

АКАДЕМИЯ НАУК СССР

С. Ф. АВЕРЬЯНОВ

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ
ПРИ БОРЬБЕ
С ЗАСОЛЕНИЕМ
ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК СССР

Москва 1959

А К А Д Е М И Я Н А У К С С С Р

СОВЕТ ПО ПРОБЛЕМАМ ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА

С. Ф. А В Е Р Ь Я Н О В

ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ ДРЕНАЖ
ПРИ БОРЬБЕ
С ЗАСОЛЕНИЕМ
ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

(РАСЧЕТ)

ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИИ НАУК

М о с к в а 1 9 5 9

ПРЕДИСЛОВИЕ

Практическое значение проблемы борьбы с засолением орошаемых земель вообще и при помощи горизонтального дренажа, в частности, весьма велико в СССР и за рубежом [17, 19, 26, 45]. Ведущиеся в этой области исследования советских и зарубежных ученых посвящены рассмотрению отдельных сторон проблемы применения дренажа при борьбе с засолением орошаемых земель.

Значительные работы, посвященные процессам засоления земель и борьбе с засолением проведены учеными-почвоведом; количественная сторона вопроса отражена в книгах и статьях по мелиорации и теории фильтрации, причем в этих работах часто применяется сложный математический аппарат. В связи с этим большое значение имеет составление сводной работы, где рассматриваются узловые вопросы дренажа орошаемых земель и используются достижения почвоведения, мелиорации и теории фильтрации.

В 1957—1958 гг. Гипроводхозом МСХ СССР были изданы для внутреннего пользования «Материалы к техническим условиям и нормам проектирования оросительных систем», в том числе три работы, посвященные дренажу [2, 9, 38]; одна из работ, написанная автором [2], послужила основой для составления настоящей рукописи.

Автор настоящей работы не претендует на полноту освещения всей проблемы дренажа; он попытался создать краткую сводную работу по расчету дренажа при борьбе с засолением орошаемых земель.

Освещены основные, по мнению автора, вопросы дренажа: водный баланс и баланс грунтовых вод орошаемых массивов вообще и в условиях дренажа в частности, схема работы горизон-

тального дренажа и основы расчета осушительного и рассоляющего действия дренажа. Даны также некоторые практические рекомендации по применению дренажа на орошаемых землях.

Объем работы не позволил детально останавливаться на выводах ряда зависимостей; в этих случаях читателю рекомендуется специальная литература, в которой можно найти обоснование способов расчетов и формул.

В работе использованы результаты исследований автора и достижения отечественных и зарубежных ученых.

ВВЕДЕНИЕ

Многовековая история орошения показывает, что при неблагоприятных природных условиях (выпаривание в зонах выклинивания и рассеяния в большей или меньшей степени минерализованных подземных и поверхностных вод, поступающих со стороны повышенных элементов рельефа и других областей питания) и при неправильном орошении (избыточный водозабор, низкий уровень эксплуатации оросительных систем, низкий уровень агротехники) значительные площади орошаемых земель приходили в негодность из-за так называемого «вторичного засоления». Особенно сильно вторичное засоление орошаемых земель проявлялось в то время, когда в интересах получения максимальной прибыли интенсивно вкладывался капитал в орошаемое хозяйство; так было в Египте во второй половине XIX в., а в Индии, России, США — в начале XX в. [26].

На протяжении многих веков земледельцу при орошении в неблагоприятных природных условиях приходилось считаться с возможностью засоления почв и по мере своих сил бороться с ним. Еще в древние времена в Египте, Индии и странах Средней Азии были выработаны простейшие приемы орошения, учитывавшие рассоление почв, что свидетельствовало о глубокой наблюдательности народа. В основе подавляющего большинства этих приемов лежало растворение и вытеснение солей из почв при помощи более пресных оросительных или фильтрационных вод. Сюда может быть отнесен метод периодического затопления полей долины Нила, зимний «арат» в Азербайджане, посевы на опресненных зонах вблизи каналов при «чашечком» рельефе в районах древнего орошения Средней Азии, использование подземных вод для орошения в Индии и Китае. Все это способствовало увеличению оттока грунтовых вод и в ряде случаев приводило к уменьшению испарения с их поверхности и улучшало условия промывки нисходящими оросительными водами.

