

Расчетные интервалы выбираем, пользуясь выражениями (2,8) и (2,9):

$$2\Delta t = \frac{3}{15 \sqrt{\frac{3}{10}}} = 0,37 \text{ сут.}, \text{ принимаем } 0,5 \text{ сут.};$$

$$2\Delta r = 0,8 \cdot 1 \sqrt{\frac{2,5 \cdot 3 \cdot 10}{0,25}} = 13,84 \text{ м} \approx 15 \text{ м},$$

где $\beta=1$, так как

$$\frac{kth_{0,0}^2}{s_0 \mu r_0^2} = \frac{2,5 \cdot 3 \cdot 10^2}{3 \cdot 0,25 \cdot 1^2} = 1000.$$

Расчет ординат депрессий производится по уравнению (2,7). Постоянные коэффициенты

$$\frac{k\Delta t}{2\mu\Delta r r_n} = \frac{2,5 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,25 \cdot 15 \cdot r_n} = \frac{1}{6r_n}.$$

Расчет вспомогательных величин сведен в табл. 4.

Т а б л и ц а 4

№ попереч- ных сечений	r_n μ	$\ln r_n$	$\Delta \ln r_n = \ln r_{n+2} -$ $-\ln r_n$	$6r_n$
1	2	3	4	5
0	1	0		6
2	16	2,7726	2,7726	96
4	31	3,4340	0,6614	186
6	46	3,8236	0,3946	274
8	61	4,1109	0,2823	366

Основной расчет ординат депрессии приведен в табл. 5. При этом ординаты депрессии в нулевом сечении приняты как средние за каждый расчетный интервал времени. Понижение уровня за расчетный интервал времени 0,5 сут. составит $3:6=0,5$ м.

Таблица 5

№ по- переч- ных сече- ний	h на середину интер- вала време- ни		$\Delta h^2 = h_{n+2}^2 - h_n^2$	$\frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r_n}$ ($\Delta \ln r_n$ из табл. 4)	$\Delta \frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r_n} = D$	$\frac{D}{6r_n}$ ($6r_n$ из табл. 4)	h на конец интер- вала вре- мени
1	2	3	4	5	6	7	8
0—0,5 сут.							
0	9,75	95,06	4,94	1,781	—1,781	—0,02	9,98
2	10,00	100,00	0,00	0,000			
4	10,00	100,00					
0,5—1,0 сут.							
0	9,25	85,56	13,84	4,98	—4,07	—0,04	9,94
2	9,97	99,40	0,60	0,91	—0,91	—0,00	10,00
4	10,00	100,00	0,00	0,00			
6	10,00	100,00					
1,0—1,5 сут.							
0	8,75	76,56	21,85	7,92	—5,51	—0,06	9,88
2	9,92	98,41	1,59	2,41	—2,41	—0,01	9,99
4	10,00	100,00	0,00	0,00			
6	10,00	100,00					
1,5—2,0 сут.							
0	8,25	68,06	23,96	10,50	—6,30	—0,07	9,81
2	9,85	97,02	2,78	4,20	—4,12	—0,02	9,97
4	9,99	99,80	0,20	0,08			
6	10,00	100,00					
2,0—2,5 сут.							
0	7,75	60,08	35,59	12,85	—7,48	—0,08	9,73
2	9,78	95,65	3,55	5,37	—3,35	—0,02	9,95
4	9,96	99,20	0,80	2,02	—2,02	—0,01	9,99
6	10,00	100,00	0,00	0,00			
8	10,00	100,00					
2,5—3,0 сут.							
0	7,25	52,56	41,31	14,90	—7,48	—0,08	9,65
2	9,69	93,90	4,90	7,42	—4,89	—0,03	9,92
4	9,94	98,80	1,00	2,53	—1,82	—0,01	9,98
6	9,99	99,80	0,20	0,71	—0,71	0,00	10,00
8	10,00	100,00	0,00	0,00			
10	10,00	100,00					

Ординаты депрессии h_m на середину расчетного интервала в первом приближении принимаются равными ординатам на начало расчетного интервала времени минус половина понижения за предыдущий интервал времени. Затем выполняется второе приближение, для которого расчетные ординаты h_m на середину интервала прини-

маются уже с учетом вычисленной в первом приближении высоты h на конец интервала.

Результаты расчета для отдельного промежутка времени, по Гиринскому, можно считать окончательными, когда результативные данные о понижениях отличаются от найденных ранее (для того же интервала времени) не более, чем на 0,2% от $h_{0,0}$. Поэтому все расчеты, помещенные в табл. 5, являются окончательными.

Расчет дебита колодца производится по уравнению (2,10). Расчет состоит из определения питания потока на площади ω и дебита Q_0 .

Так как по условию инфильтрация $\omega=0$, то питание сверху равно величине ω_1 , т. е. величине питания потока за счет осушения грунта. Приняв, что на участке 0—2 значение ω будет постоянным, определяем ω в сечении № 1, т. е. посередине участка.

Ордината депрессии в сечении № 1 может быть получена по формуле

$$h_1 = \sqrt{\frac{h_0^2 \lg \frac{r_2}{r_1} + h_2^2 \lg \frac{r_1}{r_0}}{\lg \frac{r_2}{r_0}}} \quad (2,11)$$

Расчет дебита сводим в табл. 6.

Таблица 6

Время с начала откачки, сут.	h_1 по (2,11)	Δh_1 $(h_1)_0 - (h_1)_{0,5}$ и т. д.	$(\Delta h_1)_{\text{ср}}$	$\omega = \omega_1 =$ $\frac{(\Delta h_1)_{\text{ср}}}{2\Delta t} \mu$ м/сут	Q_0 по (2,10) м ³ /сут
1	2	3	4	5	6
0	10,00	0,13	—	—	—
0—0,5	9,87	0,13	0,13	0,065	23,2
0,5—1,0	9,74	0,15	0,14	0,070	49,1
1,0—1,5	9,59	0,16	0,15	0,075	72,6
1,5—2,0	9,43	0,16	0,16	0,080	96,3
2,0—2,5	9,27	0,16	0,16	0,080	112,5
2,5—3,0	9,11	0,16	0,16	0,080	128,3

При наличии инфильтрации расчет усложняется незначительно. В этом случае в табл. 5 между графами 7 и 8 должна быть введена дополнительная графа, в которой записывается величина $2\Delta t \frac{\omega}{\mu}$ со знаком плюс. В связи с этим расчетные ординаты на конец интервала времени (табл. 5, графа 8) будут иными.

Точно так же в табл. 6 для расчета дебита после графы 5 дол-

жна быть введена графа 6 для значений инфильтрации ω и графа 7 — для величин питания потока сверху $\omega = \omega_1 + \omega$. Тогда соответственно уменьшится дебит Q_0 (табл. 6, графа 6).

В том случае, когда захват воды происходит при постоянном положении уровня в колодце, расчет несколько упрощается, так как уровень в выходном сечении остается постоянным. Дебит колодца с течением времени будет уменьшаться.

Случай 2. Откачка насосом ($Q = Q_n = \text{const}$). В связи с тем, что для условия $Q_n = Q_0 = \text{const}$ Н. К. Гирицкий рекомендует задаваться не расчетными интервалами времени $2\Delta t$, а понижениями в сечении I , которые за каждый расчетный промежуток времени должны быть равны одной и той же величине $\Delta h_1 = \text{const}$, порядок заполнения граф в расчетной таблице меняется по сравнению с расчетом случая 1. В табл. 7 номерами в скобках указан порядок заполнения отдельных граф. Прежде всего необходимо заполнить первую графу [операции (1), (2), (3) и (4), табл. 7]. Затем производится операция (5) — записывается уровень в сечении

I — величина $h_{0,0} = \frac{\Delta h_1}{2}$; далее записываются операции (6) и (7) —

естественные уровни в сечениях 2 и 4. По данным графы 2 выполняются операции (8), (9) и (10). Для выполнения операции (11)

высчитывается постоянная величина $h_1^2 - h_0^2 = \frac{0,73Q_0}{k} \lg \frac{r_1}{r_0} = \text{const}$. За-

тем обычным путем вычисляются и записываются операции (12) и (13).

Таблица 7

№ по- переч- ных сече- ний	h на сре- дину ин- тервала времени	h^2	Δh^2	$\frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r}$	$\Delta \frac{\Delta h^2}{\Delta \ln r} = E$	$\frac{2\mu \Delta r r n}{k \Delta t} = U$	$\frac{E}{U}$	h на ко- нец ин- тервала времени
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0 (1)	(15)	(14)	(11)	(16)				
1 (2)	(5)	(8)	(12)	(17)	(19)	(22)	(21)	(25)
2 (3)	(6)	(9)	(13)	(18)	(20)	(23)	(24)	(26)
4 (4)	(7)	(10)						

Операция (14) получается обратным путем, т. е. из (8) нужно отнять (11). Операция (15) — корень квадратный из (14). Затем обычным путем заполняются графы 5 и 6 — операции (16) — (20).

Операция (21) — принятая при расчете постоянная величина понижения в сечении I — складывается с ординатой Δh_1 и записывается со знаком минус. Операция (22) может быть получена путем деления значения (19) на величину (21). Операция (23) получается умножением значения (22) на отношение $\frac{r_2}{r_1}$.

Операция (22) дает выражение $\frac{2\mu\Delta r r_1}{k\Delta t}$. Для любого радиуса в графу 7 записывается $\frac{2\mu\Delta r r_n}{k\Delta t}$, которое иначе можно записать так: $\frac{2\mu\Delta r r_1}{k\Delta t} \cdot \frac{r_n}{r_1}$.

Операции (24), (25) и (26) производятся обычным способом, и на этом расчет первого интервала времени заканчивается.

При расчете следующего интервала времени общий порядок вычислений сохраняется. Операция (5) — записываются уровни на конец предыдущего интервала времени в сечении 1 минус $\frac{\Delta h_1}{2}$, опе-

рация (6) — уровень на конец предыдущего интервала времени в сечении 2 минус половина соответствующего понижения в предыдущем интервале; операция (7) — естественный уровень.

Операции (11), (16) и (21) — записываются те же величины, что и в предыдущем интервале времени.

При выполнении расчета указанным путем при понижении уровня в сечении 1 в каком-то из расчетных интервалов времени может получиться, что в табл. 7 цифра (8) окажется меньше постоянной величины (11), что должно дать значение (14) меньше нуля. Это значит, что при дальнейшей откачке дебит колодца будет уменьшаться по сравнению с расходом насоса Q_n .

Такой результат указывает на то, что из данного водозабора не может откачиваться дебит Q_n , и следует либо изменить производительность насоса, либо предусмотреть работу его на приток. Тогда расчет для этого отрезка времени сведется к случаю 1.

После того, как построены депрессионные поверхности при откачке, надо найти значения расчетных интервалов времени, для чего необходимо воспользоваться данными графы 7 табл. 7. Для каждого интервала времени необходимо взять цифру из графы 7 для любого расчетного сечения и вычислить Δt , а потом и величину интервала времени $2\Delta t$. Так, например, для сечения 2

$$\frac{2\mu\Delta r r_2}{k\Delta t} = \text{число (23)}, \quad (2,12)$$

откуда

$$2\Delta t = \frac{4\mu\Delta r r_2}{k \text{ число (23)}}. \quad (2,12a)$$

2. Приближенные формулы Соколова

Проф. Ю. Д. Соколову (Институт математики АН УССР) удалось найти приближенные решения дифференциального уравнения неустановившегося движения; для заданных граничных условий им предложены приближенные расчетные формулы, которые дают возможность непосредственно определить дебит водозабора по истечении того или иного времени после начала откачки.

Для решения указанных задач первоначально Ю. Д. Соколовым был применен математический метод последовательной смены стационарных состояний, при помощи которого он получил зависимости, позволяющие определить расход водозабора в любой момент от начала его действия и радиус распространения депрессионной воронки. Формулы Соколова [70, 71] были использованы для различных расчетов, причем ошибки, обусловленные допущениями при выводе этих формул, по данным Н. К. Гиринского, не превышают 20%.

Несколько позже Ю. Д. Соколов предложил для решения этих задач новый математический метод, назвав его методом усреднения $\frac{\partial h}{\partial t}$, и, пользуясь им, получил более точные приближенные формулы.

Анализ точности формул, полученных методом последовательной смены стационарных состояний и методом усреднения $\frac{\partial h}{\partial t}$, был выполнен Ю. Д. Соколовым [72] путем сравнения результатов расчета по приближенным формулам с результатами вычислений по точным формулам для некоторых частных случаев неустановившегося движения, полученных ранее Буссинеском и П. Я. Полубариновой-Кочинной.

Сопоставление показывает, что результаты расчета по формулам, полученным методом последовательной смены стационарных состояний, по сравнению с результатами вычислений по точным формулам дают ошибку от 6,2 — 8,2% до 49% для разных расчетных величин; ошибка по формулам, полученным методом усреднения $\frac{\partial h}{\partial t}$, даже в предельных случаях не превышает 16%.

Результаты исследования дают основание рекомендовать для расчета более точные формулы, полученные методом усреднения $\frac{\partial h}{\partial t}$.

Случай 1. Самотечный отвод воды. При постоянном уровне воды в водозаборе $h_0 = \text{const}$, причем $h_0 \geq 0$, дебит водозабора изменяется во времени (уменьшается) и может быть определен по выражению (рис. 5)

$$Q_t = \frac{1,37 k (H^2 - h_0^2)}{\lg \lambda} \left[1 + \frac{0,22}{\lg \lambda} + \frac{\eta \lambda^2}{4c_1^2} \left(1 + \frac{0,09 c_1^2}{\lg \lambda} \right) \right]. \quad (2,13)$$

Общий расход за время t может быть определен по выражению

$$\begin{aligned} \Sigma Q_t = & \frac{0,17 \mu H r^2 c_1^2}{\lg \lambda} \left[1 + \frac{0,31 - 0,09 c^2}{\lg \lambda} + \right. \\ & \left. + 0,125 \eta \lambda^2 \left(\frac{1 + c^2}{c_1^2} + \frac{0,18 + 0,36 c^2}{\lg \lambda} \right) \right]. \end{aligned} \quad (2,14)$$

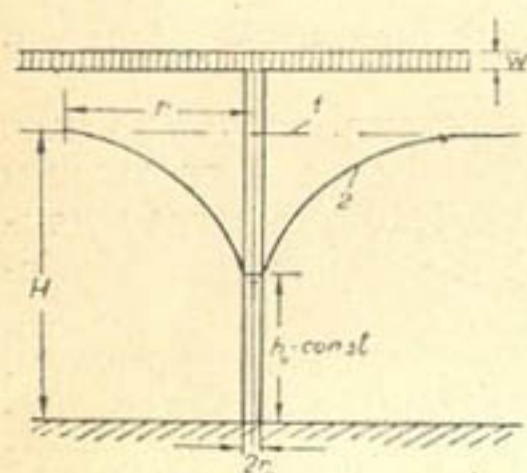
Время распространения депрессионной воронки

$$t = \frac{0,125 \mu r^2}{kH} \left\{ 1 - (0,58 + 0,42 c^2) \frac{\varepsilon_{H1} (4,6 \lg \lambda)}{\lambda^2} + \right. \\ \left. + \frac{0,125 \eta \lambda^2}{c_1^2} \left[c^2 + \frac{0,036 (3 - 5c^2) (1 + 2c^2)}{\lg \lambda} \right] \right\}. \quad (2,15)$$

Пределы применения формул (2,13) — (2,15) ограничиваются условием

$$\eta \lambda^2 < 4c_1^2. \quad (2,16)$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:



План

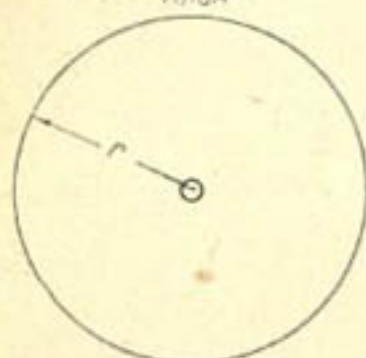


Рис. 5. Схема к расчету неустановившегося радиального потока безнапорных вод к одиночному совершенному колодезю по аналитическим формулам Соколова: 1—первоначальное положение уровня подземных вод; 2—положение депрессионной поверхности в момент времени t (от начала откачки).

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{r}{r_0}; \\ c &= \frac{h_0}{H}; \\ c_1^2 &= 1 - c^2; \\ \eta &= \frac{w}{k} \cdot \frac{r_0^2}{H^2}, \end{aligned} \right\} \begin{aligned} (2,17) \\ (2,18) \\ (2,19) \\ (2,20) \end{aligned}$$

где Q_t — дебит совершенного водозабора при $r=r_0$ в момент времени t , $\text{м}^3/\text{час}$;

ΣQ_t — общий расход водозабора за время t , м^3 ;

μ — коэффициент водоотдачи;

w — питание сверху (инфильтрация), $\text{м}^3/\text{час}$ на 1 м^2 ;

t — время, час.;

h_0 — уровень воды на контуре водозабора в момент начала откачки, м ;

h_t — уровень воды на контуре водозабора в момент времени t , м ;

H — первоначальный уровень воды, м ;

r_0 — радиус водозабора, м ;

r — радиус воронки депрессии на момент времени t , м ;

ε_{H1} — знак действительной части интегрального экспоненциала (табулированная функция, см. таблицы Шпильрейна [80]).

Пользоваться формулами (2,13) — (2,16) следует, задаваясь различными величинами времени или радиуса распространения воронки депрессии.

Случай¹ 2. Откачка насосом ($Q=\text{const}$). При откачке из водозабора постоянного расхода $Q_n=\text{const}$ положение уровня воды на контуре водозабора на момент времени t может быть определено по выражению

$$h_0 = \frac{\sqrt{1 - \frac{0,73 Q_n}{kH^2} \lg \lambda + \eta \lambda^2}}{H} \quad (2,21)$$

Общий расход за время

$$\sum Q_t = Q_n t. \quad (2,22)$$

Время распространения депрессионной поверхности

$$t = \frac{0,25 \mu r^2}{kH} \left[1 - \frac{1,57 w r^2}{Q_n} \left(1 + \frac{0,22}{\lg \lambda} \right) \right]. \quad (2,23)$$

Пределы применения формул (2,21) — (2,23) ограничиваются условием

$$\eta \leq \frac{1 - K_1^2}{2,3 \lambda^2 \lg \lambda^2}, \quad (2,24)$$

где

$$K_1 \approx \sqrt{1 - \frac{0,73 Q_n}{kH^2} \lg \lambda}. \quad (2,25)$$

В приведенных формулах приняты такие же обозначения, как и в (2,13) — (2,20); Q_n — производительность насоса, $\text{м}^3/\text{час}$.

При расчете по этим формулам следует задаваться различными значениями времени t или радиуса распространения воронки депрессии r .

Пример. Определить время распространения депрессионной воронки на $r=20$ м от колодца, из которого производится откачка, и соответствующий этому моменту дебит.

Задано: $k=8,16$ м/сут $=0,339$ м/час; $\mu=0,26$; $w=0,000021$ м³/час на 1 м²; $h_0=3,5$ м; $H=5,5$ м; $r_0=0,1$ м.

Расчет ведем по формулам (2,13) — (2,20). Вычисляем вспомогательные коэффициенты

$$\text{по (2,17)} \quad \lambda = \frac{20}{0,1} = 200;$$

$$\text{по (2,18)} \quad c = \frac{3,5}{5,5} = 0,636;$$

$$\text{по (2,20)} \quad \eta = \frac{0,000021}{0,339} \cdot \frac{0,1^2}{5,5^2} = 0,000000205;$$

$$\text{по (2,19)} \quad c_1^2 = 1 - 0,636^2 = 0,596.$$

¹ Даны формулы Соколова, полученные методом последовательной смены стационарных состояний.

Проверяем применимость формул по (2,16)

$$0,0000000205 \cdot 200^2 < 4 \cdot 0,596; \quad 0,00082 < 2,39.$$

Время распространения депрессионной поверхности по (2,15)

$$t = \frac{0,125 \cdot 0,26 \cdot 20^2}{0,339 \cdot 5,5} \left\{ 1 - (0,58 + 0,42 \cdot 0,636^2) \frac{\varepsilon_{II} (4,6 \lg 200)}{200^2} + \right. \\ \left. + \frac{0,125^2 \cdot 0,0000000205 \cdot 200^2}{0,596} \left[0,636^2 + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{0,036 (3 - 5 \cdot 0,636^2) (1 + 2 \cdot 0,636^2)}{\lg 200} \right] \right\} = 6,36 \text{ час.},$$

где $\varepsilon_{II} (4,6 \lg 200) = 4642$ по таблицам.

Дебит скважин по (2,13)

$$Q_t = \frac{1,37 \cdot 0,339 (5,5^2 - 3,5^2)}{\lg 200} \left[1 + \frac{0,21}{\lg 200} + \frac{0,0000000205 \cdot 200^2}{4 \cdot 0,596} \left(1 + \frac{0,09 \cdot 0,596}{\lg 200} \right) \right] = \\ = 3,97 \text{ м}^3/\text{час.}$$

§ 8. Расчет неустановившегося плоского потока безнапорных вод к совершенным траншеям и вытянутым котлованам

Вытянутые котлованы и траншеи, для которых действительно соотношение $\frac{a}{L} \gg 2$ (a — длина водозабора, L — расстояние до контура питания), являются, по Гиринскому, длинными дренами, и расчет дебита для них производится по формулам плоского потока.

Расчет неустановившегося движения подземных вод в зоне действия таких водозаборов может быть произведен по методу конечных величин или же по формулам Соколова.

1. Метод конечных величин

Метод конечных величин для расчета плоского неустановившегося потока безнапорных подземных вод был предложен и разработан проф. Г. Н. Каменским [32]. Уравнение Г. Н. Каменского в принятых обозначениях можно записать следующим образом (рис. 6):

$$h_{n, m+1} = h_{n, m-1} + \frac{2\Delta t k}{2\mu (2\Delta l)^2} [(h_{n+2, m}^2 - h_{n, m}^2) - (h_{n, m}^2 - h_{n-2, m}^2)] + \\ + 2\Delta t \frac{\omega}{\mu}. \quad (2,26)$$

Для выбора расчетных интервалов времени рекомендуются следующие выражения:

$$2\Delta l = \sqrt{\frac{k h_{0,0} 2\Delta t}{\mu}} \quad (2,27); \quad 2\Delta t = \frac{\mu (2\sqrt{2\Delta l})^2}{2k h_{0,0}}. \quad (2,28)$$

Определение дебита дрены производится по формуле

$$q_{0, m} = \frac{k (h_{2, m}^2 - h_{0, m}^2)}{2 (2\Delta l) \varphi} + \frac{\omega (2\Delta l)}{2\varphi}. \quad (2,29)$$

В выражениях (2,26) — (2,29) индексы $m+1$ и $m-1$ означают начало и конец расчетного интервала времени, индекс m означает середину расчетного интервала времени; сечения $n-2$, n и $n+2$ — основные сечения, которым присвоены четные номера.

В приведенных уравнениях приняты следующие обозначения:

$h_{n, m+1}$ — искомое значение ординаты депрессии в сечении n в момент времени $m+1$;

$h_{n-2, m}$, $h_{n, m}$, $h_{n+2, m}$ — значения ординат депрессии в сечениях $n-2$, n , $n+2$ в момент времени m ;

ω — интенсивность питания потока сверху (инфильтрация ω и осушение грунта ω_1), $\text{м}^3/\text{час}$ на 1 м^2 ;

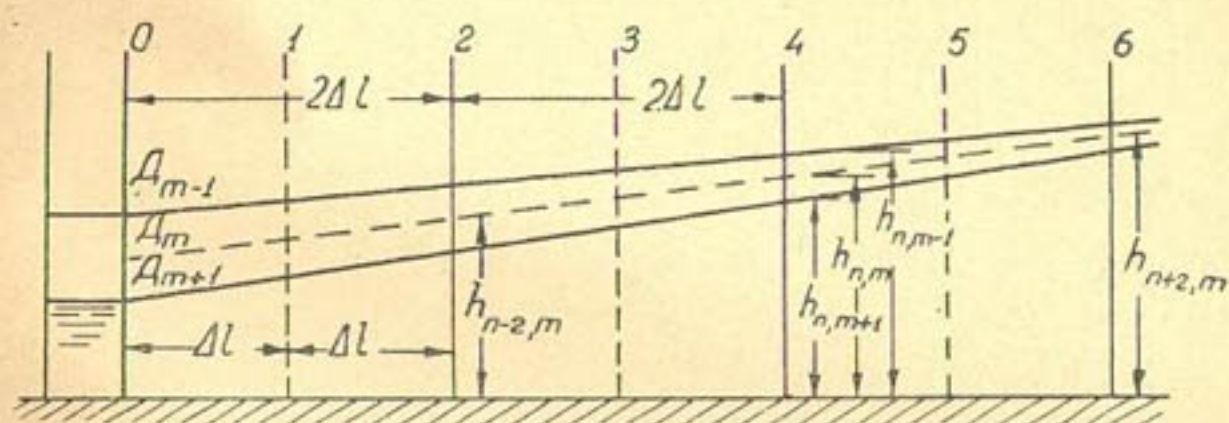


Рис. 6. Схема к расчету неуставившегося плоского потока безнапорных вод к совершенной траншее методом конечных величин; 0, 2, 4, 6 — основные сечения; 1, 3, 5 — промежуточные сечения; D_{m-1} , D_m , D_{m+1} — положение депрессионных поверхностей, соответствующее расчетным интервалам времени $m-1$, m , $m+1$.

ω — инфильтрация сверху или снизу, $\text{м}^3/\text{час}$ на 1 м^2 ;

$h_{0,0}$ — ордината депрессии в нулевом поперечном сечении (на контуре дрены) для момента времени 0;

φ — поправочный коэффициент к формуле Дюпюи, определяемый по табл. 6.

Порядок расчета для случая свободного (самотечного) стока воды приведен ниже.

Прежде всего для заданных гидрогеологических условий выбираются расчетные интервалы времени $2\Delta t$ и участки профиля $2\Delta l$, затем вычисляются постоянные величины формулы (2,26)

$$\frac{k \Delta t}{\mu (2\Delta l)^2} \text{ и } 2\Delta t \frac{\omega}{\mu}.$$

Расчет депрессионных поверхностей удобно показать в форме таблицы (табл. 8). Сначала необходимо записать номера поперечных сечений — графа 1, операции (1), (2), (3), (4). Затем заполняется графа 2 значений ординат на середину интервала времени:

Операция (5) — уровень в дрене согласно краевому условию.

Операция (6) — естественный уровень в сечении 2; операция (7) — то же в сечении 4; операция (8) — то же в сечении 6. Затем производятся вычисления, причем необходимо тщательно следить за знаками в графах 4, 5, 6 и 7.

Таблица 8

№ поперечных сечений	h на середину интервала времени	h^2	$\Delta h^2 = h_{n+2}^2 - h_n^2$	$\Delta(\Delta h^2) = I$	$I \cdot \frac{k}{\mu} \cdot \frac{\Delta t}{(2\Delta t)^2} = J$	$J + 2\Delta t \frac{w}{\mu}$	h на конец интервала времени
1	2	3	4	5	6	7	8
0 (1)	— (5)	(9)	(13)	(16)	(18)	(20)	(22)
2 (2)	— (6)	(10)	(14)	(17)	(19)	(21)	(23)
4 (3)	— (7)	(11)	(15)				
6 (4)	— (8)	(12)					

Расчет в первом приближении можно полагать законченным, когда определены ординаты в сечениях на конец интервала времени (графа 8).

Для второго приближения порядок заполнения граф остается тот же, но операции (6), (7) и (8) состоят в записи уровней на конец интервала времени в первом приближении, т. е. переносятся соответствующие значения из графы 8 первого приближения. Далее расчет производится, как описано выше для первого приближения.

Расчет по отдельному интервалу времени согласно указанию Н. К. Гиринского можно считать законченным тогда, когда очередное приближение дает данные понижений (графа 7), отличающиеся от предыдущих (для того же интервала времени) не более, чем на 0,2% от начального уровня у дрены $h_{0,0}$.

При выполнении практических вычислений в большинстве случаев расчет первого приближения является окончательным.

Расчет второго интервала времени производится в той же последовательности. Операция (5) — уровень в дрене согласно краевому условию, операция (6) — уровень на конец предыдущего интервала времени в сечении 2 минус половина соответствующего понижения (из графы 7 окончательного расчета предыдущего интервала времени), операция (7) — уровень на конец предыдущего интервала времени в сечении 4 минус половина соответствующего понижения и т. д.

Для всех расчетных интервалов времени вычисление ординат депрессии аналогично.

Дебит 1 пог. м длины дрены находят по (2,29) для расчетного участка 0 — 2 при условии, что интенсивность питания потока сверху w постоянна на всей длине l_2 .

Интенсивность питания за счет инфильтрации, конденсации и т. д. w принимается по заданию, интенсивность питания за счет осушения грунта w_1 должна быть определена в среднем сечении I . Для вычисления ординат h_1 в сечении I служит формула

$$h_1 = \sqrt{\frac{h_2^2 + h_0^2}{2}}. \quad (2,30)$$

Расчет интенсивности питания удобно производить по таблице следующей формы:

Таблица 9

Время с начала осушения	h_1 по (2,30)	Δh_1	$(\Delta h_1)_{\text{ср}}$	$w_1 =$ $\frac{(\Delta h_1)_{\text{ср}} \mu}{2\Delta t}$	w	$\omega = w_1 + w$
1	2	3	4	5	6	7

Определение дебитов дрены q_0^t по формуле (2,29) следует производить для середины расчетных интервалов времени; расчет удобнее производить по таблице.

2. Приближенные формулы Соколова

Аналогично формулам для расчета радиального неустойчивого потока Ю. Д. Соколов, пользуясь методом

усреднения $\frac{\partial h}{\partial t}$, предложил прибли-

женные расчетные зависимости для плоского безнапорного неустойчивого потока при неограниченных значениях расчетных величин и постоянном уровне воды на контуре дрены $h_0 = \text{const}$ и $h_0 \geq 0$ (рис. 7).

Предел распространения депрессионной поверхности, считая от контура дрены, за время t от начала откачки

$$l = \sqrt{\frac{kH^2}{0,43 w}} \times$$

$$\times \sqrt{\frac{c_2^4 - 1 + 3,67 c^2 \left[\frac{c_2^4 - 1}{c_2^2} - 1,55 (c_2^2 - 1) \right] + 3,12 c^3 \left[2 (c_2 - 1) - \frac{c_2^4 - 1}{c_2^3} \right]}{c_2^2}}.$$

(2,31)

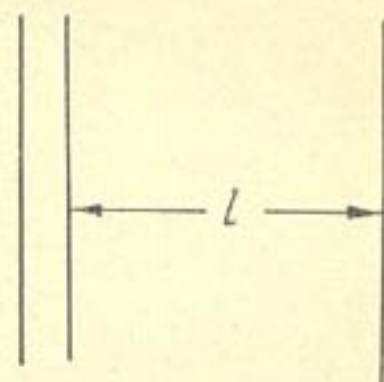
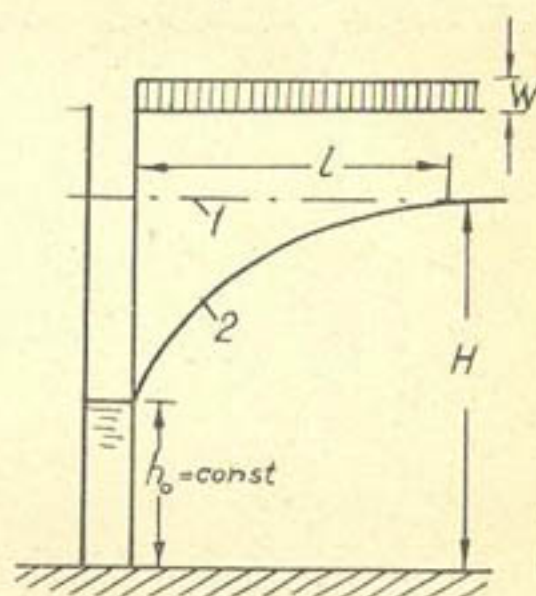


Рис. 7. Схема к расчету неустойчивого плоского потока безнапорных вод к совершенной траншее по аналитическим формулам Соколова: 1—первоначальное положение уровня подземных вод; 2—положение депрессионной поверхности в момент времени t (от начала откачки).

Дебит дрены на 1 пог. м ее длины в зависимости от времени с момента начала откачки может быть определен по уравнению (рис. 7)

$$q_t = \frac{kH^2}{l} (c_2^2 - c^2). \quad (2,32)$$

Общий расход дрены на 1 пог. м ее длины за время t может быть определен по выражению

$$\sum q_t = \mu H l (c_2 - c_3). \quad (2,33)$$

Время распространения депрессионной поверхности на расстояние l от контура дрены

$$t = \frac{\mu l^2}{kH} [0,107 - 0,09 c^2 + 0,167 c^3 + \\ + 0,0268 \eta (0,214 + 1,57 c^2 - 2,33 c^3)]. \quad (2,34)$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:

$$c = \frac{h_0}{H}; \quad (2,35)$$

$$c_2 = 1 + \eta \frac{kH}{\mu l^2} \cdot t = 1 + \frac{\omega}{\mu H} t; \quad (2,36)$$

$$c_3 = 0,5 \left(c + \frac{c_2^2}{\sqrt{c_2^2 - c^2}} \arccos \frac{c}{c_2} \right); \quad (2,37)$$

$$\eta = \frac{\omega}{k} \cdot \frac{l^2}{H^2}; \quad (2,38)$$

l — предел распространения депрессионной поверхности, считая от контура совершенной траншеи на момент времени t , м;

μ — коэффициент водоотдачи;

ω — питание сверху (инфильтрация), $\text{м}^3/\text{час} \cdot \text{м}^2$;

t — время, час. (от начала откачки);

h_0 — постоянный уровень воды на контуре траншеи, м;

H — первоначальный уровень воды (от водоупора), м;

q_t — дебит совершенной траншеи на 1 пог. м в момент времени t от начала откачки, $\text{м}^3/\text{час}$;

$\sum q_t$ — общий расход траншеи на 1 пог. м за время t , м.

Пользоваться приведенными формулами следует, задаваясь различными величинами времени t или предела распространения депрессионной поверхности l .

Пример. Определить дебит траншеи при распространении депрессионной поверхности на расстояние $l=200,0$ м от нее. Задано: $k=10 \text{ м/сут}=0,416 \text{ м/час}$; $\mu=0,21$; $\omega=0,0004 \text{ м}^3/\text{час}$ на 1 м^2 ; $h_0=0$; $H=8,0$ м.

Определяем вспомогательные величины для $l=200$ м:

по (2,35)

$$c = \frac{0}{8,0} = 0;$$

по (2,38)

$$\eta = \frac{0,00004}{0,416} \cdot \frac{200^2}{8^2} = 0,06.$$

Время распространения депрессионной поверхности на расстояние $l=200$ м
по (2,34)

$$t = \frac{0,21 \cdot 200^2}{0,416 \cdot 8} (0,107 + 0,0268 \cdot 0,06 \cdot 0,214) = 270 \text{ час.} \approx 11 \text{ сут.}$$

Соответствующий дебит на 1 поз. м. дрены по (2,32)

$$q_t = \frac{0,416 \cdot 8^2}{200} \cdot 1,006^2 = 0,134 \text{ м}^3/\text{час},$$

где по (2,36)

$$c_2 = 1 + \frac{0,00004}{0,21 \cdot 8,0} \cdot 270 = 1,006.$$

ГЛАВА III

РАСЧЕТ ОСУШЕНИЯ (ИСТОЩЕНИЯ) ВОДОНОСНОГО ГОРИЗОНТА СИСТЕМАТИЧЕСКИМ ВЕРТИКАЛЬНЫМ ДРЕНАЖЕМ

§ 9. Исходные предпосылки

При разработке обводненных месторождений полезных ископаемых обычно производится предварительное осушение пород путем проведения дренажных работ, т. е. сооружения различного типа специальных систем, обеспечивающих захват и отвод подземных вод. Во многих случаях основой таких систем являются взаимодействующие вертикальные трубчатые колодцы. При их совместной откачке происходит постепенное понижение уровня подземных вод. Целью такой откачки обычно является понижение уровня вод до нуля, т. е. полное истощение водоносного горизонта на участке горных разработок.

Требования, предъявляемые к осушению водоносных горизонтов при разработке обводненных месторождений, можно кратко сформулировать так: достижение необходимого осушения в кратчайший срок при наименьшей затрате материально-технических ресурсов.

На практике пришли (в значительной мере ощупью) к решению вопроса путем расположения на осушаемой площади сети водозаборов — осушительных устройств, размещенных рядами. Эту систему расположения вертикальных водозаборов (осушительных устройств) мы и называем *систематическим вертикальным дренажем*.

Количество осушительных устройств (следовательно, и расстояния между ними) определяется на основании элементарных расчетов и корректируется в натуре. Очередность ввода в действие осушительных устройств и режим их работы обычно в расчетах не учитываются. В действительности же сначала включаются в действие осушительные устройства на части площади, предназначенной для осушения, а затем, по мере создания других осушительных устройств, ими охватываются все новые и новые площади. Так как практически ввод в действие новых таких устройств проис-

ходит на протяжении всего периода производственной деятельности горного предприятия, то получается, что постоянно функционирует различное количество осушительных устройств: новые включаются в работу, старые постепенно перестают действовать в связи с истощением водоносного горизонта в районе их расположения.

Таким образом, систематический вертикальный дренаж работает в очень сложных гидродинамических условиях. Понятно, что рассматриваемый случай применения группового вертикального водозабора может быть интерпретирован математически лишь в условиях упрощения и схематизации происходящих явлений.

Переходя к рассмотрению условий схематизации работы осушительных устройств, подчеркнем, что мы будем рассматривать частный случай применения вертикального систематического дренажа, когда на осушаемой площади размещено постоянное количество одновременно работающих водозаборов (рис. 8) одинакового типа, действующих при равных понижениях уровня.

В этом случае водозаборы (осушительные устройства), расположенные по периметру осушаемого участка, принимают периферийный неустановившийся поток безнапорных подземных вод, направляющийся к осушаемой площади извне. Эти водозаборы назовем *периферийными* или *контурными*. При работе они захватывают большую часть внешнего притока подземных вод к осушаемой площади, а при известных условиях могут полностью оградить осушаемую площадь от притока извне.

Часть периферийного неустановившегося потока подземных вод может быть пропущена периферийными водозаборами на осушаемую площадь ввиду наличия между ними расстояний.

Водозаборы, расположенные на осушаемой площади (будем называть их *внутренними*), захватывают проникающую часть периферийного потока, а также воду, составляющую статический запас осушаемой площади и динамический приток атмосферных, поверхностных и подземных вод, инфильтрующихся непосредственно на самой осушаемой площади.

При значительном количестве одновременно действующих внутренних водозаборов, расположенных в разных рядах, разница в условиях работы их сравнительно невелика, и, решая задачу в

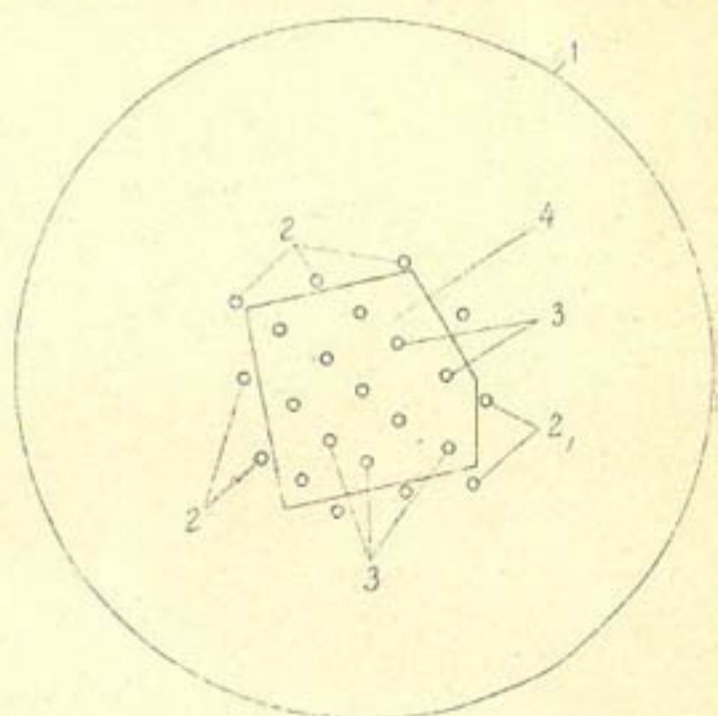


Рис. 8. Схема размещения водозаборов систематического вертикального дренажа на осушаемой площади (план): 1—круговой контур питания; 2—контурные водозаборы; 3—внутренние водозаборы; 4—осушаемая площадь.