Непосредственной причиной засоления орошаемых земель обычно является высокое стояние поверхности грунтовых вод при более или менее значительной их минерализации; в этом случае

при интенсивном испарении влаги с поверхности почвы и транспирации растительности в силу градиента влажности под действием поверхностных сил, превышающих действие сил тяжести, происходит непрерывное восходящее движение из области грунтовых вод в почвенные горизонты, где и скапливаются легкорастворимые соли, вредные для сельскохозяйственных культур.

Предупреждение засоления орошаемых земель и борьба с его последствиями в настоящее время характеризуются:

а) сокращением испарения с поверхности почвы, что уменьшает перенос солей из грунтовых вод в почву;

б) уменьшением питания грунтовых вод, что при наличии некоторого подземного оттока приводит в ряде случаев к опусканию поверхности грунтовых вод ниже так называемой «критической глубины стояния»;

в) применением искусственных мер по удалению солей (промывки) и химических мер воздействия;

г) устройством дренажа для отвода грунтовых вод и солей.

Меры к сокращению испарения с поверхности почвы необходимо принимать во всех случаях, так как это предупреждает засоление и способствует более экономному расходу воды.

Питание грунтовых вод на орошаемых массивах происходит вследствие притока грунтовых вод со стороны или из глубинных пластов подземных вод и фильтрационных потерь из оросительных каналов, а также вследствие опускания влаги из почвы в грунтовые воды в отдельные периоды (часть просочившихся осадков, избыточная поливная вода, в отдельных случаях конденсационная влага). Питание грунтовых вод можно сокращать проведением простейших мероприятий по борьбе с фильтрацией из каналов, улучшением эксплуатации систем (повышение коэффициента полезного действия систем) и улучшением режима полива (уменьшение или прекращение питания грунтовых вод при поливах). Если указанные мероприятия не приводят к необходимому снижению грунтовых вод и уменьшению засоления почв, то прибегают к более капитальным инженерным мероприятиям по борьбе с фильтрацией из каналов (одежды, экраны и т. д.), к промывкам засоленных почв и устройству дренажа.

Промывки засоленных почв применяются в практике орошения, но не всегда дают хорошие результаты, так как возможна реставрация засоления почв. Промывная вода, подаваемая обычно в больших количествах, растворяя в почве вредные соли и опускаясь, питает грунтовые воды. Если нет достаточных условий для подземного оттока, она вызывает подъем уровня воды, что приводит к засолению почвы. Следовательно, для успешной промывки засоленных земель необходим или обеспеченный естественный отток грунтовых вод на соседние неорошаемые земли, или искусственный отток путем постройки дренажа.

Первый способ — использование части обарыченных земель под орошение и оставление другой части для приема подземного оттока с орошаемых земель и испарения этих вод — не может считаться приемлемым при плановом ведении хозяйства, так как пустующие земли, будучи естественными бассейнами испарения минерализованных грунтовых вод, сравнительно быстро достигают высоких степеней засоления и приходят в негодность, а восстановление их плодородия становится или невозможным, или весьма трудным.

Вторым способом увеличения подземного оттока является устройство дренажа.

Вопрос о необходимости строительства дренажа для орошаемых массивов, эксплуатируемых и намечаемых к строительству, следует решать в зависимости от конкретных природных и хозяйственных условий и, прежде всего, с учетом существующего и ожидаемого водно-солевого режима орошаемого массива, причем в конечном счете вопрос решается посредством анализа экономической эффективности и рентабельности намеченных дренажных работ.

Имеющийся в СССР и в других странах (Египет, Индия, США и др.) опыт строительства и эксплуатации дренажа орошаемых земель показал целесообразность его применения как коренного мероприятия по борьбе с засолением земель; однако в отдельных случаях эффект от применения дренажа был невелик [2, 8, 9, 13, 24, 26, 30, 32, 34, 45].

Несмотря на значительный опыт применения дренажа, теоретическая разработка этой проблемы недостаточна. На Втором международном конгрессе по ирригации и дренажу, проходившем в Алжире в 1954 г., по вопросу режима грунтовых вод орошаемых земель и дренажу было представлено наибольшее число докладов, отражающих главным образом опыт применения дренажа при борьбе с засолением орошаемых земель в различных странах (Судан, Австралия, США, Алжир, Индия, Израиль и др.) [45]. Докладов по теоретическим вопросам было незначительное число [39, 43]. За последние годы в СССР [2, 9, 13, 17, 38] и за рубежом [42, 44, 47] возрастает интерес к теоретическому обоснованию работы дренажа. Ниже кратко излагаются результаты, полученные автором в этой области, причем в них учтены некоторые работы советских ученых и ученых других стран.