первом приближении, можно принять одинаковые условия работы для всех внутренних водозаборов, т. е. решать задачу для среднего из них. В этом случае каждый внутренний водозабор должен захватывать одинаковую с другими часть статических запасов осу-

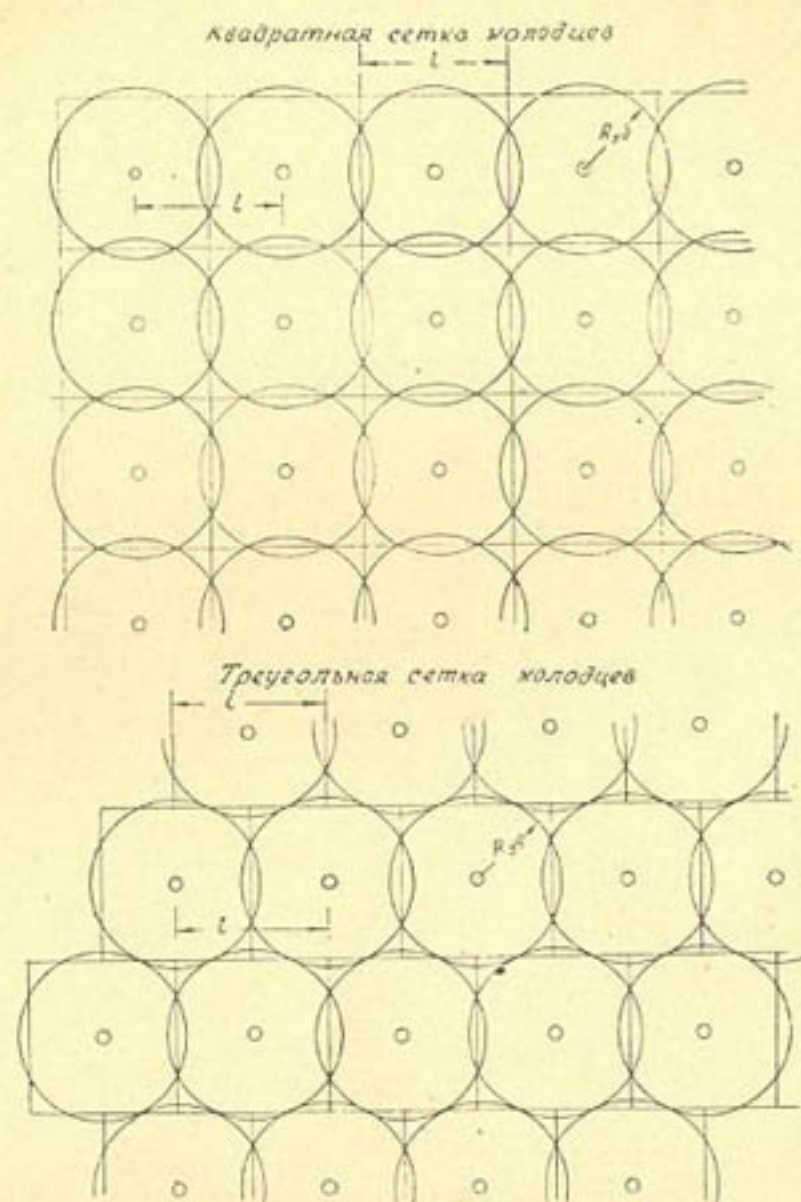


Рис. 9. Схема расположения внутренних водозаборов (колодцев), размещенных по квадратной и треугольной сеткам (план). Радиус удельной площади дренажа $R_{уд} = \sqrt{\frac{l^2}{3,14}}$, где l — расстояние между колодцами.

шаемой площади, а также равные доли общего динамического притока к ней.

Итак, внутренние водозаборы действуют в одинаковых условиях (рис. 9). Если мысленно представить себе линии, проведенные через середины расстояний между водозаборами, то они являются нейтральными, т. е. линиями раздела.

Из точек водоносного горизонта, расположенных по разные стороны от этих линий, вода движется к разным водозаборам; эти линии отделяют участки водоносного горизонта, тяготеющие к одному водозабору и осушаемые им. Такие участки по аналогии с соответствующим названием у Б. Б. Лапука [40] могут быть названы *удельной площадью дренажа*.

Поскольку каждая из удельных площадей дренажа внутренних водозаборов находится в одинаковых условиях, при решении вопроса об изменении во времени дебита водозабора можно ограничиться рассмотрением осушения одним водозабором участка водоносного горизонта, площадь которого равна удельной площади дренажа и имеет в плане форму круга (рис. 9).

В такой постановке задача об истощении водоносного горизонта взаимодействующими водозаборами может быть сведена к таким двум задачам:

1) о расширении депрессионной поверхности вокруг осушаемой площади за счет взаимодействующих контурных водозаборов, расположенных по ее контуру;

2) об истощении одним водозабором замкнутого водоносного горизонта, имеющего в плане форму круга и по площади равного удельной площади дренажа.

Первая задача сводится к отысканию параметров неустановившегося безнапорного потока подземных вод к группе взаимодействующих вертикальных водозаборов: радиального — при расположении водозаборов по контуру, близкому к окружности; плоскому — при расположении водозаборов по контуру, значительно вытянутому в плане.

Контуром питания неустановившегося потока будет линия смыкания расширяющейся депрессионной поверхности с поверхностью естественного потока подземных вод; с течением времени этот контур будет удаляться от ряда водозаборов.

Контуром стока внешнего неустановившегося потока можно считать либо ряд контурных водозаборов, либо ближайший к контурным ряд внутренних водозаборов.

Вторая задача требует рассмотрения более сложного случая, ибо развитие неустановившегося движения при действии внутреннего водозабора происходит тремя фазами.

Первая фаза неустановившегося движения имеет место при распространении зоны депрессии от колодца к контуру питания; она всегда бывает в начале откачки и развивается беспрепятственно, пока депрессия не достигнет контура питания водоносного горизонта. При практически неограниченном количестве воды в области питания (например, в реке) неустановившееся движение может стать установившимся.

Если же возможности действительной области питания ограничены и происходит понижение уровней на контуре питания или же, как в нашем случае, депрессия достигает условного контура, то неустановившееся движение переходит во вторую фазу. Эта фаза связана с понижением уровня воды на контуре питания (или на непроницаемом контуре), т. е. со сработкой статических запасов, истощением водоносного горизонта.

Минимальный уровень на контуре питания (или на непроницаемом контуре) должен быть равен нулю, ибо только в этом случае будет полностью истощен водоносный горизонт. Если бы при

этом была соблюдена горизонтальность водоупора, то, очевидно, и в колодце уровень воды также был бы равен нулю.

В действительности водоупорное ложе водоносного горизонта редко бывает горизонтальным — оно обычно имеет более или менее сложный рельеф с отдельными поднятиями и погружениями.

В связи с этим в заключительный этап неустановившегося движения, когда понижающийся уровень грунтовых вод приближается к водоупору, уменьшится удельная площадь дренажа, сократится радиус питания колодцев, что связано с наклоном водоупора.

Этот момент соответствует третьей, заключительной фазе неустановившегося движения. На протяжении третьей фазы происхо-

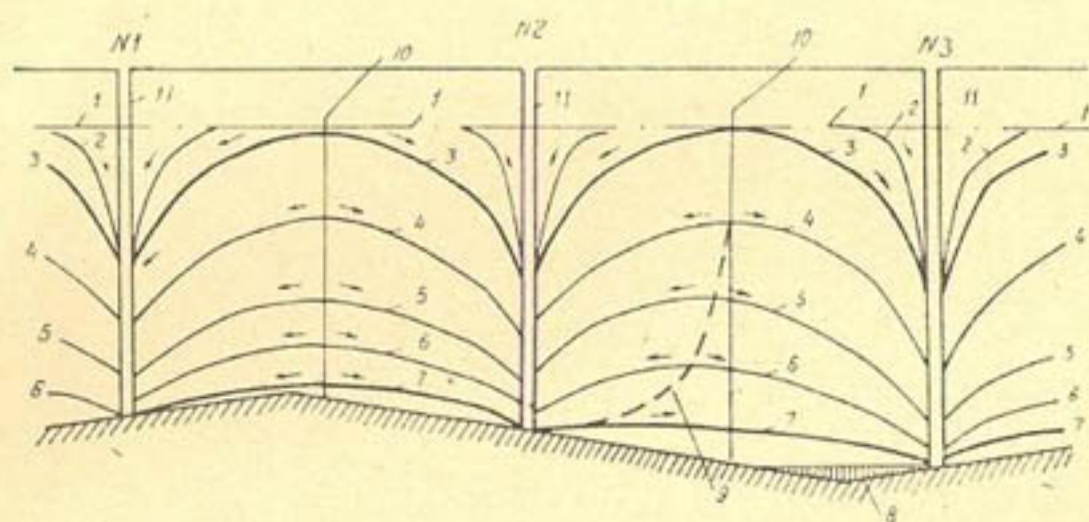


Рис. 10. Схема развития неустановившегося движения при истощении водоносного горизонта систематическим вертикальным дренажем: 1—начальный уровень грунтовых вод; 2—7—понижение депрессионной поверхности при осушении в разных фазах; 3—момент окончания первой и начала второй фазы неустановившегося движения; 7—момент окончания второй и начала третьей фазы неустановившегося движения; 8—неосушенная порода; 9—водораздельная линия; 10—условная непроницаемая граница; 11—колодцы.

дит стягивание воды к колодцу, сопровождающееся постепенным уменьшением радиуса питания его; этот процесс заканчивается полным осушением удельной площади дренажа.

Положение зеркала грунтовых вод всех трех фаз неустановившегося движения схематически изображено на рис. 10, где видно также, что возможно наличие остаточного неосушенного слоя безнапорных вод, расположенного в отдельных замкнутых котловинах водоупора, ниже горизонта водозабора.

Ввиду разных условий притока воды к колодцу на протяжении каждой фазы при гидромеханическом исследовании процесса следует отдельно рассматривать каждую фазу.

При рассмотрении поставленных задач мы принимаем также следующие, обычные в гидромеханике, ограничения:

- а) струйки потока слабо наклонены к горизонту;
- б) движение воды подчиняется линейному закону фильтрации (закон Дарси);
- в) наличие прыжка уровней на контуре колодца не учитывается.

§ 10. Выбор граничных условий для решения задач

Начальным условием для решения поставленных задач является горизонтальное или слабо наклоненное положение зеркала грунтовых вод. Кроме начального, для решения задач требуется наличие граничных краевых условий, характеризующих изменение уровня и дебита на контурах колодца и питания, соответствующих условиям в натуре.

Краевые условия на контуре колодца могут быть следующими:

а) уровень в колодце в начале откачки сразу снизится до определенной величины и в дальнейшем будет постоянным (условие $h_0 = \text{const}$). Дебит колодца Q_p при этом будет сначала максимальным, а с течением времени он уменьшится, т. е. $Q_p = f(t)$;

б) дебит колодца будет постоянным (условие $Q_p = \text{const}$); при действии колодца будет происходить постепенное понижение уровня у колодца h_0 , т. е. $h_0 = f(t)$.

Условие $h_0 = \text{const}$ будет иметь место при свободном истечении воды из колодца, как, например, в сквозных и забивных фильтрах или поглощающих колодцах. В этом случае в колодце установится минимальный уровень, возможный в данных гидрогеологических условиях.

Условие $Q_p = \text{const}$ будет иметь место при откачке воды из колодца насосом с постоянной производительностью $Q_n = Q_p$. Выбор насоса Q_n должен быть сделан только для конкретных параметров водоносного горизонта.

Краевые условия на контуре питания для каждой фазы неустановившегося движения иные. На протяжении первой фазы неустановившегося движения уровень на контуре питания будет постоянным: $h_k = H = \text{const}$. На протяжении второй фазы этот уровень уменьшается от H до некоторой минимальной величины, зависящей от рельефа водоупорного ложа водоносного горизонта и характеризующей момент окончания второй фазы неустановившегося движения и начала третьей его фазы. Третья фаза неустановившегося движения характеризуется уровнем воды на контуре питания, равным нулю, и постепенным стягиванием обводненного контура.

1. Краевые условия для [внутренних колодцев]

При предварительном горном осушении ставится общая задача получения максимального количества воды из каждого внутреннего осушительного устройства, т. е. истощения водоносного горизонта на участке разработок в заданные сроки.

Решение этой общей задачи лимитируется до некоторой степени способами отвода воды из осушительного устройства.

Если отвод воды происходит самотеком (например, сквозные и забивные фильтры, поглощающие колодцы) или при помощи приспособлений, которые могут легко пропустить разные расходы (например, вакуумфильтры, иглофильтры), то может быть принято условие $(h_0)_{\text{мин}} = \text{const}$. При этом дебит осушительного устройства будет уменьшаться со временем и стремиться к нулю,

достижимый уклон поверхности подземного потока у водозабора $I_{\text{макс}} = 1$. При таком допущении Е. П. Емельяновой удалось получить зависимости, характеризующие изменение минимально достижимого уровня (динамического) в колодцах и горизонтальных дренах $(h_0)_{\text{мин}}$ в зависимости от геометрических элементов безнапорного подземного потока.

На рис. 13 приведен график зависимости $(h_0)_{\text{мин}} = f(L_0)$, где L_0 — расстояние до контура питания совершенной горизонтальной дрены (траншеи). Из графика следует, что минимальное понижение уровня у стенки траншеи невелико при небольшом расстоянии до контура питания, но уже при $L_0 = 10H$ минимальный уровень у дрены будет менее $0,1H$. Иная картина получается для колодцев (рис. 14), где $(h_0)_{\text{мин}}$ зависит не только от расстояния до контура питания R_0 , но и весьма существенно от радиуса колодца r_0 .

Из приведенного графика ясно, что при наиболее распространенных буровых колодцах радиусом $r_0 \leq 0,1 \text{ м}$ (т. е. примерно $r_0 \leq 0,5H$) и небольшой величине радиуса питания $(h_0)_{\text{мин}}$ близко к H .

Е. П. Емельянова указывает, что минимальный уровень в колодце весьма значительно уменьшается при увеличении R_0 (при $R_0 = \infty$ будет $(h_0)_{\text{мин}} = 0$), но для колодцев малого диаметра (буровых)

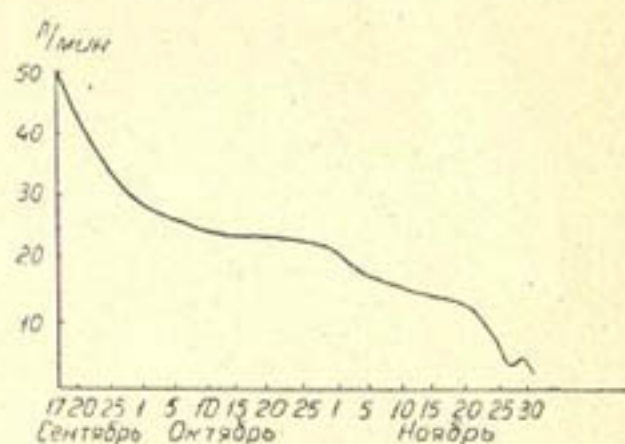


Рис. 12. График изменения во времени дебита забивного фильтра № 4 в буроугольной шахте.

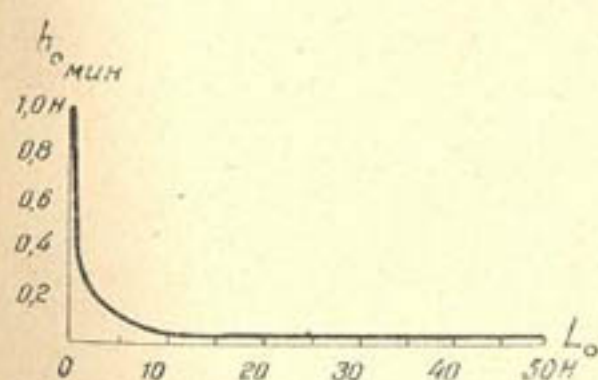


Рис. 13. График зависимости минимального уровня воды при действии совершенной горизонтальной дрены (траншеи) $(h_0)_{\text{мин}}$ от расстояния до контура питания L_0 (по Е. П. Емельяновой); H — мощность водоносного горизонта; L_0 — предел питания.

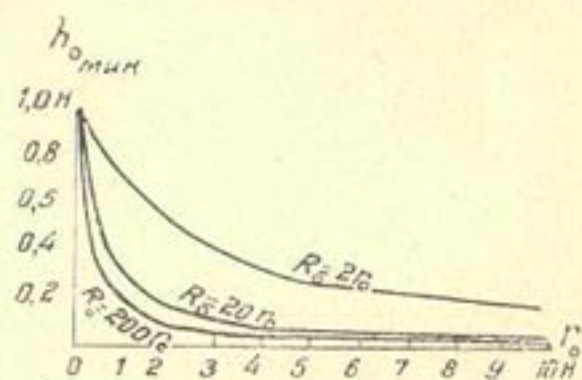


Рис. 14. График зависимости минимального уровня воды при действии совершенного колодца $(h_0)_{\text{мин}}$ от радиуса колодца r_0 и радиуса питания R_0 (по Е. П. Емельяновой); H — мощность водоносного горизонта.

она устанавливает наибольшее достижимое понижение уровня — $0,5H$.

Исходя из приведенных практических и теоретических данных для колодцев небольшого диаметра (трубчатых), можно принять, что в начальный момент, когда контур питания расположен близ-

ко, $(h_0)_{\min} = 0,5H$. При расширении депрессионной поверхности и тем более при понижении уровня на контуре питания $(h_0)_{\min}$ будет постепенно уменьшаться, и в конце периода действия колодца уровень воды h_0 приблизится к нулю.

Вследствие этого принимаем такие краевые условия на контуре внутреннего колодца для случая $h_0 = f(t)$:

... первая фаза на протяжении времени T_1

$$h_0 = 0,5H = \text{const}; \quad (3,1)$$

вторая фаза на протяжении времени T_2

$$h_0 = 0,5H \div 0, \quad (3,2)$$

где T_1, T_2 — продолжительность первой и второй фаз периода осушения.

Минимальный уровень на контуре питания внутренних колодцев при условии горизонтального водоупора, как это принято нами, должен быть равен $(h_n)_{\min}$, ибо только в этом случае будет осушен водоносный горизонт. Между тем, если h_n стремится к нулю, то время осушения будет стремиться к бесконечности. Поэтому необходимо найти такую величину $(h_n)_{\min}$, которая соответствовала бы реальным условиям осушения.

В действительности водоупорное ложе водоносного горизонта редко бывает горизонтальным. В реальных условиях смежные колодцы расположены в разных местах наклонного водоупора (см. рис. 10). Например, колодец 3, расположенный ниже по уклону водоупора, будет частично получать воду с удельной площади дренажа колодца 2. В конце периода осушения, когда уровень между колодцами будет близок к отметке дна колодца 2, вся вода направится к колодцу 3, а колодец 2 в это время прекратит работу.

Таким образом, получается, что колодец не будет работать при значениях $(h_n)_{\min}$, близких к нулю.

У колодца 3 (см. рис. 10), расположенного в замкнутой котловине водоупора, развивается далее третья фаза неустановившегося движения; условия поступления воды в колодец улучшаются в результате уменьшения радиуса области питания.

Исходя из сказанного, а также имея в виду, что при гидрогеологических расчетах вводится средняя мощность водоносного горизонта H , которая в действительности колеблется в известных пределах, можно принять для внутренних колодцев $(h_n)_{\min} = pH$, где $p > 0$.

Определить абсолютное значение p удобнее всего, если исходить из условий рельефа водоупорного ложа водоносного горизонта, приняв pH равным средней величине превышения водоупорного ложа на контуре питания над водоупорным ложем на контуре колодца.

Тогда краевые условия на контуре питания будут:

первая фаза

$$h_n = H = \text{const}; \quad (3,3)$$

вторая фаза

$$h_n = H \div pH; \quad (3,4)$$

$$p = \frac{\Delta h}{H}, \quad (3,5)$$

где Δh — средняя разность отметок водоупорного ложа на контурах питания и колодца.

При таких краевых условиях для внутренних колодцев исключается из расчета сравнительно небольшое количество воды, поступающее в колодцы в самом конце периода осушения на протяжении третьей фазы неустановившегося движения.

Задача выбора производительности насоса может быть решена только для конкретных параметров водоносного горизонта методом постепенных приближений. При этом может быть принято условие средней производительности насоса за весь период осушения $Q_n^T = \text{const}$, либо условие средней производительности за отдельные части всего периода $t_1, t_2, \dots$, т. е. $Q_{n_1} = \text{const}$ за период $0 - t_1$, $Q_{n_2} = \text{const}$ за период $t_1 - t_2$ и т. д.

2. Краевые условия для контурных колодцев

Контурные колодцы предназначаются для ограждения осушаемой площади от внешнего притока. На протяжении всего периода осушения контурные колодцы работают в условиях первой фазы неустановившегося движения, тогда как внутренние колодцы на протяжении этого времени проходят через все три фазы.

В период времени, соответствующий для внутренних колодцев первой фазе, как внутренние, так и контурные колодцы работают обособленно, причем последние получают питание с двух сторон — внешней и внутренней — по отношению к контуру осушаемой площади.

Когда внутренние колодцы действуют во второй фазе и начинается общее понижение уровней на осушаемой площади, контурные колодцы продолжают работу в условиях первой фазы при дальнейшем расширении депрессионной поверхности. При этом, естественно, динамические уровни во внутренних колодцах, а также уровни на условных контурах их питания (между колодцами) будут понижаться быстрее, чем в контурных колодцах и между ними. Следовательно, часть внешнего потока подземных вод, направляющегося к контурным колодцам, будет проходить через ряд колодцев и направляться к ближайшему ряду внутренних. Этот ряд следует рассматривать как контур стока неустановившегося внешнего потока подземных вод.

Таким образом, для контурных колодцев необходимо установить краевые условия не только на контурах колодца и питания, но и на контуре стока.

Рассмотрим условия изменения уровней подземных вод на условном контуре стока, т. е. на линии внутренних колодцев; схематический разрез по линии колодцев представлен на рис. 10.

В начале второй фазы неустановившегося движения уровни по контуру стока изменяются по некоторой сложной кривой (рис. 10, линия 3—3), которая на контурах внутренних колодцев понижается до величины $0,5H$, а между ними располагается на высоте H . В дальнейшем на обоих контурах уровни понижаются, однако разница между ними нивелируется только к концу второй фазы неустановившегося движения. Имея в виду некоторое завышение той части внешнего неустановившегося потока, которая, минуя ряд контурных колодцев, притекает к контуру стока (это завышение послужит увеличению запаса надежности расчета внутренних колодцев), можно принять краевые условия на контуре стока аналогичными таковым на контуре внутреннего колодца.

С учетом всего сказанного для контурных колодцев принимаем следующие краевые условия:

а) на контуре колодца (для случая $h_0 = f(t)$ на протяжении времени T_{2+3})

$$h_0 = 0,5H \div 0, \quad (3,6)$$

где T_{2+3} — продолжительность второй и третьей фаз осушения для внутренних колодцев;

б) на контуре питания

$$h_n = H = \text{const при } R \rightarrow \infty, \quad (3,7)$$

где R — предел распространения депрессионной поверхности вокруг осушаемого участка;

в) на контуре стока на протяжении времени T_2

$$h_c = 0,5H \div 0. \quad (3,8)$$

§ 11. Расчет внутренних осушительных устройств

1. Общее выражение для расчета

Приведенная выше схема весьма сложных гидродинамических условий, в которых работают внутренние колодцы, привела нас к выводу о необходимости решения задачи об истощении одним несовершенным одиночным колодцем части водоносного горизонта, называемой удельной площадью дренажа, которая имеет в плане форму круга определенного радиуса.

При истощении такого горизонта колодец должен захватить не только все динамические запасы, притекающие к удельной площади дренажа, но и осушить регулировочные и статические запасы подземных вод с этой площади. Условия захвата подземных вод для такого случая характеризуются балансовым уравнением (1,3).

Существующие математические зависимости позволяют при расчетах одиночных колодцев порознь учитывать такие факторы, как несовершенство колодцев и наличие неустановившегося движения.

Громоздкость некоторых зависимостей приводит к тому, что часто при выполнении практических расчетов многие факторы вообще не учитываются; зачастую затруднителен также выбор подходящих формул.

В целях унификации и упрощения расчетов нами изучены имеющиеся математические формулы под углом зрения использования их для непосредственного получения расчетных величин при совместном учете указанных выше факторов.

Принимая во внимание точность исходных расчетных данных (коэффициент фильтрации, мощность водоносных горизонтов и т. д.), мы руководствовались стремлением получить достаточно простую формулу, которая обеспечивала бы точность вычислений результативных величин в пределах 10 — 15%.

При таком подходе в первом приближении был принят принцип независимости влияния каждого из факторов, поддающихся математическому учету, на дебит колодца.

Принимая, что в условиях неустановившегося движения безнапорных подземных вод действует неизменное число одностипных несовершенных колодцев, можно предложить следующие общие выражения для расчета одного внутреннего колодца:

$$T = \frac{1}{24} \cdot \frac{V_{p.z} + V_{c.z} + \Sigma q_{\text{сум}}^T}{Q_p}; \quad (3,9)$$

$$Q_p = \alpha Q_{\text{ср}}^T. \quad (3,10)$$

Здесь T — расчетное время осушения, сут.;

$V_{p.z}$ — регулировочные запасы подземных вод удельной площади дренажа, м^3 ;

$V_{c.z}$ — статические запасы подземных вод удельной площади дренажа, м^3 ;

$\Sigma q_{\text{сум}}^T$ — суммарный динамический приток к удельной площади дренажа за время T ;

Q_p — расчетный дебит колодца, $\text{м}^3/\text{час}$;

$\alpha = \frac{Q_{\text{н}}}{Q_0}$ — коэффициент совершенства¹, т. е. отношение дебита одиночного несовершенного колодца $Q_{\text{н}}$ к дебиту одиночного совершенного колодца при радиальном притоке Q_0 и прочих равных условиях;

$Q_{\text{ср}}^T$ — средний за период осушения T дебит одиночного совершенного колодца в условиях неустановившегося движения безнапорных подземных вод и радиального притока в пределах удельной площади дренажа, $\text{м}^3/\text{час}$.

Предлагаемые расчетные формулы весьма далеки от теоретической безукоризненности. Во-первых, они не учитывают ряда факторов, весьма существенно влияющих на дебит колодца. Во-вторых, компоненты, входящие в формулу, определяются независимо друг от друга.

Поэтому формула (3,10) должна рассматриваться как весьма приближенная, тем более что дебит водозаборов вычисляется для средних значений коэффициента фильтрации и мощности водоносных пород, которые сами по себе приближенные.

¹ Впервые введен М. М. Глоговским.

По сравнению с существующими формулами для расчета систематического вертикального дренажа предлагаемые общие выражения обладают тем преимуществом, что учитывают три новых фактора, существенно влияющих на дебит водозаборов, — несовершенство их, условия питания и неустановившееся движение подземных вод. Структура выражений (3,9) и (3,10) такова, что точность их автоматически возрастает одновременно с разработкой более совершенных способов вычисления отдельных их компонентов. В дальнейшем возможен также учет других факторов, влияющих на дебит водозаборов, путем введения в выражение (3,10) новых коэффициентов.

2. Основные расчетные формулы

Средний дебит колодца $Q_{\text{ср}}^T$ по выражению (3,10) есть его дебит за время осушения T , равное продолжительности всех фаз неустановившегося движения на удельной площади дренажа.

Определить эти величины можно, рассматривая задачу отдельно для каждой фазы неустановившегося движения, ибо каждая из них характеризуется другими краевыми условиями.

Очевидно, средний дебит колодца в каждой фазе неустановившегося движения можно получить путем деления всего количества воды, захваченного колодцем в данную фазу, на продолжительность последней.

Эти величины могут быть определены методом конечных величин, а также по формулам, выведенным проф. Ю. Д. Соколовым.

Выше, в § 7, приведены приближенные формулы Ю. Д. Соколова для первой фазы неустановившегося движения радиального безнапорного потока подземных вод. Аналогично им получены приближенные формулы для второй фазы.

Решение задачи для третьей фазы неустановившегося движения еще не получено.

Приближенные формулы Ю. Д. Соколова для расчета основных параметров — продолжительности первой и второй фаз неустановившегося движения и среднего дебита за время каждой фазы, — полученные указанным ранее способом, приведены ниже.

Следует заметить, что расчетные формулы Ю. Д. Соколова для второй фазы неустановившегося движения, полученные при $h_0 > 0$, крайне громоздки и не удобны для расчетов, тогда как при $h_0 = 0$ они сильно упрощаются.

Между тем произведенный анализ показал, что расчетные параметры (T , Q и др.) изменяются примерно пропорционально уровню в начальном сечении h_0 . На протяжении второй фазы неустановившегося движения последний меняется неравномерно и притом уменьшается более интенсивно в начале фазы, так что средний динамический уровень h_0 на ее протяжении, повидимому, будет меньше $0,25H$.

Поскольку этот вопрос исследован недостаточно, исходя из условий удобства анализа, вместо граничного условия (3,2) принимаем

$$h_0 = 0 = \text{const.} \quad (3,2a)$$

Такое допущение приведет к некоторому уменьшению расчетной продолжительности второй фазы, но существенно упростит формулы.

При принятых краевых условиях для внутренних колодцев приближенные формулы Ю. Д. Соколова примут вид, указанный ниже.

Условие $Q_p = f(t)$. Для первой фазы неустановившегося движения и граничных условий $h_0 = 0,5H = \text{const}$ при r_0 ; $h_k \approx H = \text{const}$ при $R_0 = R_{уд}$ имеем:

$$T_1 = \frac{0,125\mu R_{уд}^2}{kH} \left[1 - \frac{0,69\varepsilon_{i1}(4,6 \lg \Lambda)}{\Lambda^2} + 0,042\eta\Lambda^2 \left(1 + \frac{0,38}{\lg \Lambda} \right) \right]; \quad (3,11)$$

$$Q_{ср}^{T_1} = \frac{1,02kH^2}{\lg \Lambda} \times \\ \times \frac{1 + \frac{0,287}{\lg \Lambda} + 0,206\eta\Lambda^2 \left(1 + \frac{0,164}{\lg \Lambda} \right)}{1 - \frac{0,69\varepsilon_{i1}(4,6 \lg \Lambda)}{\Lambda^2} + 0,042\eta\Lambda^2 \left(1 + \frac{0,38}{\lg \Lambda} \right)}. \quad (3,12)$$

Пределы применения формул

$$\eta\Lambda^2 < 3. \quad (3,13)$$

Для второй фазы неустановившегося движения и граничных условий $h_0 = 0 = \text{const}$ при r_0 ; $h_k = H \div pH$ при $R_0 = R_{уд}$ имеем:

$$T_2 = \frac{2,3\mu R_{уд}^2}{kH} \lg \Lambda \left[\left(\frac{1}{p} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{p^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg \Lambda} \right) 0,77\eta\Lambda^2 \lg \Lambda \right]; \quad (3,14)$$

$$Q_{ср}^{T_2} = \frac{1,37kH^2}{\lg \Lambda} \times \\ \times \frac{(1-p) \left[1 - \frac{0,054}{\lg \Lambda} + \frac{2,3\eta\Lambda^2 \lg \Lambda}{p} \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) \right]}{\left(\frac{1}{p} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) + \left(\frac{1}{p^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg \Lambda} \right) 0,77\eta\Lambda^2 \lg \Lambda}. \quad (3,15)$$

Пределы применения формул

$$\eta < \frac{0,436p^2}{\Lambda^2 \lg \Lambda}. \quad (3,16)$$

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:

$$\text{безразмерные коэффициенты} \begin{cases} \Lambda = \frac{R_{уд}}{r_0}; \\ \eta = \frac{q'_{пл}}{k} \cdot \frac{r_0^2}{H^2}; \end{cases} \quad (3,17)$$

$$(3,18)$$

T_1 и T_2 — продолжительность первой и второй фаз неустановившегося движения, час.;

$Q_{\text{ср}}^{T_1}$ и $Q_{\text{ср}}^{T_2}$ — средний дебит одиночного совершенного колодца при первой и второй фазах неустановившегося движения, $\text{м}^3/\text{час}$;

k — коэффициент фильтрации, $\text{м}/\text{час}$;

μ — коэффициент водоотдачи;

$q'_{\text{пл}}$ — приток по площади (инфильтрация), $\text{м}^3/\text{час}$ на 1 м^2 ;

H — начальная мощность водоносного горизонта на границе удельной площади дренажа, м .

Для того чтобы при расчете было учтено срабатывание не только статических, но и регулировочных запасов подземных вод, величину H необходимо понимать как полную среднюю мощность водоносного горизонта для периода наиболее высокого стояния уровней подземных вод;

$R_{\text{уд}}$ — радиус удельной площади дренажа круглой формы, м ;

r_0 — радиус колодца, м ;

p — коэффициент, учитывающий рельеф поверхности водоупорного ложа и минимальный остаточный уровень воды в конце второй фазы неустановившегося движения;

ε_i — знак действительной части интегрального экспоненциала (табулированную функцию см. таблицу Шпильрейна [80]).

У с л о в и е¹ $Q_p = Q_n = \text{const}$. Для первой фазы неустановившегося движения и граничных условий $Q_p = Q_n = \text{const}$ при r_0 ; $h_k = H = \text{const}$ при $R_0 = R_{\text{уд}}$ имеем:

$$T_1 = \frac{0,25\mu R_{\text{уд}}^2}{kH} \left[1 - \frac{1,57q'_{\text{пл}}R_{\text{уд}}^2}{Q_n} \left(1 + \frac{0,22}{\lg \Lambda} \right) \right]; \quad (3,19)$$

$$h_0 = \frac{\sqrt{1 - \frac{0,73Q_n \lg \lambda}{kH^2} + \eta \lambda^2}}{H}. \quad (3,20)$$

Пределы применения формул

$$\eta \leq \frac{1 - c_1^2}{2,3\Lambda^2 \lg \Lambda}, \quad (3,21)$$

где

$$c_1 \approx \sqrt{1 - \frac{0,73Q_n \lg \lambda}{kH^2}}. \quad (3,22)$$

Для второй фазы неустановившегося движения и граничных условий $Q_p = Q_n = \text{const}$ при r_0 ; $h_k = H \div pH$ при $R_0 = R_{\text{уд}}$ имеем:

¹ Формулы получены методом последовательной смены стационарных состояний.

$$T_2 = \frac{3,14 R_{уд}^2 H}{Q_n} (1 - p) \left[1 + \frac{0,08 Q_n}{p k H^2} + \right. \\ \left. + 0,125 \eta \Lambda^2 \left(\frac{25,2 k H^2}{Q_n} - \frac{1 - \frac{0,22}{\lg \Lambda}}{p^2} \right) \right]; \quad (3,23)$$

$$\left(\frac{h_0}{H} \right)^4 - \left(\frac{h_0}{H} \right)^2 + \left(\frac{0,73 Q_n}{k H^2} \lg \Lambda - 0,5 \eta \Lambda^2 \right) = 0. \quad (3,24)$$

Предел применения формул

$$\eta < \frac{Q_n}{3,14 k H^2 \Lambda^2}. \quad (3,25)$$

В формулах (3,19) — (3,25) Q_n обозначает производительность насоса, $м^3/час$; $\lambda = \frac{r}{r_0}$, где $r_0 < r < R_{уд}$; остальные обозначения смотри выше.

По формулам Ю. Д. Соколова были произведены расчеты при большом диапазоне исходных величин, удовлетворяющих указанным выше пределам, а именно: коэффициент фильтрации 0,61—8,16 $м/сут$; мощность водоносного горизонта 5—40 $м$; радиус удельной площади дренажа от 10 до 56 $м$; коэффициент водоотдачи 0,045—0,26; инфильтрация 0,00018—0,0005 $м^3/сут$ на 1 $м^2$; коэффициент, учитывающий рельеф поверхности водоупорного ложа, — 0,1.

Расчеты показали, что продолжительность первой фазы неустановившегося движения составляет не более 1% продолжительности второй фазы. Поэтому для практических расчетов можно пренебречь наличием первой фазы неустановившегося движения (что дает ошибку не более 1%) и принять продолжительность времени осушения T и средний дебит за время осушения $Q_{ср}^T$ равными продолжительности времени осушения T и среднему дебиту $Q_{ср}^{T_2}$ для второй фазы неустановившегося движения¹.

Таким образом, расчетными формулами будут: для условия $Q_p = f(t)$ — формулы (3,14) и (3,15); для условия $Q_p = const$ — формулы (3,23) и (3,24) в границах, определяемых выражениями (3,16) и (3,25).

При помощи перечисленных формул решается задача неустановившегося притока безнапорных подземных вод к одиночному совершенному колодцу с учетом срабатывания регулировочных и статических запасов, а также притока от инфильтрации на удельной площади дренажа $q_{пл}$.

Однако, кроме запаса воды на удельной площади дренажа и притока от инфильтрации на этой площади, между отдельными внутренними колодцами должна быть распределена та часть внеш-

¹ Это допущение может быть изменено после получения расчетных формул для третьей фазы неустановившегося движения.

него динамического притока ко всей осушаемой площади, которая „проскакивает“ через ряд контурных колодцев. Поэтому вместо $q_{пл}$ необходимо в формулы ввести величину удельного приведенного притока $q'_{пр}$:

$$q'_{пр} = q'_{пл} + q'_{вн} (1 - \delta), \quad (3,26)$$

где $q'_{вн}$ — удельный внешний приток к осушаемой площади, $м^3/час$ на $1 м^2$ осушаемой площади;

δ — коэффициент заслона, показывающий, какая часть удельного внешнего притока к осушаемой площади захватывается контурными водозаборами (расположенными по контуру осушаемой площади), т. е. не поступает на осушаемую площадь.

В связи с этим должен измениться безразмерный коэффициент η , который вместо (3,18) следует обозначить так:

$$\eta' = \frac{q'_{пр}}{k} \cdot \frac{r_0^2}{H^2}. \quad (3,27)$$

Приведенные выше формулы (3,14), (3,15), (3,23) и (3,24) пригодны для расчетов совершенных колодцев. При несовершенных колодцах, исходя из общих выражений (3,9) и (3,10), необходимо ввести поправку в виде коэффициента α на несовершенство.

Окончательные расчетные формулы будут иметь следующий вид: для условия $Q_p = f(t)$ в пределах, указанных выражением (3,16), где η следует заменить η' ,

$$T = \frac{2,3\mu R_{уд}^2}{kH} \lg \Lambda \left[\left(\frac{1}{p} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) + \left(\frac{1}{p^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg \Lambda} \right) 0,77 \eta' \Lambda^2 \lg \Lambda \right] \frac{1}{\alpha}; \quad (3,28)$$

$$Q_p = \frac{1,37kH^2}{\lg \Lambda} \times \\ \times \frac{(1-p) \left[1 - \frac{0,054}{\lg \Lambda} + \frac{2,3\eta' \Lambda^2 \lg \Lambda}{p} \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) \right]}{\left(\frac{1}{p} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg \Lambda} \right) + \left(\frac{1}{p^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg \Lambda} \right) 0,77 \eta' \Lambda^2 \lg \Lambda} \alpha; \quad (3,29)$$

для условия $Q_p = Q_n = \text{const}$ в пределах, указанных выражением (3,25), в котором η следует заменить η' ,

$$T = \frac{3,14\mu R_{уд}^2 H}{Q_n} (1-p) \left[1 + \frac{0,08Q_n}{pkH^2} + \right. \\ \left. + 0,125\eta' \Lambda^2 \left(-\frac{25,2kH^2}{Q_n} - \frac{1 - \frac{0,22}{\lg \Lambda}}{p} \right) \right] \cdot \frac{1}{\alpha}; \quad (3,30)$$

$$\left(\frac{h_0}{H}\right)^4 - \left(\frac{h_0}{H}\right)^2 + \left(\frac{0,73Q_n}{kH^2} \lg \Lambda - 0,5\eta' \Lambda^2\right) = 0. \quad (3,31)$$

Все обозначения в приведенных формулах см. в (3,14), (3,15), (3,23) и (3,24), за исключением безразмерного коэффициента η' , который определяется по (3,27).