§ 1. ВОДНЫЙ БАЛАНС И БАЛАНС ГРУНТОВЫХ ВОД ОРОШАЕМЫХ МАССИВОВ; ПУТИ ИХ УЛУЧШЕНИЯ

Водный баланс орошаемых земель определяет количество воды, поступившей в различных видах на орошаемую территорию за определенное время и удалившейся за то же время за пределы

массива. Баланс можно составлять в зависимости от целей и возможностей для крупных территорий, отдельных массивов, систем, участков, полей, делянок. Следует отметить, что во всех случаях нужно твердо установить границы воднобалансового участка (его размещение на поверхности земли); в вертикальном направлении в балансовый «массив» включается поверхность земли, почва с сельскохозяйственными культурами, геологические пласты, содержащие зону аэрации и грунтовые воды. Балансы можно составлять для различных периодов времени; обычно для орошаемых массивов их составляют для поливного периода, осенне-зимнего промывного и весеннего, а так же для всего года.

Отметим, что иногда водный баланс массива не точно понимается как баланс грунтовых вод.

Необходимо различать:

- 1) водный баланс орошаемого массива (включая поверхностные воды, воды зоны аэрации и грунтовые воды);
- 2) баланс поверхностных вод;
- 3) водный баланс зоны аэрации, который условно можно назвать «балансом почвенных вод», если считать влагу, содержащуюся между поверхностью грунтовых вод при высоком их стоянии и поверхностью земли почвенной;
- 4) баланс грунтовых вод (ниже поверхности грунтовых вод, изменяющейся во времени).

Очевидно, что суммирование частных балансов (поверхностных, почвенных и грунтовых вод) даст общий баланс орошаемого массива.

Если в массивах есть водоемы (озера, понижения, заполненные водой, водохранилища, пруды) и горизонты воды в них существенно различаются в начале и конце расчетного периода, то следует учесть изменение баланса поверхностных вод; в обычных для СССР условиях изменениями запасов поверхностных вод орошаемых массивов можно пренебречь; сказанное относится и к наличию воды в оросительных каналах. Если пренебречь изменениями в запасах поверхностных вод, то остаются три основных баланса: баланс массива в целом, баланс почвенных вод и баланс грунтовых вод.

Водный баланс массива можно записать так:

$$\Delta W = B + \bar{P} + \underline{P} + A - C - (I + T_p) - Q, \quad (1)$$

где ΔW — суммарное изменение запасов воды в границах орошаемого массива за время ΔT ; B — водозабор; $\bar{P}$ — приток поверхностных вод помимо водозабора (приток с окружающих возвышенностей, сбросные воды вышележащих массивов); $\underline{P}$ — приток подземных вод; A — атмосферные осадки; C — сбросы (суммарные)

за пределы орошаемого массива по коллекторно-сбросной сети; $I + T_p$ — суммарное значение испарения и транспирации с поверхности массива; $\underline{O}$ — подземный отток за пределы массива по его контуру.

Баланс почвенных вод имеет вид:

$$\Delta W_n = O_p + A + (1 - \alpha) \Phi_k - (I + T_p) - \bar{C} \pm g, \quad (2)$$

где ΔW_n — изменение запасов почвенных вод от поверхности земли до поверхности грунтовых вод; O_p — количество воды, поданное на орошаемые поля из внутрихозяйственной сети; $\bar{C}$ — сбросы с поверхности полей; $\pm g$ — величина подпитывания почвы со стороны грунтовых вод (+) или питания грунтовых вод опускающейся почвенной влагой (—); Φ_k — фильтрация из каналов всех порядков. Коэффициент α показывает долю от фильтрации из каналов Φ_k , идущую на питание грунтовых вод, а коэффициент $1 - \alpha$ — долю от Φ_k , поступающую на увлажнение почвы.