3. Анализ формул и критерии для выбора коэффициента осушения

Математический анализ приведенных расчетных формул позволяет сделать ряд выводов.

Прежде всего отметим, что режим откачки мало влияет на время осушения: при откачке из колодца постоянного дебита (по условию $Q_p = Q_n = \text{const}$), равного среднему дебиту при свободном изливе (по условию $Q_p = f(t)$), расчеты по выражениям (3,28) и (3,30) во втором случае дали результаты на 5–14% больше, чем в первом¹.

Величина удельной площади дренажа, выражаемая ее радиусом $R_{уд}$, мало влияет на дебит водозабора, так как входит в расчетную формулу (3,29) под знаком логарифма, однако она связана квадратической зависимостью со временем осушения T [см. формулу (3,28)].

Изменение радиуса удельной площади дренажа, при прочих равных условиях, в общем несущественно отражается на величине расчетного дебита и, наоборот, вызывает изменение времени осушения, пропорциональное квадрату радиуса удельной площади дренажа.

Из этого следует чрезвычайно важный для практики вывод, что изменение расстояния между водозаборами обуславливает пропорциональное квадрату половины этого расстояния изменение времени осушения.

В приведенных формулах конец расчетного времени осушения определяется моментом, когда на контуре удельной площади дренажа будет уровень pH , где коэффициент p , учитывающий рельеф поверхности водоупорного ложа, может быть назван *коэффициентом осушения*, так как он, по сути, определяет количество воды, которое не вводится в расчет. Так, например, если принять $p = 0,1$, то это значит, что расчет времени осушения производится без учета воды, содержащейся на удельной площади дренажа, ниже поверхности, соответствующей уровню в водозаборе, равном $0,1H$, и уровню на контуре удельной площади дренажа, равном нулю. Подсчеты показывают, что при этом учитывается 95–96% статических запасов подземных вод, содержащихся на удельной площади дренажа, а 5–4%, которые осушаются на протяжении третьей фазы неустановившегося движения, не учитываются.

¹ Сопоставление производилось в обоих случаях для формул, полученных методом последовательной смены стационарных состояний.

При постоянной величине коэффициента осушения мощность водоносного горизонта H обратно пропорциональна времени осушения T [формула (3,28)] и связана обратной квадратической зависимостью с расчетным дебитом Q_p [формула (3,31)].

Если, например, сопоставить расчетные величины T и Q_p для двух горизонтов, мощность одного из которых в два раза больше второго (при прочих равных параметрах), то становится очевидным, что для осушения первого горизонта (статические запасы которого в два раза больше) потребуется в два раза меньше времени. Такой парадоксальный вывод показывает, что коэффициент осушения не может быть постоянным для всех водоносных горизонтов.

Действительно при $p=0,1$ в обоих случаях высота неосушенного слоя будет изменяться от 0 до 10% первоначального уровня водоносного горизонта, но абсолютная высота неосушенного слоя соответственно разнице первоначального уровня в первом случае будет вдвое больше, чем во втором, т. е. осушение неравноценное.

Указанное обстоятельство требует, чтобы при проведении расчетов по формулам (3,28) — (3,30) принималась величина p — соответственно рельефу водоупорного ложа того водоносного горизонта, для которого производится расчет, т. е. пользуясь выражением (3,7).

Вообще критерии для выбора коэффициента осушения p будут уточнены только после разработки математических формул для третьей фазы неустановившегося движения.

4. Расчет удельного приведенного притока к осушаемой площади

Удельным приведенным притоком мы назвали количество воды, которое притекает извне к единице площади осушаемого участка в единицу времени. Он складывается из удельного притока на осушаемой площади $q'_{п\lambda}$ и части полного внешнего притока к осушаемому участку, отнесенной ко всей площади осушаемого участка, которая не захвачена контурными колодцами.

Расчет удельного притока следует производить по выражению (3,26), отдельные компоненты которого определяются по формулам, указанным ниже.

Величину удельного притока на осушаемой площади можно получить, если суммировать удельные притоки из зоны аэрации и других водоносных горизонтов по выражениям

$$q'_{п\lambda} = \sigma A \pm k_a \frac{h_{ср}}{a}; \quad (3,32)$$

$$\sigma = \varphi_a + \varphi_k - \varphi_r - \varphi_n, \quad (3,33)$$

где σ — коэффициент подземного стока из зоны аэрации;
 φ_a — коэффициент просачивания атмосферных осадков;
 φ_k — коэффициент конденсации;
 φ_r — коэффициент транспирации;

$\varphi_{\text{и}}$ — коэффициент внутрипочвенного испарения¹;

A — среднегодовое количество осадков, $\text{м}^3/\text{сут}$ на 1 м^2 ;

k_a — коэффициент фильтрации пласта, через который происходит просачивание, $\text{м}/\text{сут}$;

a — мощность слабопроницаемого пласта, через который просачивается вода, м ;

$h_{\text{ср}}$ — разность пьезометрического уровня другого водоносного горизонта и среднего динамического уровня подземных вод осушаемого водоносного горизонта, м . Отрицательный знак величины $h_{\text{ср}}$ указывает, что просачивание происходит из рассматриваемого горизонта в другой.

Удельный внешний приток к осушаемой площади в соответствии с балансовым уравнением (1,3) будет

$$q'_{\text{вн}} = s'_v + q'_{\text{уч}} + q'_{\text{пл (вн)}} + q'_{\text{пов}}. \quad (3,34)$$

Единичный приток за счет статических и регулировочных запасов, высвобождающихся в пределах депрессионной поверхности, может быть вычислен по формуле

$$s'_v = \frac{RHP\mu}{3T\omega}, \quad (3,35)$$

где R — радиус районной депрессионной поверхности, считая от контура осушаемого участка, м ;

H — начальная мощность водоносного горизонта, м , отнесенная к периоду наиболее высокого стояния уровней подземных вод;

P — периметр участка, на котором расположены водозаборы (площади осушения), м ;

μ — коэффициент водоотдачи;

T — время осушения, сут. ;

ω — осушаемая площадь, м^2 .

Единичный приток с других участков того же водоносного горизонта определяется по выражению

$$q'_{\text{уч}} = \frac{(L+2R)kHi}{\omega}, \quad (3,36)$$

где L — ширина осушаемого участка поперек подземного потока, м ;

k — расчетный коэффициент фильтрации водоносного горизонта, $\text{м}/\text{сут}$;

i — естественный гидравлический уклон подземного потока, определяющийся по данным гидрогеологических наблюдений [остальные обозначения см. (3,35)].

Единичный приток по площади — $q'_{\text{пл (вн)}}$ следует определять по формуле

$$q'_{\text{пл (вн)}} = \frac{q'_{\text{пл}}RP}{\omega}. \quad (3,37)$$

¹ Коэффициенты φ_a , φ_k , φ_t , $\varphi_{\text{и}}$ взяты как отношение соответствующих количеств воды к количеству атмосферных осадков на единице площади.

Единичный приток от просачивающихся вод поверхностных водоемов и водотоков определяется по-разному, в зависимости от их расположения. Если водоем (водоток) расположен в пределах осушаемого участка, приток значительно выше поверхности подземных вод, происходит просачивание через дно. При этом единичный приток будет равен

$$q_{\text{пов}}' = \frac{F}{\omega} k_{\text{п}}, \quad (3,38)$$

где F — площадь, по которой происходит просачивание (площадь дна), м^2 ;

ω — осушаемая площадь, м^2 ;

$k_{\text{п}}$ — коэффициент фильтрации пород, слагающих дно водоема (водотока), м/сут.

Если же водоем (водоток) гидравлически связан с водоносным горизонтом, то дополнительное поступление воды из водоема к осушаемой площади приближенно можно вычислить по формуле дебита котлована при плоском одностороннем притоке, приняв периметр осушаемой площади периметром условного совершенного котлована.

При таких предпосылках единичный приток будет равен (при безнапорных водах)

$$q_{\text{пов}}' = \frac{1,37k(H^2 - h^2)}{\omega \lg \frac{2L_{\text{кот}}}{r_{\text{кот}}}}, \quad (3,39)$$

де k — коэффициент фильтрации водоносного горизонта, м/сут. ;

H — уровень воды в водоеме (водотоке), считая от водоупорного ложа водоносного горизонта, м ;

h — уровень воды на контуре осушаемой площади, м ;

ω — осушаемая площадь, м^2 ;

$L_{\text{кот}}$ — расстояние от центра осушаемой площади до водоема (водотока), м ;

$r_{\text{кот}}$ — приведенный радиус осушаемой площади, который должен быть вычислен по выражению (2,2) и табл. 1 в зависимости от формы площади в плане, м .

Уровень воды на контуре осушаемой площади h в соответствии с (3,8) и (3,2а) можно принять $h=0$, что дает некоторое преувеличенное значение расчетного притока. В этом случае расчетная формула примет вид

$$q_{\text{пов}}' = \frac{1,37kH^2}{\omega \lg \frac{2L_{\text{кот}}}{r_{\text{кот}}}}. \quad (3,39a)$$

Коэффициент заслона δ определяется при расчете контурных колодцев (см. § 12). Его величина колеблется в пределах 0,5—0,9.

5. Расчет коэффициента несовершенства

Для полного истощения водоносного горизонта фильтры осушительных устройств на практике устанавливаются непосредственно над водоупорным ложем. Если длина фильтра значительно меньше мощности водоносного горизонта, то можно полагать, что колодец будет работать как несовершенный значительную часть времени, и при расчетах необходимо учитывать его несовершенство.

При длине фильтра $l_0 < 0,3H$ и затопленном фильтре (рис. 15) дебит одиночного несовершенного колодца приближенно можно определить по формуле В. Д. Бабушкина [7]

$$Q_n = \frac{2,73ks_0l_0}{\lg \frac{1,32l_0}{r_0}}, \quad (3,40)$$

где k — коэффициент фильтрации, $м/сут$;

s_0 — понижение уровня в несовершенном колодце при откачке, $м$;

l_0 — длина фильтра несовершенного колодца, $м$;

r_0 — радиус несовершенного колодца, $м$.

Коэффициент несовершенства можно получить в результате деления дебита несовершенного колодца по (3,39) на дебит совершенного колодца в безнапорных водах по (2,1).

Расчетная формула, полученная для понижения $s_0 = 0,5H$, такова:

$$\alpha = \frac{l_0}{0,75H} \cdot \frac{\lg \frac{R_0}{r_0}}{\lg \frac{1,32l_0}{r_0}}, \quad (3,41)$$

где H — первоначальная мощность безнапорного водоносного горизонта, $м$;

R_0 — радиус влияния совершенного одиночного колодца, действующего в таких же условиях, как и несовершенный колодец, $м$.

§ 12. Расчет контурных осушительных устройств

Основное назначение контурных осушительных устройств — захват и отвод внешнего притока, направляющегося к осушаемой площади. В соответствии с этим расчет контурных устройств необходимо производить для установления радиуса распространения депрессионной поверхности вокруг осушаемой площади, расстояний между отдельными контурными колодцами, т. е. числа их, дебита контурных колодцев, необходимого главным образом для определения коэффициента заслона.

Расчет контурных осушительных устройств, кроме самостоятельного значения, важен также для уточнения расчета внутренних осушительных устройств, которое достигается в результате определения той части внешнего притока, которую должны захватить и отвести внутренние колодцы.

1. Определение радиуса распространения депрессионной поверхности

Участки горных разработок, на которых производится предварительное осушение, обычно имеют вытянутую в плане форму.

Так как радиус распространения депрессионной поверхности возрастает от нуля, а также в связи с указанными выше обстоятельствами, для подавляющего большинства случаев внешний неустановившийся поток подземных вод к осушаемым участкам будет характеризоваться условием $\frac{a}{L} \gg 2$ (a — длина участка; L — расстояние до контура питания), которое является критерием наличия плоского потока подземных вод.

Этот поток, однако, направляется не к горизонтальной дрене или траншее, а к ряду контурных колодцев, которые следует рассматривать как ряд точечных стоков.

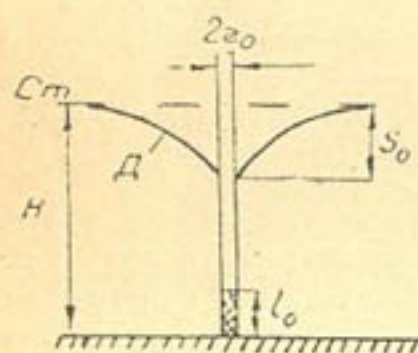


Рис. 15. Схема несовершенного колодца; C_m — статистический уровень подземных вод; D — динамический уровень подземных вод.

У самых колодцев течение воды будет радиальным, однако уже в непосредственной близости от ряда колодцев искривление струй уменьшается, и отдельные радиальные потоки преобразуются в общий плоский. Это положение можно иллюстрировать рис. 15, на котором показаны линии одинаковых уровней (экипотенциали) в процентах от уровня на контуре питания плоского потока безнапорных подземных вод. Из рисунка видно, что экипотенциали в непосредственной близости от ряда колодцев становятся плоскопараллельными друг другу.

Таким образом, есть все основания рассчитывать радиус распространения депрессионной поверхности по формулам для первой фазы плоского неустановившегося потока (§ 8).

Расчет может быть произведен по методу конечных величин или же по формулам Ю. Д. Соколова.

Расчет сильно упростится, если на условном контуре стока, — линии, по которой расположен ряд контурных колодцев, — принять краевое условие $h_0 = 0 = \text{const}$. Такое допущение приведет к завышению расчетных величин радиуса распространения депрессионной поверхности, так как в действительности на протяжении периода осушения уровень подземных вод на этом контуре будет изменяться от H до нуля. Однако основной целью расчета является определение максимальной величины радиуса распространения, и некоторое завышение этой величины увеличит надежность расчета.

С учетом условия $h_0 = 0 = \text{const}$ расчетные формулы Ю. Д. Соколова (2,31) — (2,38) могут быть записаны в более простом виде:

$$L = \sqrt{\frac{kH^2}{0,43q'_{\text{пл}}} \cdot \frac{c_2^4 - 1}{c_2^2}}; \quad (3,42)$$

$$q_t = \frac{kH^2 c_2^2}{L}; \quad (3,43)$$

$$\sum q_t = 0,214 \mu H L c_2; \quad (3,44)$$

$$t = \frac{\mu L^2}{kH} (0,107 + 0,0057 \eta - 0,00061 \eta^2); \quad (3,45)$$

$$c_2 = 1 + \frac{q'_{пл} t}{\mu H}; \quad (3,46)$$

$$\eta = \frac{q'_{пл} L^2}{kH^2}, \quad (3,47)$$

где q_t — расход внешнего неустановившегося потока на 1 пог.м длины контура осушаемого участка на момент времени t с начала осушения, $м^3/час$;

$\sum q_t$ — общий расход потока на 1 пог.м длины контура за время t , $м^3$;

μ — коэффициент водоотдачи;

$q'_{пл}$ — питание по площади, определяемое по формуле (3,32);

t — время с начала осушения, час.;

H — первоначальный уровень воды, м;

L — предел распространения депрессионной поверхности, считая от контура осушаемого участка на момент времени t .

При расчете необходимо задаваться различными значениями времени t и вычислять по выражению (3,41) величину L . После этого определяются единичные расходы по формулам (3,42) и (3,43).

Оценку расхода одного контурного колодца можно получить следующим образом:

$$Q_i = q_i l, \quad (3,48)$$

где q_i — единичные расходы, определяемые по формулам (3,42) — (3,44);

l — расстояние между контурными колодцами, м;

Q_i — соответствующие расходы контурных колодцев.

Следует иметь в виду, что в силу принятых допущений полученные величины расходов будут завышенными.

Максимальная величина радиуса распространения депрессионной поверхности L и соответственно минимальные расходы будут получены, если в формулах (3,41) — (3,46) принять t равным периоду осушения T .

2. Определение расстояния между контурными колодцами и коэффициента заслона

В предыдущем разделе указан метод оценки расхода контурных колодцев в условиях имеющего место в природе неустановившегося движения подземных вод. При этом сделан ряд допущений, из ко-

торых главное — допущение о перехвате контурными колодцами полностью всего внешнего притока к осушаемой площади.

Такое допущение исключает возможность обоснования выбора расстояний между отдельными контурными колодцами и определения коэффициента заслона, характеризующего эффективность ряда контурных колодцев в отношении ограждения осушаемой территории от внешнего притока, который существенно зависит от расстояний между колодцами.

Во многих случаях медленно изменяющееся неустойчивое движение можно рассматривать как установившееся в отдельные небольшие отрезки времени. Следовательно, для анализа эффективности контурных колодцев можно воспользоваться предложенной А. В. Романовым [67] теорией работы прямолинейного ряда взаимодействующих колодцев в плоском установившемся по-

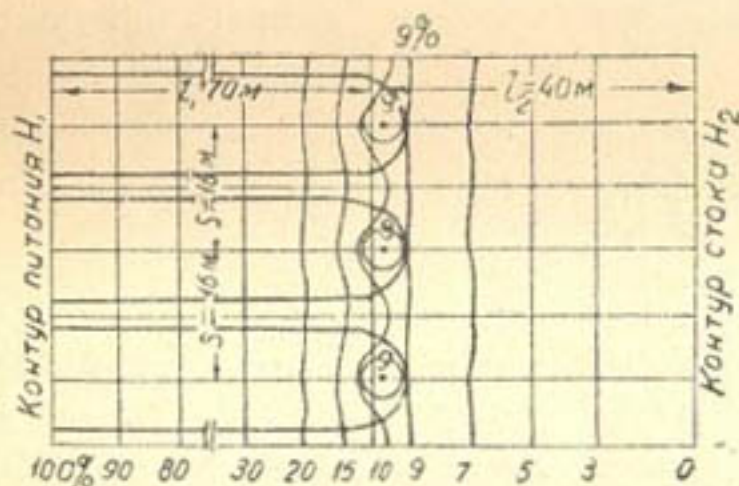


Рис. 16. Гидромеханическая сетка движения напорных вод к ряду совершенных колодцев при расстояниях между ними 16 м. Линии равного напора показаны в процентах от разности напоров на контурах питания и стока (по А. В. Романову).

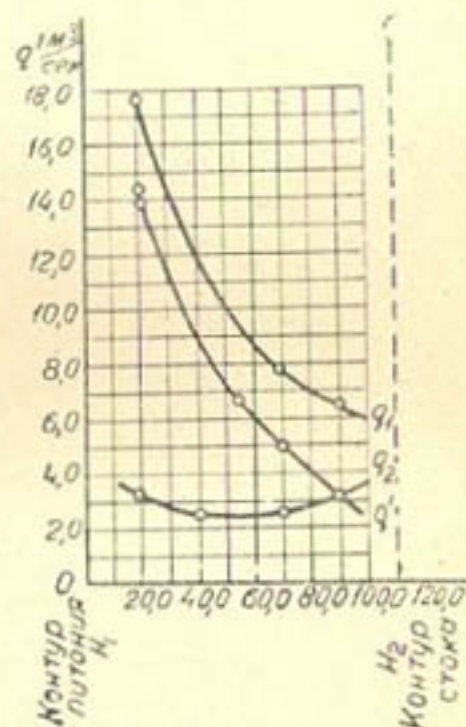


Рис. 17. График зависимости расходов q_1 , q_2 и q' от расстояния бесконечного ряда колодцев от контуров питания и стока при расстоянии между скважинами в ряду 32 м (по А. В. Романову).

токе подземных вод, взяв для этого отдельные характерные моменты положения уровней неустойчивого потока.

В процессе развития этого потока остается постоянным положение контура его стока (выше мы условились контуром стока считать линию расположения ближайшего ряда внутренних колодцев), а также положение ряда контурных колодцев, тогда как контур питания в результате расширения депрессионной поверхности удаляется. При этом динамический уровень в контурных колодцах будет несколько выше уровня на контуре стока, и оба они согласно крайним условиям (3,6), (3,8) уменьшаются во времени.

Для упрощения анализа примем, что динамический уровень на контурных колодцах соответствует уровню на контуре стока, что приведет к некоторому занижению коэффициента заслона, т. е. увеличит запас надежности расчета внутренних колодцев.

На основании экспериментальных исследований, а также формул, приведенных ниже, А. В. Романов [67] построил для указанного случая ряд графиков, иллюстрирующих эффект заслона при изменении параметров, определяющих действие ряда совершенных колодцев в безнапорном плоском потоке подземных вод.

На рис. 17 приведен график, показывающий общий характер изменения расходов, отнесенных к 1 пог. м потока, при различном расстоянии ряда колодцев от контуров питания и стока.

Полный удельный расход, поступающий из контура питания q_1 , а также удельный расход, захватываемый рядом колодцев q' , закономерно уменьшаются при удалении ряда колодцев от контура питания; очевидно, зависимость сохранится и при удалении контура питания от ряда колодцев. Удельный расход, поступающий к контуру питания q_2 , будет наименьшим в случае расположения ряда колодцев посередине между контурами питания и стока и будет равномерно возрастать в случае приближения ряда колодцев к контуру питания или стока.

Как видно из рис. 18, указанная закономерность изменения удельного расхода q_2 , поступающего к контуру стока, сохранится при любом расстоянии между колодцами ряда. При этом абсолютная величина удельного расхода существенно возрастет при увеличении расстояний между колодцами.

В рассматриваемом случае ряд контурных колодцев будет находиться в непосредственной близости от контура стока. Оценку эффекта заслона следует производить для максимальной величины расхода, поступающего к контуру стока, соответствующего тому моменту, когда расстояние между контуром питания и рядом контурных колодцев будет в несколько раз больше, чем между рядом колодцев и контуром стока.

Всем перечисленным условиям удовлетворяют моменты, соответствующие середине расчетного периода осушения и его концу, для которых согласно принятым ранее краевым условиям можно считать, что при $t = \frac{T}{2}$ уровень на контурах стока и колодцев $h_c = h_0 = 0,25H$ и при $t \approx T$ уровни $h_c = h_0 = pH$.

Расстояния до контура питания, соответствующие выбранным интервалам времени, следует определять по формулам неустановившегося движения (3,42) — (3,46), как указано в предыдущем раз-

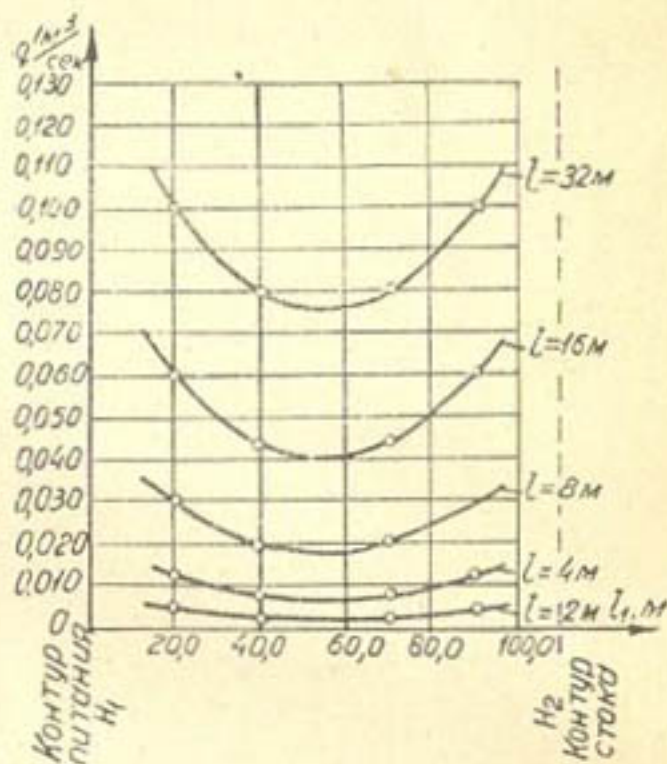


Рис. 18. График изменения удельного расхода q_2 , поступающего к контуру стока, в зависимости от расстояния ряда от контуров питания и стока L_1 и L_2 и расстояния между колодцами l (по А. В. Романову).

деле. Далее расчет производится по формулам А. В. Романова [67].

Для определения дебита одного контурного колодца следует пользоваться формулами А. В. Романова для безнапорных вод (рис. 19):

$$Q' = \frac{1,37k (2H_s - s_0) s_0}{\lg \frac{l_k}{6,28r_0} + \frac{2,73Lb}{l_k(L+b)}}; \quad (3,49)$$

$$H_s = \sqrt{\frac{b}{L+b} (H_1^2 - H_2^2) + H_2^2}, \quad (3,50)$$

где Q' — дебит совершенного колодца, взаимодействующего с другими в ряду, $\text{м}^3/\text{час}$;

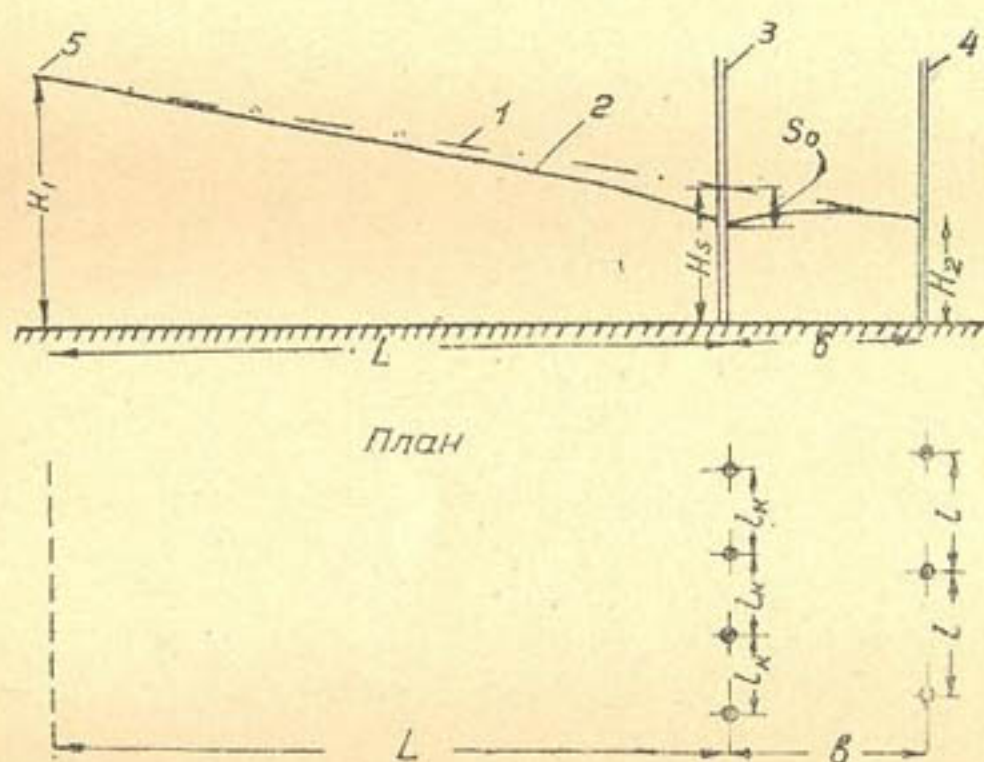


Рис. 19. Схема ряда контурных колодцев: 1—предполагаемый уровень грунтовых вод при отсутствии контурных колодцев; 2—уровень грунтовых вод при работе контурных колодцев; 3—ряд контурных колодцев; 4—ряд внутренних колодцев (условный контур стока); 5—условный контур питания.

$s_0 = H_s - h_0$ — понижение уровня воды в колодцах, м ;

l_k — расстояние между колодцами в ряду;

L — расстояние от ряда контурных колодцев до контура питания, т. е. радиус распространения депрессионной поверхности, м ;

$b = l$ — расстояние от ряда контурных колодцев до контура стока — ближайшего ряда внутренних колодцев, м ;

$H_1 = H$ — уровень воды на контуре питания, считая от водопора, м ;

$H_2 = h_c$ — уровень воды на контуре стока, считая от водопора, м ;

H_s — уровень воды на линии расположения контурных колодцев, считая от водоупора, м;

h_0 — высота пониженного уровня воды в контурных колодцах от водоупора, м.

Полный расход, поступающий из области питания, можно вычислить по формуле А. В. Романова

$$Q_1 = \frac{k(H_1^2 - H_2^2)l_k}{2(L+b)} + Q' \frac{b}{L+b}. \quad (3,51)$$

Коэффициент заслона может быть определен по формуле

$$\delta = \frac{Q'}{Q_1}, \quad (3,52)$$

где Q' — дебит совершенного колодца, взаимодействующего с другими в ряду, в условиях плоского установившегося потока подземных вод, м³/час; определяется по (3,49);

Q_1 — полный расход, поступающий в полосу шириной l_k (расстояние между колодцами) из контура питания, м³/час; определяется по (3,51).

Расстояние между контурными колодцами следует принимать равным расчетному расстоянию между внутренними колодцами и изменять его в ту или иную сторону, если получится неудовлетворительный коэффициент заслона.

Средний расчетный за время осушения дебит контурного колодца можно получить из следующих выражений:

$$Q_{\text{ср}}^{\text{конт}} = \delta q'_{\text{вн}} \frac{\omega}{n_k}; \quad (3,53)$$

$$n_k = \frac{P}{l_k}, \quad (3,54)$$

где δ — коэффициент заслона;

$q'_{\text{вн}}$ — удельный внешний приток, определяемый по формуле (3,33), м³/час на 1 м²;

n_k — количество контурных осушительных устройств;

ω — площадь осушаемого участка, м²;

P — периметр осушаемого участка, м;

l_k — расстояние между контурными колодцами, м.

§ 13. Порядок расчета

В первую очередь следует произвести гидрогеологический расчет внутренних осушительных устройств. Для этого после установления по материалам гидрогеологических исследований основных исходных величин, входящих в формулы (коэффициентов фильтрации, водоотдачи, осушения и др.), необходимо определить удельный приведенный приток к осушаемой площади $q'_{\text{пр}}$ по формуле (3,26).

Для определения удельного притока необходимо задаться величинами радиуса районной депрессионной поверхности R , коэффициента заслона δ и продолжительности (периода) осушения T .

Продолжительность периода осушения обычно легко может быть выбрана из соображений, связанных с технологическими условиями строительства и эксплуатации горного предприятия; радиус районной депрессионной поверхности принимают на основании общих соображений или же по формуле (3,42), а величину коэффициента заслона для первого расчета можно принять 0,8 — 0,85. После этого по формулам (3,32) — (3,39) вычисляются отдельные компоненты выражения (3,26).

Затем задаются величинами радиусов колодца r_0 и удельной площади дренажа $R_{уд}$ и вычисляют безразмерные коэффициенты Λ по (3,17) и η' — по (3,27). Далее устанавливается применимость расчетных формул (3,16) или (3,21), в которых вместо η следует подставить η' .

Коэффициент несовершенства определяется по выражению (3,41).

После подстановки всех величин в формулу (3,28) или (3,30) полученное время осушения T должно отличаться от принятого в формуле (3,35) не более, чем на 5%, в противном случае расчет необходимо повторить.

Затем вычисляется расчетный дебит по формуле (3,29) или уровень воды в колодце по формуле (3,31).

Гидрогеологический расчет контурных осушительных устройств производится для уточнения принятых коэффициентов заслона и радиуса распространения депрессионной поверхности L , а также для обоснования выбора расстояний между контурными колодцами.

Прежде всего следует определить безразмерный коэффициент s_2 по формуле (3,46). Искомая величина радиуса распространения депрессионной поверхности L может быть вычислена по формуле (3,42) при заданных значениях $t_1 = T$ и $t_2 = \frac{T}{2}$.

После этого при известном расстоянии до контура питания вычисляется дебит контурного колодца по (3,49) и (3,50), полный расход — по формуле (3,51) и коэффициент заслона — по формуле (3,52).

Если полученные радиусы распространения депрессионной поверхности L и коэффициент заслона δ отличаются от принятых при расчете внутренних колодцев более чем на 5%, необходимо произвести уточненный расчет внутренних колодцев. Приведем примеры.

Примеры

Произвести гидрогеологический расчет осушения на протяжении года участка строящегося углераза с размерами в плане 1150×275 м. На участке залегает безнапорный водоносный горизонт со следующими параметрами: $H=6,0$ м; $k=4,8$ м/сут; $i=0,00175$; $\mu=0,21$; $\sigma A=0,003$ м³/сут·м²; $P=0,08$. Приток из других водоносных горизонтов и поверхностных водоемов отсутствует. Осушение проектируется в предположении применения совершен-

ных колодцев радиусом $r_0 = 0,1$ м при $R_0 = 75,0$ м и свободном стоке воды из колодцев.

1. Расчет внутренних колодцев. Задаемся необходимыми величинами: $T = 365$ сут.; $\delta = 0,8$.

Для определения радиуса распространения депрессионной поверхности за время $t = T = 365$ сут. воспользуемся формулами (3,42) и (3,46).

Безразмерный коэффициент c_2 при удельном притоке k осушаемой площади согласно (3,32) $q'_{пл} = 0,0003$ м³/сут·м²

$$c^2 = 1 + \frac{0,0003 \cdot 365}{0,21 \cdot 6} = 1,0869.$$

Радиус распространения депрессионной поверхности согласно (3,42)

$$R = L = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 6^2}{0,43 \cdot 0,0003} \cdot \frac{1,0869^4 - 1}{1,0869^2}} = 656 \text{ м.}$$

Принимаем $R = 650$ м.

Единичный приток за счет регулировочных и статических запасов по (3,35)

$$s'_v = \frac{650 \cdot 6 \cdot 2850 \cdot 0,21}{3 \cdot 365 \cdot 316250} = 0,00674 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Единичный приток с других участков водоносного горизонта (при притоке с двух сторон) по (3,36)

$$q'_{уч} = \frac{2(1150 + 2 \cdot 650) \cdot 4,8 \cdot 6 \cdot 0,00175}{316250} = 0,000785 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Единичный приток по площади согласно (3,37)

$$q'_{пл(вн)} = \frac{0,0003 \cdot 650 \cdot 2850}{316250} = 0,00176 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Удельный внешний приток по (3,34)

$$q'_{вн} = 0,00674 + 0,000785 + 0,00176 = 0,00928 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Удельный приведенный приток по (3,26)

$$q'_{пр} = 0,0003 + 0,00928(1 - 0,8) = 0,00216 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Принимаем расстояние между внутренними колодцами 25 м; тогда радиус удель-

ной площади дренажа $R = \sqrt{\frac{25 \cdot 25}{3,14}} = 14,1$ м.

По (3,17)
$$\Lambda = \frac{14,1}{0,1} = 141.$$

По (3,27)
$$\tau'_i = \frac{0,00216}{4,8} \cdot \frac{0,1^2}{6^2} = 0,000000125.$$

По (3,16) (правая часть)
$$\frac{0,436 \cdot 0,08^2}{141 \lg 141} = 0,0000092.$$

$\tau'_i < 0,0000092$, следовательно, расчетные формулы (3,28) и (3,29) применимы.

Так как по условию осушение производится совершенными колодцами коэффициент совершенства $\alpha = 1$.

Определяем время осушения по (3,28)

$$T = \frac{2,3 \cdot 0,21 \cdot 14,1^2}{4,8 \cdot 6} \lg 141 \left[\left(\frac{1}{0,08} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg 141} \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{0,08^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg 141} \right) 0,77 \cdot 0,000000125 \cdot 141^2 \cdot \lg 141 \right] \frac{1}{1} = 116 \text{ сут.}$$

Полученная величина значительно меньше заданной продолжительности осушения, поэтому можно увеличить расстояние между колодцами.

При $l = 35 \text{ м}$ $R_{уд} = \sqrt{\frac{35 \cdot 35}{3,14}} = 19,8 \text{ м.}$

Исправляем по (3,17) $\Lambda = \frac{19,8}{0,1} = 198.$

Время осушения

$$T = \frac{2,3 \cdot 0,21 \cdot 19,8^2}{4,8 \cdot 6} \cdot \lg 198 \left[\left(\frac{1}{0,08} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg 198} \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{0,08^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg 198} \right) 0,77 \cdot 0,000000125 \cdot 198^2 \cdot \lg 198 \right] \frac{1}{1} = 350 \text{ сут.}$$

Принимаем $l = 36 \text{ м}$ и $R_{уд} = \sqrt{\frac{36 \cdot 36}{3,14}} = 20,3 \text{ м;}$

тогда $\Lambda = \frac{20,3}{0,1} = 203.$

Время осушения

$$T = \frac{2,3 \cdot 0,21 \cdot 20,3^2}{4,8 \cdot 6} \lg 203 \left[\left(\frac{1}{0,08} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg 203} \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{0,08^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg 203} \right) 0,77 \cdot 0,000000125 \cdot 203^2 \cdot \lg 203 \right] \frac{1}{1} = 372 \text{ сут.}$$

Полученная величина отличается от принятой ранее при расчете притока подземных вод по формуле (3,35) менее, чем на 5%, следовательно, расчет можно считать окончательным.

Расчетный дебит колодца по (3,29)

$$Q_p = \frac{1,37 \cdot 4,8 \cdot 6^2}{\lg 203} \times \\ \times \frac{(1 - 0,08) \left[1 - \frac{0,054}{\lg 203} + \frac{2,3 \cdot 0,000000125 \cdot 203^2 \cdot \lg 203}{0,08} \left(1 - \frac{0,27}{\lg 203} \right) \right]}{\left(\frac{1}{0,08} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg 203} \right) + \left(\frac{1}{0,08^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg 203} \right) 0,77 \cdot 0,000000125 \cdot 203^2 \cdot \lg 203} = \\ = 508 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

2. Расчет контурных колодцев. Безразмерный коэффициент c_2 по (3,46) при $t_1 = T = 372 \text{ сут.}$

$$c_2 = 1 + \frac{0,0003 \cdot 372}{0,21 \cdot 6} = 1,0885.$$

Радиус распространения депрессионной поверхности по (3.42)]

$$L = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 6^2}{0,43 \cdot 0,0003} \cdot \frac{1,0885^4 - 1}{1,0885^2}} = 671 \text{ м.}$$

Следовательно, линия расположения контурных колодцев будет находиться на расстоянии $L_1 = 671 \text{ м}$ от контура питания и на расстоянии $L_2 = l = 36 \text{ м}$ от контура стока (ближайшего ряда внутренних колодцев).

На контуре питания в конце периода осушения высота уровня воды будет $H_1 = H = 6,0 \text{ м}$, а на контуре стока принимаем высоту уровня воды $H_2 = pH = 0,08 \cdot 6,0 = 0,48 \text{ м}$.

На линии контурных колодцев соответствующая высота уровня воды будет по (3.50)

$$H_s = \sqrt{\frac{36}{707} (6^2 - 0,48^2) + 0,48^2} = 1,43 \text{ м.}$$

Приняв уровень воды в контурных колодцах равным уровню на контуре стока, получим понижение в контурных колодцах

$$s_0 = H_s - h_0 = 1,43 - 0,48 = 0,95 \text{ м.}$$

Дебит одного контурного колодца при расстоянии между ними $l_k = 36,0 \text{ м}$ по (3.49)

$$Q' = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 1,43 - 0,95) 0,95}{\lg \frac{36}{6,28 \cdot 0,1} + \frac{2,73 \cdot 36 \cdot 671}{36 \cdot 707}} = 2,74 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Полный расход, поступающий из контура питания в полосу шириною l_k , по (3.51)

$$Q_1 = \frac{4,8 (6^2 - 0,48^2) 36}{2 \cdot 707} + 2,74 \frac{36}{707} = 4,49 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Коэффициент заслона по (3.52)

$$\delta = \frac{2,74}{4,49} = 0,61,$$

что меньше принятой ранее величины $\delta = 0,8$. Уменьшаем расстояния между контурными колодцами до $l_k = 19 \text{ м}$. Тогда

$$Q' = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 1,43 - 0,95) 0,95}{\lg \frac{19}{6,28 \cdot 0,1} + \frac{2,73 \cdot 36 \cdot 671}{19 \cdot 707}} = 1,87 \text{ м}^3/\text{сут.};$$

$$Q_1 = \frac{4,8 (6^2 - 0,48^2) 19}{2 \cdot 707} + 1,87 \frac{19}{707} = 2,36 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Коэффициент заслона

$$\delta = \frac{1,87}{2,36} = 0,79,$$

что примерно соответствует принятому ранее при расчете $\delta = 0,8$.