Баланс грунтовых вод

$$\Delta W_{gr} = \underline{\Pi} - \underline{O} + \alpha \Phi_k - D_p \mp g, \quad (3)$$

где ΔW_{gr} — изменение запасов грунтовых вод; D_p — внутрисистемный дренажный сток. Пренебрегая испарением с поверхности воды в каналах, можно считать, что водозабор в систему $B \approx O_p + \Phi_k$. Учитывая, что суммарный сброс $\bar{C}$ за пределы массива состоит из поверхностных сбросов $\bar{C}$ и дренажного внутрисистемного стока D_p , т. е. $C = \bar{C} + D_p$, а также включая приток поверхностных вод $\underline{\Pi}$ в водозабор B и складывая изменения запасов почвенных вод по (2) и грунтовых вод по (3), получим общее изменение запасов воды на массиве в соответствии с (1) в виде

$$\Delta W = \Delta W_n + \Delta W_{gr}. \quad (4)$$

Кроме того, изменение запасов почвенных вод ΔW_n можно представить так:

$$\Delta W_n = y_k w_k - y_n w_n, \quad (5)$$

где y — глубина стояния грунтовых вод, отсчитанная от поверхности земли в конечный y_k и начальный y_n моменты рассматриваемого интервала времени; w_k и w_n — конечная и начальная (средние) объемные влажности зоны аэрации (от поверхности земли до поверхности грунтовых вод). Для изменения запасов грунтовых вод получим формулу

$$\Delta W_{gr} = (y_k - y_n) \bar{\delta}, \quad (6)$$

где δ — коэффициент водоотдачи при опускании поверхности грунтовых вод или коэффициент свободной порозности при их подъеме. Значение δ приближенно может быть отнесено к среднему положению грунтовых вод, т. е. к величине [20, 23]:

$$\bar{y} = \frac{y_k + y_n}{2}$$

Следует различать случаи составления балансов для проектируемой оросительной системы и составления балансов для действующей оросительной системы. В первом случае ставится задача прогноза режима грунтовых и почвенных вод, чтобы обосновать целесообразность инженерных средств по обеспечению удовлетворительного мелиоративного состояния земель; во втором — требуется выяснить основные причины обычно неудовлетворительного состояния орошаемых земель и наметить средства по его улучшению.

Рассмотрим второй случай (действующая система). Из данных службы эксплуатации бывают известны величины водозабора B , атмосферных осадков A , сбросов (суммарных C), оросительных вод, подаваемых на поля O_p , фильтрационных потерь Φ_k и глубин грунтовых вод y (по наблюдательным скважинам)¹.

Неизвестными обычно являются разности $\bar{P} - \bar{O}$, а также сумма $I + T_p$ в уравнении (1), расчленение суммарных сбросов C на поверхностные $\bar{C}$ в уравнении (2) и дренажные D_p в уравнении (3). С нашей точки зрения решающей величиной, определяющей мелиоративное состояние земель, является величина $\pm g$, показывающая питание почвы со стороны грунтовых вод восходящими токами (знак плюс) или промывку почв нисходящими токами (знак минус). В первом случае налицо тенденция к засолению почв (при минерализованных грунтовых водах), во втором — тенденция к рассолению почв. Трудность решения уравнений баланса заключается обычно в сложности определения $I + T_p$. Способы определения $I + T_p$ по температурным данным, дефицитам влажности воздуха и т. д. [16, 19, 20, 23, 37] не обеспечивают достаточной точности, так как в уравнении (1) величина $B + A - C$ обычно близка к $I + T_p$, отчего ошибка в определении $I + T_p$ решающим образом сказывается на величине ΔW , меняя даже ее знак.

В связи с этим более надежен следующий метод составления водных балансов.

¹ Отметим, что фильтрационные потери Φ_k , равные разности $\Phi_k = B - O_p$, обычно выражаются как доля от водозабора $\Phi_k = B(1 - \eta)$, где η — коэффициент полезного действия системы каналов.

1. По данным колебания поверхности грунтовых вод находят изменение запасов грунтовых вод $\Delta W_{гр}$ [формула (6)].

2. По наблюдениям над средней влажностью почвы, используя (5), находят $\Delta W_{п}$.

3. Зная суммарное изменение запасов воды ΔW [левая часть уравнения (1)] для зимних периодов, когда можно принять $I + T_p \approx 0$ или считать его очень небольшим и точность определения может быть не очень большой, находят разность $\underline{P} - \underline{O}$, при известных B , A , C .

4. Приближая, что разность $\underline{P} - \underline{O}$ в различные сезоны изменяется не сильно, можно принять ее постоянной и для вегетационного сезона найти из уравнения (1) величину $I + T_p$.

Таким образом, составляющие уравнения (1) могут быть установлены по сезонам или другим периодам. Далее, имея значения O_p , A , $I + T_p$, $\Delta W_{п}$ из баланса почвенных вод (2), можно найти $\pm g - \bar{C}$, а из баланса грунтовых вод $\pm g + D_p$. Учитывая, что $\bar{C} = \bar{C} + D_p$, окончательно составляем баланс почвенных и грунтовых вод и, что самое главное, находим по сезонам значение $\pm g$, характеризующее процесс взаимодействия почвенных и грунтовых вод.