Проверим значение коэффициента заслона при значении $t_2 = \frac{T}{2} = 186 \text{ сут.}$

Коэффициент c_2 в этом случае

$$c_2 = 1 + \frac{0,0003 \cdot 186}{0,21 \cdot 6} = 1,0445.$$

Предел распространения депрессионной поверхности при $t_2 = 186$ сут.

$$L_1 = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 6^2}{0,43 \cdot 0,0003} \cdot \frac{1,0445^4 - 1}{1,0445^2}} = 470 \text{ м.}$$

Тогда $L = L_1 + L_2 = 470 + 36 = 506 \text{ м.}$

Высота стояния воды на контуре питания $H_1 = H = 6 \text{ м}$, а на контуре стока $H_2 = 0,25 H = 0,25 \cdot 6,0 = 1,5 \text{ м}$. Высота стояния воды на линии ряда контурных колодцев

$$H_s = \sqrt{\frac{36}{506} (6^2 - 1,5^2) + 1,5^2} = 2,16 \text{ м.}$$

Приняв высоту стояния воды в контурных колодцах равной высоте стояния воды на контуре стока, получим понижение в контурных колодцах

$$s_0 = 2,16 - 1,5 = 0,66 \text{ м.}$$

Дебит одного контурного колодца при $l_k = 19,0 \text{ м}$

$$Q' = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 2,16 - 0,66) 0,66}{\lg \frac{19}{6,28 \cdot 0,1} + \frac{2,73 \cdot 36 \cdot 470}{19 \cdot 506}} = 2,45 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Полный расход, поступающий в полосу шириной l_k из контура питания

$$Q_1 = \frac{4,8 (6^2 - 1,5^2) 19}{2 \cdot 506} + 2,45 \frac{36}{506} = 3,21 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Коэффициент заслона

$$\delta = \frac{2,45}{3,21} = 0,77.$$

3. Расчет внутренних колодцев при их диаметре $0,06 \text{ м}$. Приведенный ниже расчет сделан для сопоставления расчетных данных с наблюдениями в натуре за эффективностью осушения при помощи забивных фильтров диаметром $0,06 \text{ м}$ (см. § 14).

Расстояние между внутренними колодцами принимаем 32 м . Тогда

$$R_{yd} = \sqrt{\frac{32 \cdot 32}{3,14}} = 18,1; \quad \Lambda = \frac{18,1}{0,03} = 603;$$

$$\eta' = \frac{0,00216 \cdot 0,03^2}{4,8 \cdot 6^2} = 0,0000000112.$$

Время осушения

$$T = \frac{2,3 \cdot 0,21 \cdot 18,1^2}{4,8 \cdot 6} \lg 603 \left[\left(\frac{1}{0,08} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,27}{\lg 603} \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{0,08^3} - 1 \right) \left(1 - \frac{0,49}{\lg 603} \right) 0,77 \cdot 0,0000000112 \cdot 603^2 \cdot \lg 603 \right] \frac{1}{1} = 374 \text{ сут.}$$

§ 14. Точность расчета

Точность вычисления отдельных компонентов, входящих в формулы для расчета осушения водоносных горизонтов систематическим вертикальным дренажем (коэффициенты совершенства и за-

слона, расчетные дебиты по формулам Соколова и Романова и т. д.), колеблется в пределах 5—10%. Математическая точность предлагаемого метода расчета, повидимому, равна 10—15%.

Однако приведенные данные о точности формул не могут характеризовать точности расчета в целом, так как они не учитывают ряда обстоятельств, значительно влияющих на результаты расчета.

При проведении гидрогеологических расчетов действительные природные явления всегда схематизируются в большей или меньшей степени; степень схематизации возрастает по мере усложнения явлений. Поэтому точность расчетов определяется не только математической точностью формул, но и тем, насколько эти формулы правильно описывают происходящие природные явления. Исключительно важное значение имеет также точность определения таких исходных величин для проведения расчетов, как коэффициент фильтрации, инфильтрация и др., которые могут быть получены с ошибкой, существенно превышающей указанные выше цифры.

Прежде чем сопоставить расчетные данные и данные практики, произведем расчет осушения водоносного горизонта по условиям примера, приведенного в предыдущем параграфе, но пользуясь общепринятыми в настоящее время методами, основанными на применении формул, разработанных для условий установившегося режима фильтрации. Согласно данным [85], для расчета пользуются способами Форхгеймера или Лейбензона.

Расчет сводится к определению дебита одного осушительного устройства (фильтра) и мощности остаточного слоя воды у фильтра или посредине между ними. Затем, „исходя из количества откачиваемых статических запасов и динамических ресурсов, количества заложенных фильтров, дебита и среднего времени работы каждого из них, находят, достаточно ли фильтров n для откачки притока Q за время t “.

Если фильтров недостаточно, увеличивают количество их n или удлиняют время осушения“ ([85], стр. 449).

Определение остаточного слоя воды по этому методу имеет формальный характер, потому что целью осушения является понижение уровня грунтовых вод до нуля. Основным критерием расчета является, несомненно, достаточность „количества фильтров n для откачки притока Q за время t “. Исходя из такой предпосылки, ниже приводим сокращенный гидрогеологический расчет осушения согласно указаниям цитированного справочника.

Условимся, что в расчете нами принимается предельное понижение уровня воды в осушительных устройствах, равное мощности водоносного горизонта, т. е. $s=H$.

Радиус влияния групповой установки определяем по формуле Кусакина, пользуясь данными § 13,

$$R=575 s \sqrt{H k}=575 \cdot 6,0 \sqrt{\frac{6,0 \cdot 4,8}{86400}} \approx 63 \text{ м.}$$

По формуле Зихардта

$$R = 3000 s \sqrt{k} = 3000 \cdot 6,0 \sqrt{\frac{4,8}{86400}} \approx 134 \text{ м.}$$

По формуле Лембке с учетом времени развития депрессионной поверхности при $t=100$ сут.

$$R = \sqrt{\frac{3 H k t}{\mu}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 6 \cdot 4,8 \cdot 100}{0,21}} \approx 203 \text{ м;}$$

при $t=365$ сут.

$$R = \sqrt{\frac{3 \cdot 6 \cdot 4,8 \cdot 365}{0,21}} = 337 \text{ м.}$$

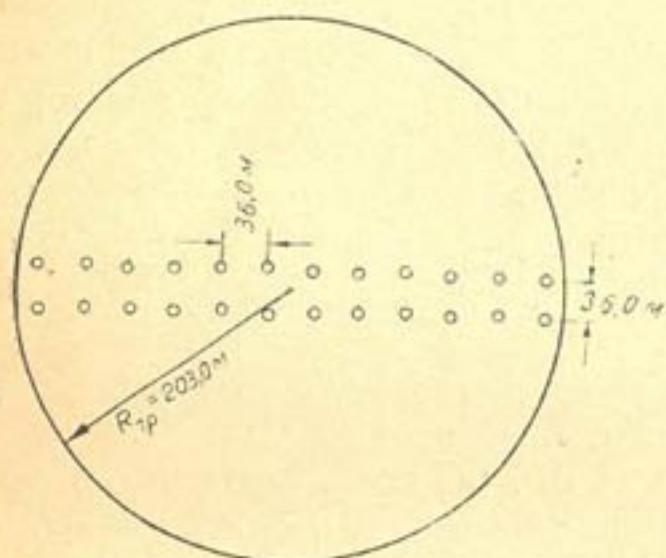


Рис. 20. Схема расположения колодцев при первом расчете групповой установки.

В расчетах примем радиус действия групповой осушительной установки по Лембке, так как меньшие расчетные величины приведут к завышению расчетного дебита и, следовательно, время осушения будет весьма преуменьшено.

Первый расчет произведен для случая расположения осушительных устройств по сетке (со-

гласно расчету внутренних осушительных устройств в § 13), т. е. на расстоянии 36 м друг от друга.

Для расчета необходимо взять групповую установку из двух параллельных рядов осушительных устройств, расположенных в зоне влияния $R_{гр}=203$ м при $t=100$ сут. (рис. 20).

Дебит такой установки

$$Q = \frac{1,37 k (2H - s) s}{\lg R_{гр} - \lg x_{ср}} = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 6,0 - 6,0) 6,0}{\lg 203 - 1,83} = 492 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где логарифм среднего расстояния от центра установки до всех 24 колодцев в пределах радиуса влияния

$$\lg x_{ср} = \frac{1}{24} (\lg x_1 + \lg x_2 + \lg x_3 + \dots + \lg x_{24}) = 1,83.$$

Дебит одного осушительного устройства

$$q_{\Phi} = \frac{Q}{n} = \frac{492}{24} = 20,5 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Для определения времени действия осушительных устройств необходимо знать объем статических запасов и величину динамического притока к 1 м² осушаемой площади. Пользуясь данными § 13, определяем расчетные притоки.

Единичный приток за счет регулировочных и статических запасов в пределах депрессионной воронки по (3,35)

$$s'_в = \frac{203 \cdot 6 \cdot 2850 \cdot 0,21}{3T \cdot 316250} = \frac{0,766}{T} \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Единичный приток с других участков водоносного горизонта (с двух сторон) по (3,36)

$$q'_{уч} = \frac{2(1150 + 2 \cdot 203) \cdot 4,8 \cdot 6 \cdot 0,00175}{316250} = 0,000496 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Единичный приток по площади по (3,37)

$$q'_{пл(ви)} = \frac{0,0003 \cdot 203 \cdot 2850}{316250} = 0,000549 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Удельный внешний приток по (3,34)

$$q'_{ви} = \frac{0,766}{T} + 0,000496 + 0,000549 = \frac{0,766}{T} + 0,00104 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Суммарный удельный приток по площади

$$q'_{сум} = q'_{пл} + q'_{ви} = 0,0003 + \frac{0,766}{T} + 0,00104 = \frac{0,766}{T} + 0,00134 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Единичный, т. е. приходящийся на 1 м² осушаемой площади, статический запас подземных вод составит

$$s' = H_{ст} = 6 \cdot 0,21 = 1,26 \text{ м}^3 \cdot \text{м}^2.$$

Продолжительность работы осушительного устройства можно вычислить по выражению

$$T = \frac{\omega (s' + q'_{сум})}{q_{ф}} = \frac{36 \cdot 36 \left(1,26 + \frac{0,766}{T} + 0,00134 \right)}{20,5} = 81 \text{ сут.},$$

где ω — осушаемая площадь, приходящаяся на одно осушительное устройство, м².

Второй расчет произведен в предположении проведения осушения в течение года, следовательно, надо брать групповую установку из двух параллельных рядов осушительных устройств, расположенных в зоне влияния $R_{гр} = 387$ м при $t = 365$ сут. При расстоянии между осушительными устройствами 70 м дебит установки

$$Q = \frac{1,37 k (2H - s) s}{\lg R_{ср} - \lg x_{ср}} = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 6,0 - 6,0) 6,0}{\lg 387 - 2,116} = 500 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где логарифм среднего расстояния от центра установки до всех 24 колодцев в пределах радиуса влияния

$$\lg x_{\text{ср}} = \frac{1}{24} (\lg x_1 + \lg x_2 + \lg x_3 + \dots + \lg x_{24}) = 2,116.$$

Дебит одного осушительного устройства

$$q_{\Phi} = \frac{Q}{n} = \frac{500}{24} = 20,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

В связи с изменением радиуса влияния необходимо снова вычислить расчетные притоки:

$$s'_v = \frac{387 \cdot 6 \cdot 2850 \cdot 0,21}{3 T \cdot 316250} = \frac{1,464}{T} \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2;$$

$$q'_{\text{уч}} = \frac{2(1150 + 2 \cdot 387) 4,8 \cdot 6 \cdot 0,00175}{316250} = 0,000612 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2;$$

$$q'_{\text{пл (ви)}} = \frac{0,0003 \cdot 387 \cdot 2850}{316250} = 0,00104 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2;$$

$$q'_{\text{ви}} = \frac{1,464}{T} + 0,000612 + 0,00104 = \frac{1,464}{T} + 0,00165 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2;$$

$$q'_{\text{сум}} = 0,0003 + \frac{1,464}{T} + 0,00165 = \frac{1,464}{T} + 0,00195 \text{ м}^3/\text{сут} \cdot \text{м}^2.$$

Продолжительность работы осушительного устройства

$$T = \frac{70 \cdot 70 \left(1,26 + \frac{1,474}{T} + 0,00195 \right)}{20,8} = 298 \text{ сут.}$$

Так как полученное время меньше года, увеличиваем расстояние между осушительными устройствами до 108 м. Тогда дебит установки

$$Q = \frac{1,37 \cdot 4,8 (2 \cdot 6,0 - 6,0) \cdot 6,0}{\lg 387 - 2,209} \approx 624 \text{ м}^3/\text{сут.},$$

где для 16 колодцев $\lg x_{\text{ср}} = 2,209$.

Дебит одного осушительного устройства

$$q_{\Phi} = \frac{624}{16} = 39,0 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Продолжительность работы осушительного устройства

$$T = \frac{108 \cdot 108 \left(1,26 + \frac{1,464}{T} + 0,00195 \right)}{39,0} = 378 \text{ сут.}$$

Приведенные выше гидрогеологические расчеты выполнены по данным параметров надугольного водоносного горизонта одного из разрабатывающихся бурогольных карьеров УССР. Результативные данные расчетов даны в табл. 10, где указаны также фактические данные предварительного осушения месторождения в период подготовительных работ, когда естественный режим грунтовых вод надугольного водоносного горизонта был нарушен интенсивной откачкой на площади в несколько гектаров, и эта площадь была осушена за 10—14 месяцев.

При рассмотрении таблицы обращает на себя внимание резкое несоответствие данных, полученных двумя методами расчета. Если принять одинаковую густоту размещения осушительных устройств в плане (графы 2, 3, 4), то расчет по формулам установившегося движения дает время осушения в четыре—шесть раз меньшее, чем при расчете по новому методу с учетом неустановившегося движения. При одинаковом же времени осушения (графы 2, 3 и 5) расчет по формулам установившегося движения дает более чем трехкратное увеличение расстояний между осушительными устройствами и, следовательно, пропорциональное уменьшение их числа против тех цифр, которые получены при выполнении расчета с учетом неустановившегося движения. Сопоставление результатов расчетов с данными практических наблюдений (графы 6 и 7) показывает, что последние неизмеримо ближе к результатам расчетов по предлагаемому методу, чем по методу, основанному на применении формул установившегося движения.

Ошибка расчета по старым методам, если ее определять как отношение расчетного и фактически наблюденного радиуса удельной площади дренажа, при осушительных устройствах одинакового диаметра и прочих равных условиях составляет 394% (сопоставление последних строк граф 5 и 7 табл. 10). Ошибка расчета по предлагаемому методу составляет 47% (сопоставление последних строк граф 3 и 7), что является объективным подтверждением преимуществ нового метода расчета.

При оценке этих данных следует учесть, что имеются два обстоятельства, которые объясняют более частое расположение осушительных устройств на практике по сравнению с расчетным, а именно:

1) из указанной продолжительности осушения 300—420 суток (6 колонка) в действительности 45 суток шахта была затоплена, и, следовательно, фактическое время осушения было меньше указанных величин;

2) расчетом предусматривается наиболее рациональное в гидродинамическом отношении расположение осушительных устройств — по равномерной квадратной сетке, когда удельная площадь дренажа имеет в плане форму квадрата. В шахте удельная площадь дренажа забивных фильтров имеет в плане форму вытянутого прямоугольника, и естественно, что ухудшение условий осушения (вследствие наличия длинной стороны прямоугольника) должно

Таблица 10

Сопоставление результатов гидрогеологического расчета осушения с данными практических наблюдений

Показатели	Гидрогеологический расчет по предполагаемому методу с учетом неустановившегося движения			Гидрогеологический расчет по способу Форхгеймера по формулам установившегося движения			Данные практических наблюдений при проведении осушительных работ бурогольного карьера	
	2		3	4		5	Вездная траншея — участок осушения скважинами	Наклонная шахта № 2 — участок осушения забивными фильтрами
1							6	7
Расположение осушительных устройств в плане	По квадратной сетке со стороной 36 м		По квадратной сетке со стороной 32 м	По квадратной сетке со стороной 36 м		По квадратной сетке со стороной 108 м.	По периметру траншеи через 24 м	По штрекам через 8,0 м. Штреки — по сетке 50 × 50 м
Диаметр фильтра осушительных устройств, мм	200		50	Не учитывается			200	60
Продолжительность осушения, сут.	372		374	81		378	210 (² / ₃ мощности слоя)	300—420 ¹
Площадь на одно осушительное устройство (удельная площадь дренажа), м ²	1296		1089	1296		11664	555	476
Радиус удельной площади дренажа, м	20,3		18,1	20,3		60,8	13,3	12,3

¹ Из указанного времени 45 суток шахта была затоплена, и забивные фильтры не работали.

привести к уменьшению удельной площади дренажа. Это и имело место в действительности.

Указанные обстоятельства, учет которых отсутствует при проведении гидрогеологических расчетов, дают основание считать, что если бы имела место полная сопоставимость всех условий расчета и натуры, ошибки при проведении гидрогеологических расчетов с учетом неустановившегося движения были бы менее указанных выше 47%.

В заключение отметим, что имеющийся пока небольшой опыт сравнения расчетных данных с данными наблюдений в производственных условиях обнаруживает, как и в приведенном выше примере, их сходство.

При проведении гидрогеологических расчетов по формулам установившегося движения это наблюдается редко и только в тех случаях, когда осушение проходит в условиях движения подземных вод, близких к установившемуся режиму фильтрации, что обуславливается специфическими особенностями гидрогеологии соответствующих объектов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. При захвате подземных вод искусственными сооружениями (водозаборами) вокруг последних происходит сложный процесс образования депрессионной поверхности. В первое время после начала работы водозаборов, когда каждый из них действует независимо от других, имеет место резко выраженное неустановившееся движение подземных вод, связанное с распространением депрессии. С течением времени характер движения подземных вод меняется в зависимости от числа и режима работы водозаборов.

При работе одиночного водозабора обычно движение подземных вод довольно быстро переходит в установившееся, и положение депрессионной поверхности приблизительно стабилизируется. Стабилизация депрессионной поверхности и приблизительно установившийся режим фильтрации в зоне группы взаимодействующих водозаборов требуют более значительного времени и возможны только при условии, что суммарный дебит водозаборов не превышает динамического притока подземных вод. Если это условие не соблюдается, т. е. происходит захват вековых (статических) запасов подземных вод, происходит истощение водоносного горизонта, и неустановившееся движение подземных вод продолжается.

Гидрогеологические расчеты захвата подземных вод в большинстве случаев производятся по формулам установившегося движения с учетом взаимодействия колодцев, изменения водопроницаемости пород, несовершенства колодцев, типа и направления подземного потока, а также формы контура питания.

В большинстве случаев режим фильтрации отличается от установившегося настолько незначительно, что величина ошибок расчетов по формулам, игнорирующим наличие неустановившегося движения, невелика, и расчеты обеспечивают необходимую для практики точность.

Однако в рассмотренных выше случаях неустановившегося движения выполнение гидрогеологических расчетов по формулам установившегося движения влечет за собой ошибки до 200—300 %, а иногда и более. В таких случаях при выполнении гидрогеологических расчетов нельзя пренебрегать наличием неустановившегося движения подземных вод.

2. Для расчета неустановившегося притока безнапорных вод к одиночным совершенным водозаборами (колодцам, шурфам, котлованам и траншеям) может быть использован метод конечных величин, разработанный проф. Г. Н. Каменским и Н. К. Гиринским, и приближенные аналитические формулы проф. Ю. Д. Соколова.

При проведении гидрогеологических расчетов могут быть учтены следующие краевые условия:

а) свободный (самотечный) отвод воды из водозабора, при котором уровень воды в колодце должен быть минимальным для обеспечения наибольшего дебита. При этом дебит будет уменьшаться во времени;

б) откачка воды насосами, при которой дебит водозабора постоянный, а уровень воды в нем постепенно будет уменьшаться;

в) наличие или отсутствие питания водоносного горизонта в зоне действия водозабора за счет инфильтрации сверху или снизу (из глубоких водоносных горизонтов).