В корректировке величин $I + T_p$ могут помочь другие методы (температурные расчеты, фактические измерения на опытных станциях и т. д.); при уточнении величин $\underline{P}$ и $\underline{O}$ можно воспользоваться гидрогеологическими данными и определить величины подземного притока и оттока, пользуясь формулами подземной гидравлики. Следует особо подчеркнуть, что если баланс составляется отдельно для орошаемых и неорошаемых земель, находящихся внутри массива, то следует учесть отток подземных вод со стороны орошаемых земель в сторону перелогов, включая его в $\underline{O}$. Трудность рекомендуемого способа заключается в сложности учета суммарного изменения $\Delta W_{гр}$ и $\Delta W_{п}$ для массива в целом, что, однако, может быть преодолено соответствующим районированием территории и соответствующими наблюдениями¹.

На основе анализа существующего водного режима, рассматривая совместно уравнения (1), (2) и (3), можно наметить мероприятия по улучшению мелиоративного состояния и, в частности, решить вопрос о необходимости дренажа.

Из уравнения (3) видно, что при стабилизировавшемся уровне грунтовых вод (в многолетнем разрезе) уменьшение g может быть достигнуто или уменьшением $\alpha\Phi_k$, или увеличением D_p ; следует учесть, что в величину g для промываемых засоленных почв входит значительная часть промывных норм.

¹ Способы прогноза режима грунтовых вод орошаемых массивов описаны в [23].

Большинство водных балансов недренированных орошаемых массивов, составленных для тяжелых мелиоративных условий [9, 13, 16, 19, 20, 29, 37, 38], показывает, что решающими элементами баланса массива являются $B + A$ и $I + T_p$ (иногда сбросы — C), а главными элементами баланса грунтовых вод — $\alpha\Phi_k$ и $\pm g$; разность $\underline{P} - \underline{O}$, как правило, невелика, так как именно слабая естественная дренированность территории является причиной подъема минерализованных грунтовых вод и засоления почв.

В работах [9 и 38] считается допустимым не расчленять водный баланс и рассматривать совместно почвенные и грунтовые воды и изменения их суммарных запасов; это не позволяет установить интенсивность питания почвы из грунтовых вод и наоборот, что важно для оценки направленности почвообразовательного процесса.

§ 2. ЭЛЕМЕНТЫ БАЛАНСА ГРУНТОВЫХ ВОД В УСЛОВИЯХ ДРЕНАЖА

Перепишем уравнение (3) в виде

$$D_p = \underline{P} - \underline{O} + \alpha\Phi_k \pm g \pm \Delta W_{гр} \quad (7)$$

и рассмотрим в отдельности элементы питания и расхода грунтовых вод в условиях дренированной системы.

Величина $\underline{P}$ может обозначать или подземный приток со стороны (поток грунтовых вод) или подпитывание напорными подземными водами. Первый случай не рассматривается, так как поток грунтовых вод, поступающих со стороны, может быть перехвачен ловчими каналами, пограничными дренами и т. д. и его действие будет локализовано [1, 44].

Более опасным и серьезным является подпитывание напорными водами снизу из более глубоких водоносных пластов. Для многих орошаемых массивов (Голодная степь и др.) характерно, что под толщей в 10—100 м сравнительно плохо проницаемых грунтов, представленных глинами или суглинками с линзами и прослойками песков и супесей, залегает мощный водоносный пласт галечников или песков. Наблюдения показывают, что напор в водоносном пласте или совпадает с существующей поверхностью грунтовых вод, или несколько выше ее. Тогда при понижении поверхности грунтовых вод дренажем на величину $\Delta h = 1 - 2$ м образуется постоянное восходящее движение из водоносного пласта, интенсивность которого приблизительно равна

$$q_1 = k \frac{\Delta h}{T}, \quad (8)$$

где k — коэффициент фильтрации; T — глубина залегания водоносного пласта от плоскости заложения дрен.

Так, например, принимая $k = 0,01$ м/сутки, $\Delta h = 1,5$ м, $T = 100$ м, получим $q_1 = 0,01 \cdot \frac{1,5}{100} = 0,00015$ м/сутки, ≈ 55 мм/год $= 550$ м³/га год $\approx 0,02$ л/сек на 1 га, т. е. величину достаточно значительную, с которой необходимо считаться. Хотя этот вопрос требует серьезного изучения, но уже сейчас можно сказать, что в тех случаях, когда на орошаемых массивах хотя бы и весьма глубоко залегает напорный водоносный пласт, необходимо при осуществлении дренажа считаться с вертикальным восходящим током подземной воды. В последние годы в СССР [5, 13] и за рубежом [44] этому вопросу уделяется значительное внимание.

Подземный отток. Так как нами отдельно выделен дренажный отток D_p , в качестве подземного оттока Q рассматривается отток грунтовых вод по периферии орошаемого массива в сторону неорошаемых земель. Весьма важно также определить отток со стороны орошаемых участков внутри массива в сторону перелогов (так называемое растекание грунтовых вод). Упрощая явление и отвлекаясь от неустановившегося его характера, можно предложить следующую схему (рис. 1).

Здесь принято, что ограниченная по размерам площадь F орошается так, что с единицы площади происходит питание грунтовых вод интенсивностью p . Поступающие на питание грунтовых вод потери от орошения p вызывают подъем поверхности грунтовых вод. Благодаря этому подъему происходит увеличение испарения с поверхности грунтовых вод в пределах орошаемой площади и отток грунтовых вод в сторону неорошаемых земель.

Заменяя орошаемую площадь равновеликим кругом радиуса

$$R = \sqrt{\frac{F}{\pi}},$$

примем, в соответствии с [20], что суммарная интенсивность расхода грунтовых вод на испарение и транспирацию q зависит от глубины стояния грунтовых вод Δ следующим образом:

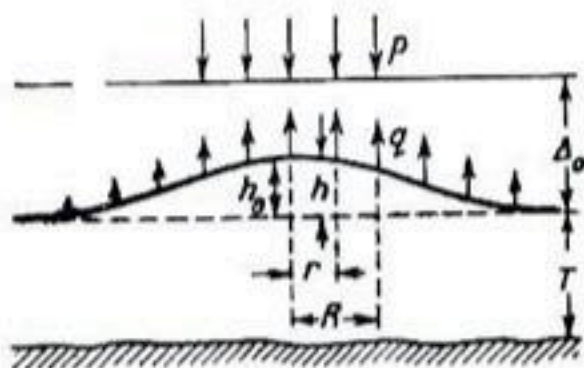


Рис. 1. Схема расчета растекания грунтовых вод от орошаемого массива в сторону неорошаемых земель при подпертой установившейся фильтрации

$$q = q_0(1 - \Delta/\Delta_0)^n. \quad (9)$$

Здесь q_0 — максимальная интенсивность испарения при $\Delta = 0$ (условно может быть принята равной испаряемости с водной поверхности); n — показатель степени, изменяющийся в пределах $1 \leq n \leq 3$; Δ_0 — так называемая критическая глубина залегания поверхности грунтовых вод [16, 17, 19, 34, 37 и др.], при которой начинается заметное испарение с их поверхности

$$1 \leq \Delta_0 \leq 4 \text{ м.}$$

По данным В. А. Ковда

$$\Delta_0 \approx 170 + 8t^\circ \text{ см,}$$

где t° — среднегодовая температура в $^\circ\text{C}$.

Обращаясь к схеме (рис. 1), можем записать выражение для расхода радиального потока грунтовых вод в виде

$$Q_r \approx -2\pi r T k \frac{dh}{dr}, \quad (10)$$

где r — расстояние от центра орошаемого массива; T — средняя мощность потока грунтовых вод (считается значительно большей, чем подъем поверхности грунтовых вод); k — коэффициент фильтрации; h — подъем поверхности грунтовых вод на расстоянии r от центра массива.

Для установившегося движения изменение расхода радиального потока $\frac{dQ}{dr}$ должно быть равно (в пределах площади орошения) разности интенсивности питания и испарения грунтовых вод $2\pi r(p - q)$, а при $r \geq R$ — интенсивности испарения $2\pi r q$.

Приняв для простоты в формуле (9) показатель $n = 1$ и учитывая, что $h = \Delta_0 - \Delta$, получим $q = q_0 \frac{h}{\Delta_0}$.