При проведении гидрогеологических расчетов может быть вычислен дебит водозабора через определенное время после начала его действий, общий расход за время действия, а также время, необходимое для распространения депрессионной воронки на определенное расстояние от водозабора.

Метод конечных величин предусматривает в первую очередь вычисления, позволяющие установить положение депрессионной поверхности у действующего водозабора. Определение дебита водозабора как функции времени может быть произведено на втором этапе расчета, при предварительно построенной депрессионной поверхности.

Аналитические формулы Ю. Д. Соколова дают возможность непосредственно вычислить необходимые величины (в том числе дебит) и требуют выполнения значительно меньшего объема вычислительных работ, однако формулы для радиального потока обеспечивают требуемую точность лишь в известных пределах, определяемых математически выражениями (2, 16) и (2, 24).

3. Истощение водоносного горизонта систематическим вертикальным дренажем, т. е. большим числом вертикальных водозаборов, расположенных по правильной сетке, является очень сложным случаем неустановившегося движения подземных вод, который имеет место при осушении обводненных месторождений полезных ископаемых.

Методика гидрогеологических расчетов систематического вертикального дренажа разработана нами при условиях схематизации происходящих явлений, в результате чего сделаны следующие допущения:

а) на осушаемой площади размещено постоянное количество однотипных одновременно работающих водозаборов, действующих при равных понижениях уровня;

б) контурные водозаборы, расположенные по периметру осушаемого участка, принимают основную часть периферийного неустановившегося потока безнапорных подземных вод, направляющегося к осушаемой площади извне;

в) внутренние водозаборы, расположенные на осушаемой площади, захватывают проникающую часть периферийного потока, а также воду, составляющую статический запас осушаемой площади, и динамический приток атмосферных, поверхностных и подземных вод, просачивающихся непосредственно на осушаемой площади. Каждый внутренний водозабор захватывает одинаковую с другими часть статических запасов подземных вод осушаемой площади, а также равные доли общего динамического притока к ней, т. е. все водозаборы работают в одинаковых условиях. Каждый внутренний водозабор должен будет осушить приходящуюся на его долю часть осушаемой площади, названную *удельной площадью дренажа*, в центре которой он расположен.

4. Задача об истощении одиночным вертикальным водозабором части водоносного горизонта, называемой *удельной площадью дренажа* и имеющей в плане форму круга, может быть решена только приближенно.

Учитывая точность исходных расчетных данных (коэффициент фильтрации, мощность водоносных горизонтов и т. д.) и приняв в первом приближении принцип независимости влияния каждого из факторов, поддающихся математическому учету, на дебит колодца, мы руководствовались стремлением получить достаточно простые расчетные формулы, которые обеспечивали бы точность вычислений результативных величин в пределах 10—15%.

Гидродинамический анализ условий действия одиночного водозабора при истощении им всех запасов подземных вод удельной площади дренажа дал основание предложить приближенные расчетные выражения для определения времени истощения водоносного горизонта (периода осушения) и среднего расчетного дебита водозабора за это время.

В этих выражениях учтены:

размеры удельной площади дренажа, т. е. расстояние между отдельными водозаборами;

естественные, регулировочные и вековые запасы подземных вод, которые должны быть отведены на удельной площади дренажа;

часть динамического притока извне осушаемой площади, пропускаемая рядом контурных водозаборов;

несовершенство водозабора;

размеры (радиус) водозабора.

При условии свободного отвода воды [$Q=f(t)$] расчетными выражениями будут (3,28) и (3,29) в пределах, указанных в выражении (3,16); при условии откачки воды ($Q=Q_n=\text{const}$) расчетными выражениями будут (3,30) и (3,31) в пределах, указанных в выражении (3,25).

Предложены особые формулы для расчета отдельных компонентов, входящих в расчетные выражения, как-то:

коэффициента несовершенства водозабора;

коэффициента осушения, учитывающего рельеф водоупорного ложа;

коэффициента заслона, учитывающего эффективность перехвата внешнего притока контурными водозаборами;

величины удельного приведенного притока к осушаемой площади.

5. Задача о расширении депрессионной поверхности вокруг осушаемой площади при помощи взаимодействующих контурных водозаборов также решается приближенно по формулам плоского неустановившегося потока безнапорных подземных вод. Если принять граничные условия, обеспечивающие некоторое завышение величины радиуса распространения депрессионной поверхности (что увеличит надежность расчета), то расчетные формулы Ю. Д. Соколова могут быть применены в более простом виде: (3,42) — (3,47).

Расстояния между отдельными контурными колодцами (т. е. число их) и коэффициенты заслона, характеризующие эффективность перехвата ими внешнего притока, в первом приближении можно определить, если рассматривать медленно изменяющееся неустановившееся движение подземных вод в течение небольших отрезков времени как установившееся.

При этом для отдельных характерных положений уровней неустановившегося потока можно сделать анализ, воспользовавшись разработанной А. В. Романовым теорией работы прямолинейного ряда взаимодействующих колодцев в плоском установившемся потоке подземных вод и формулами указанного автора (3,49) — (3,51).

6. Гидрогеологические расчеты неустановившегося движения подземных вод, как метод обоснования захвата подземных вод, будут эффективными, если они будут применены на основе предварительного изучения естественно-исторической обстановки.

Вне гидрогеологической обстановки расчеты не могут иметь значения, ибо они базируются на практических данных, позволяющих дать более глубокий анализ естественной обстановки и на этой основе — прогноз ее изменений в результате воздействия тех или иных факторов.

Вполне понятно, что точность гидрогеологических расчетов для обоснования захвата подземных вод и близость результатов расчета к данным практики прямо зависит от детальности изучения объекта и точности определения исходных величин, особенно таких, как коэффициент фильтрации, мощность водоносных слоев, инфильтрация и др.

Таким образом, надежность и достаточная точность расчетного обоснования захвата подземных вод требуют совершенствования методики и техники проведения полевых гидрогеологических исследований и проведения их в достаточном объеме.

Небольшой опыт сравнения расчетных данных, полученных при

помощи предлагаемой методики гидрогеологических расчетов при неустановившемся режиме фильтрации, с данными наблюдений в производственных условиях показал, что предлагаемая методика обеспечивает точность в несколько раз большую той, которую может обеспечить применение формул установившегося движения подземных вод.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абрамов С. К., Биндеман Н. Н. и Семенов М. П., Водозаборы подземных вод, Стройиздат, М., 1947.
2. Абрамов С. К., Гидрогеологические расчеты дренажей на участках, защищаемых от подтопления, Углетехиздат, 1951.
3. Абрамов С. К., Гидрологические расчеты притока воды в котлованы и искусственного понижения уровня грунтовых вод, Углетехиздат, 1952.
4. Альтовский М. Е., Методическое руководство по расчету взаимодействующих артезианских и грунтовых водозаборов, Госгеологиздат, 1947.
5. Альтовский М. Е., Временная инструкция по расчету взаимодействующих артезианских скважин по данным опытных откачек, Изд-во геологич. литературы Комитета по делам геологии, М.—Л., 1940.
6. Аргунов П. П., Расчет водопонижительных установок, сб. «Строительное водопонижение и гидромеханика грунтовых вод», № 15, Машгиз, 1950.
7. Бабушкин В. Д., Указания по определению коэффициента фильтрации при опытных откачках из несовершенных скважин, Изд. ВНИИ «ВОДГЕО», М., 1950.
8. Бабушкин В. Д., Зависимость дебита скважин от длины и расположения фильтра в водоносном пласте, сб. «Фильтры водозаборных скважин», Углетехиздат, М., 1952.
9. Бабушкин В. Д., Методика расчета дебита шахтных колодцев, Изд. ВНИИ «ВОДГЕО», М., 1952.
10. Белаш П. М., Электромоделирование процессов разработки нефтяных пластов, в кн. Крылова А. П. и др. «Научные основы разработки нефтяных месторождений» (гл. XV), Гостоптехиздат, 1948.
11. Биндеман Н. Н., Расчет фильтрационных потерь из водохранилищ на насыщение берегов, «Гидротехническое строительство», № 3, 1945.
12. Биндеман Н. Н., Гидрогеологические расчеты подпора грунтовых вод и фильтрации из водохранилищ, Углетехиздат, 1951.
13. Биндеман Н. Н., Методы определения водопроницаемости горных пород откачками, наливками и нагнетаниями, Углетехиздат, 1951.
14. Веригин Н. Н., О фильтрации из каналов в сухой грунт, ДАН СССР, т. 79, № 4, 1951.
15. Веригин Н. Н., О неустановившемся движении грунтовых вод вблизи водохранилищ, ДАН СССР, т. 66, № 6, 1949.
16. Володько И. Ф., Зависимость дебита скважин от их диаметра и величины понижения, «Водоснабжение и сантехника», № 5, 1936.
17. Волькенау А. В., Влияние времени на дебит осушающих выработок при осушении шахт в условиях Подмосковского бассейна, «Уголь», № 2, 1941.
18. Гиринский Н. К., Упрощенные формулы притока воды в котлованы различных форм, сб. «Гидрогеология и инженерная геология», № 9, Госгеологиздат, 1947.
19. Гиринский Н. К., Формулы притока воды к одиночной совершенной дрене, расположенной вблизи реки, Там же.
20. Гиринский Н. К., Основные причины неустановившегося движения, развивающегося при откачках из скважин и природа радиуса влияния. Там же.
21. Гиринский Н. К., Установившееся движение фильтрационного потока в неоднородном по вертикали пласте. Там же.
22. Гиринский Н. К., Расчет установившегося притока воды в скважины, работающие в условиях взаимодействия подземных вод нескольких пластов. Там же.

23. Гиринский Н. К., Учет движения подземных вод вблизи скважин по закону, отличному от закона Дарси. Там же.
24. Гиринский Н. К., Определение коэффициента фильтрации. Госгеологиздат, 1950.
25. Гиринский Н. К., Расчет притока воды в подземные выработки в условиях взаимосвязи трех водоносных пластов, сб. «Вопросы гидрогеологии и инженерной геологии», № 13, Госгеологиздат, 1950.
26. Гиринский Н. К., Расчет притока воды в подземные выработки в условиях взаимосвязи подземных вод пяти, семи водоносных пластов, сб. «Методы исследований и расчетов при инженерно-геологических работах», Госгеологиздат, 1951.
27. Гиринский Н. К., Приток воды в выработки, заложенные на междуречье в неоднородный по вертикали пласт. Там же.
28. Гутенмахер Л. И., Электрическое моделирование, Изд. АН СССР, 1943.
29. Емельянова Е. П., О максимальном дебите водосборных галерей и колодцев. «Советская геология», № 27, 1947.
30. Казарновская В. Е., О движении подошвенных вод в нефтяных пластах, «Прикладная математика и механика», т. VII, вып. 6, 1943.
31. Каменский Г. Н., Динамика подземных вод, ч. III, ОНТИ, 1935.
32. Каменский Г. Н., Уравнения неустановившегося движения грунтовых вод в конечных разностях и применение их к исследованию явлений подпора, Изв. АН СССР, ОТН, № 4, 1940.
33. Каменский Г. Н., Основы динамики подземных вод, Госгеологиздат, 1943.
34. Кириллейс В., Искусственное понижение уровня грунтовых вод, Госстройиздат, 1933.
35. Кузьмин Р. О., Бесселевы функции, ОНТИ, 1935.
36. Костяков А. Н., Основы мелиораций, Сельхозгиз, М., 1933.
37. Кочина Н. Н., Плоская задача о растекании бугра грунтовых вод, «Прикладная математика и механика», XV, вып. 6, 1951.
38. Крылов А. П., Глоговский М. М. и др., Научные основы разработки нефтяных месторождений, Гостоптехиздат, М.—Л., 1948.
39. Кусакин И. П., Искусственное понижение уровня грунтовых вод, ОНТИ, 1935.
40. Лапук Б. Б., Приближенное решение задач о неустановившейся радиальной фильтрации газов по закону Дарси, ДАН СССР, т. LVIII, № 1, М.—Л., 1947.
41. Лапук Б. Б., О распределении давления в газовых месторождениях, «Нефтяное хозяйство», № 4, 1947.
42. Лейбензон Л. С., Нефтепромысловая механика, ч. II, Горгеонефтеиздат, 1934.
43. Лейбензон Л. С., Основной закон движения газа в пористой среде, ДАН СССР, т. XLVII, № 1, 1945.
44. Лейбензон Л. С., Движение природных жидкостей и газов в пористой среде, Гостехиздат, М.—Л., 1947.
45. Лембке К. Э., Движение грунтовых вод и теория водосборных сооружений, Инженерный журнал Министерства путей сообщения, СПб, вып. 2, 1886; Там же, № 17—19, 1887.
46. Ломизе Г. М., Фильтрация в трещиноватых породах, Госэнергоиздат, 1951.
47. Лукьянов В. С., Технические расчеты на гидравлических приборах Лукьянова, Трансжелдориздат, 1937.
48. Лукьянов В. С., Гидравлические приборы Лукьянова для технических расчетов, «Труды гидравлической лаборатории», сб. № 1, Стройиздат, 1941.
49. Маскет М., Течение однородных жидкостей в пористой среде, Гостоптехиздат, М.—Л., 1949.
50. Мятлев А. Н., Напорный комплекс подземных вод и колодцы, Изв. АН СССР, ОТН, № 9, 1947.
51. Нельсон-Скорняков Ф. Б., Фильтрация в однородной среде, Изд. «Советская наука», М., 1949.

52. Нумеров С. Н., О фильтрации к горизонтальной дрене в случае наклонного водоупора, «Изв. ВНИИГ», т. 46, 1951.
53. Павловский Н. Н., Неравномерное движение грунтовых вод, ГТИ, М., 1930.
54. Плотников Н. А., Классификация ресурсов подземных вод для целей водоснабжения и методика их подсчета, Госгеологиздат, 1946.
55. Полубаринова-Кочина П. Я., О фильтрации в анизотропном грунте, «Прикладная математика и механика», т. IV, вып. 2, 1940.
56. Полубаринова-Кочина П. Я., О притоке жидкости к скважинам в неоднородной среде, ДАН СССР, т. XXXIV, № 2, М.—Л., 1942.
57. Полубаринова-Кочина П. Я., К вопросу о перемещении контура нефтеносности, ДАН СССР, т. XLVII, № 4, М.—Л., 1945.
58. Полубаринова-Кочина П. Я., Фалькович С. В., Теория фильтрации жидкостей в пористых средах, «Прикладная математика и механика», т. XI, вып. 6, 1947.
59. Полубаринова-Кочина П. Я., Об одном нелинейном уравнении в частных производных, встречающемся в теории фильтрации, ДАН СССР, т. LXIII, № 6, 1948.
60. Полубаринова-Кочина П. Я., О неустановившихся движениях грунтовых вод при фильтрации из водохранилищ, «Прикладная математика и механика», т. XIII, вып. 2, 1949.
61. Полубаринова-Кочина П. Я., Графический способ расчета неустановившихся движений грунтовых вод, «Инженерный сборник», т. IX, 1951.
62. Полубаринова-Кочина П. Я., О динамике грунтовых вод при поливах, «Прикладная математика и механика», т. XV, вып. 6, 1951.
63. Полубаринова-Кочина П. Я., О фильтрации в двух грунтах с наклонной линией раздела, Изв. АН СССР, ОТН, № 1, 1952.
64. Полубаринова-Кочина П. Я., О перемещении языка грунтовых вод при фильтрации из канала, ДАН СССР, т. 82, № 6, 1952.
65. Полубаринова-Кочина П. Я., Теория движения грунтовых вод, ИТТЛ, М., 1952.
66. Пыхачев Г. Б., О дебите скважин в неоднороднопроницаемом пласте, «Труды ГРОЗНИИ», вып. 1, Грозный, 1944.
67. Романов А. В., Приток воды к водозаборам подземных вод и дренам, сб. «Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений», Гос. изд. лит. по строит. арх., 1952.
68. Семчинова М. М., Сравнение опытных данных с теорией для случая неустановившейся фильтрации из каналов, расположенных на горизонтальном водоупоре, «Инженерный сборник» (Ин-т механики Акад. наук СССР), т. 15, 1953.
69. Сливхтер С., Подземные воды, СПб, 1912.
70. Соколов Ю. Д., Про безнапірний приплив ґрунтових вод до дренажної галереї при наявності інфільтрації (Перша фаза нестационарного руху), ДАН УРСР, № 4, 1952.
71. Соколов Ю. Д., Про безнапірний приплив ґрунтових вод до дренажної галереї при наявності інфільтрації (Друга фаза нестационарного руху), ДАН УРСР, № 5, 1952.
72. Соколов Ю. Д., Об одной задаче теории неустановившихся движений грунтовых вод, Укр. мат. журн., т. V, 2, 1953.
73. Тихов М. Н., Влияние перфораций в обсадных трубах на продуктивность скважины, «Нефтяное хозяйство», № 5, 1947.
74. Троянский С. В., Беляев Д. Д., Методика проектирования осушения на шахтах Подмосковского угольного бассейна, ОНТИ, 1939.
75. Форхгеймер Ф., Гидравлика, ОНТИ, 1935.
76. Чарный И. А., Об интерференции несовершенных скважин, Изв. АН СССР, ОТН, № 11, 1946.
77. Чарный И. А., Строгое доказательство формул Дюпюи для безнапорной фильтрации с промежуток высачивания, ДАН СССР, т. 79, № 6, 1951.
78. Чугаев Р. Р., Приток грунтовой воды к траншеям и горизонтальным водосборам, заложенным выше водопроницаемого слоя, Изв. НИИГ, т. 22, 1938.

79. Шипенко П. И., Динамика уровня грунтовых вод в районе водохранилищ и каналов, «Гидротехника и мелиорация», № 8, 1950.
80. Шпильрейн Я. Н., Таблицы специальных функций, Гос. техн.-теоретич. изд., М., 1933.
81. Щеголев Д. И., Рудничные воды, Углетехиздат, 1948.
82. Щелкачев В. Н., Пыхачев Г. Б., Интерференция скважин и теория пластовых водонапорных систем, Горгеонефтеиздат, 1939.
83. Щелкачев В. Н., Влияние проницаемости призабойной области и диаметра скважины на дебит, «Нефтяное хозяйство», № 10, 1945, № 2, 1946.
84. Щелкачев В. Н., Лапук Б. Б., Подземная гидравлика, Гостоптехиздат, М.—Л., 1949.
85. Справочник по строительству угольных карьеров, Углетехиздат, 1952.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Краткий обзор существующих методов расчета захвата подземных вод вертикальными водозаборами	5
§ 1. Условия искусственного захвата подземных вод	5
§ 2. Изученность естественных факторов, влияющих на работу вертикальных водозаборов	10
§ 3. Влияние искусственных факторов, влияющих на работу вертикальных водозаборов	14
§ 4. Изученность неустановившегося радиального потока грунтовых вод	19
Глава II. Расчет одиночных водозаборов в безнапорных водах при неустановившемся движении	25
§ 5. Расчеты притока безнапорных вод к одиночным водозаборам в условиях установившегося движения	25
§ 6. Особенности расчетов неустановившегося движения безнапорных вод	28
§ 7. Расчет неустановившегося радиального потока безнапорных вод к одиночному совершенному водозабору	29
1. Метод конечных величин	29
2. Приближенные формулы Соколова	38
§ 8. Расчет неустановившегося плоского потока безнапорных вод к совершенным траншеям и вытянутым котлованам	40
1. Метод конечных величин	40
2. Приближенные формулы Соколова	43
Глава III. Расчет осушения (истощения) водоносного горизонта систематическим вертикальным дренажем	46
§ 9. Исходные предпосылки	46
§ 10. Выбор граничных условий для решения задач	51
1. Краевые условия для внутренних колодцев	51
2. Краевые условия для контурных колодцев	55
§ 11. Расчет внутренних осушительных устройств	56
1. Общее выражение для расчета	56
2. Основные расчетные формулы	58
3. Анализ формул и критерии для выбора коэффициента осушения	63
4. Расчет удельного приведенного притока к осушаемой площади	64
5. Расчет коэффициента несовершенства	67
§ 12. Расчет контурных осушительных устройств	67
1. Определение радиуса распространения депрессионной поверхности	68
2. Определение расстояния между контурными колодцами и коэффициента заслона	69
§ 13. Порядок расчета	73
Примеры	74
§ 14. Точность расчета	78
Заключение	85
Литература	89