Возьмем от выражения (10) производную по r , получим для $0 \leq r \leq R$

$$\frac{dQ}{dr} = -2\pi T k \left(\frac{dh}{dr} + r \frac{d^2h}{dr^2} \right) = 2\pi r \left(p - q_0 \frac{h}{\Delta_0} \right).$$

Иначе это уравнение можно записать так:

$$\frac{d^2h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} - \gamma^2 (h - b) = 0, \quad (11)$$

при

$$\gamma^2 = q_0/kT\Delta_0, \quad b = \frac{p}{q_0} \Delta_0.$$

При $R \leq r < \infty$ в уравнении (11) следует положить $p = 0$, $b = 0$. Опуская решение уравнения (11), которое находится в функциях Бесселя, приведем интересующее нас выражение для расхода радиального потока грунтовых вод, оттекающего за пределы орошаемого массива (Q_R):

$$Q_R = Q_0 \psi, \quad (12)$$

где $Q_0 = p\pi R^2 = pF$ — суммарное питание грунтовых вод в пределах орошаемого массива; коэффициент ψ , показывающий какая доля от суммарного питания грунтовых вод оттекает за пределы массива в сторону неорошаемых земель, равен

$$\psi = 2K_1(\gamma R) I_1(\gamma R),$$

где K_1 и I_1 — цилиндрические функции второго K_1 и первого I_1 рода, мнимого аргумента, первого порядка, зависящие *только* от параметра γR , равного

$$\gamma R = R \sqrt{\frac{q_0}{kT\Delta_0}} = \sqrt{\frac{q_0 F}{\pi k T \Delta_0}}.$$

Здесь F — площадь орошения в м^2 ; k — коэффициент фильтрации в м/сутки ; T — мощность водоносного пласта в м ; Δ_0 — „критическая глубина“ грунтовых вод в м ; q_0 — максимальная интенсивность испарения с поверхности грунтовых вод в м/сутки .

Значения коэффициента ψ в зависимости от параметра γR приведены ниже.

γR	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
ψ	0,987	0,960	0,927	0,891	0,854	0,818	0,746

γR	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
ψ	0,680	0,545	0,445	0,318	0,244	0,197

Примечание. При $\gamma R > 5$ достаточно точно $\psi = \frac{1}{\gamma R}$.

Пример. Определить подземный отток с орошаемых земель в сторону неорошаемых для массивов площадью $F_1 = 200 \text{ га}$ и $F_2 = 800 \text{ га}$, при следующих данных:

$k = 2 \text{ м/сутки}$; $q_0 = 5 \text{ мм/сутки}$; $T = 50 \text{ м}$; $\Delta_0 = 3 \text{ м}$.

По формуле (12) находим
для $F_1 = 200 \text{ га}$

$\gamma R = 3,26$ и $\psi \approx 0,30$;

для $F_2 = 800 \text{ гс}$;

$$\gamma R = 6,52 \text{ и } \psi = \frac{1}{\gamma R} \approx 0,15.$$

Отсюда видим, что для первого небольшого массива подземный отток составляет 30% от потерь при орошении (Q_0), а для второго массива, превышающего первый в 4 раза, отток составляет 15% от величины Q_0 ; если считать, что потери воды при орошении пропорциональны площади орошения, то абсолютное значение

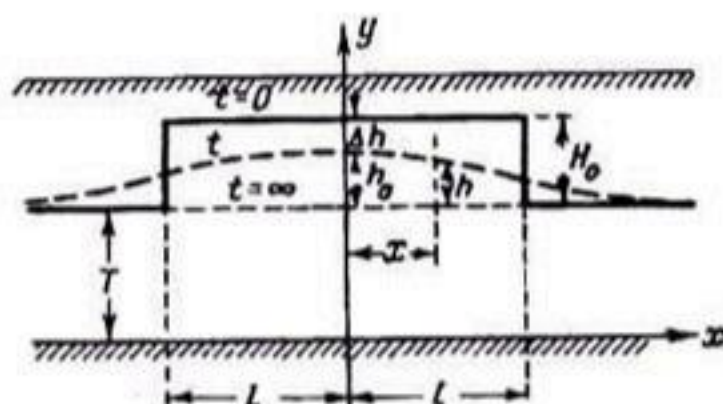


Рис. 2. Схема растекания бугра грунтовых вод

подземного оттока во втором случае увеличится в 2 раза по сравнению с первым, хотя относительная его доля сократилась вдвое.

Существенный интерес представляет определение подземного оттока в сторону неорошаемых земель, возникающего вследствие так называемого растекания бугра грунтовых вод.

Если на орошаемой площади, имеющей форму вытянутой полосы шириной $2l$ (рис. 2), произошел подъем поверхности грунтовых вод в результате поливов на величину H_0 , а затем поливы (например, промывные) прекратились, то грунтовые воды начнут «растекаться» в сторону неорошаемых земель, причем поверхность их под орошаемыми землями будет опускаться, как это показано на рис. 2 пунктиром. Для таких условий П. Я. Полубаринова-Кочина [31] нашла выражение для напора h в виде

$$h = H_0 \frac{1}{2} \left[\Phi \left(\frac{1-x}{2\sqrt{t}} \right) + \Phi \left(\frac{1+x}{2\sqrt{t}} \right) \right], \quad (13)$$

где $\bar{x} = x/l$; $\bar{t}$ — относительное время, равное $\bar{t} = t/\tau$; t — время от начала растекания; τ — время стабилизации [4, 20]; $\tau = \delta l^2/kT$; δ — коэффициент водоотдачи; Φ — функция Крампа.

Для опускания поверхности грунтовых вод в центре массива ($x = 0$) получим выражение

$$\Delta h = H_0 \varphi, \quad \varphi = 1 - \Phi\left(\frac{1}{2\sqrt{\bar{t}}}\right). \quad (14)$$

Первоначальный объем бугра грунтовых вод равен

$$W_0 = 2lLH_0,$$

где L — длина орошаемого участка.

Объем грунтовых вод, вытекающих за пределы участка за время t , можно определить по формуле

$$W_t = 2 \int_0^t Q_{x=l} dt; \quad Q_{x=l} = kTL \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x=l}.$$

Найдем значение $\left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x=l}$ из формулы (13) и, производя интегрирование, получим

$$W_t = W_0 \cdot \gamma; \quad \gamma = 1 - \Phi\left(\frac{1}{\sqrt{\bar{t}}}\right) + \sqrt{\frac{\bar{t}}{\pi}} \left(1 - e^{-\frac{1}{\bar{t}}}\right). \quad (15)$$

Из формулы (14) видим, что опускание поверхности грунтовых вод Δh равно начальной высоте бугра H_0 , умноженной на коэффициент φ , зависящий только от относительного времени $\bar{t}$. По формуле (15) объем подземного оттока за пределы орошаемой площади равен начальному объему W_0 , умноженному на коэффициент γ , зависящий также от относительного времени $\bar{t}$.

Ниже приводятся значения коэффициентов φ и γ в зависимости от относительного времени.

$\bar{t}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
φ	0,000	0,025	0,114	0,197	0,262	0,317	0,360	0,397	0,428
γ	0,000	0,178	0,253	0,308	0,353	0,391	0,422	0,450	0,474

$\bar{t}$	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	∞
φ	0,455	0,480	0,533	0,617	0,654	0,683	0,706	0,724	1,000
γ	0,495	0,514	0,584	0,630	0,666	0,690	0,712	0,729	1,000

Данные показывают, что падение поверхности грунтовых вод происходит сначала медленно, затем быстрее и снова медленно. Отток опережает падение горизонтов и наиболее интенсивен в начале движения.

Пример. Определить отток в сторону вследствие растекания бугра грунтовых вод в условиях промывок части орошаемых земель при следующих данных: ширина полосы промываемых земель $2l = 400$ м; грунтовые воды стоят до промывки на глубине 3 м; свободная порозность $\delta = 0,15$; коэффициент фильтрации $k = 1$ м/сутки; мощность водоносного пласта $T = 20$ м; промывная норма 4000 м³/га, из которой $\Pi = 3000$ м³/га идет на питание грунтовых вод.

1. Подъем поверхности грунтовых вод сразу после промывки

$$H_0 = \frac{\Pi}{\delta} = \frac{3000}{10000 \cdot 0,15} = 2,0 \text{ м.}$$

2. Время стабилизации

$$\tau = \frac{l^2}{kT} = \frac{0,15 \cdot 200^2}{1 \cdot 20} = 300 \text{ суток.}$$

3. Определим падение поверхности грунтовых вод и подземный отток через 1, 2, 3 месяца после окончания промывки, для чего по известным значениям $\bar{t} = t/\tau$ находим, пользуясь таблицей, φ , γ и абсолютные величины Δh и W_t по формулам (14) и (15)

t, сутки	$\bar{t}$	Горизонты		Отток	
		φ	$\Delta h, \text{ м}$	γ	$W_t, \text{ м}^3/\text{га}$
30	0,10	0,025	0,05	0,178	534
60	0,20	0,114	0,23	0,253	759
90	0,30	0,197	0,39	0,308	924

Видно, что для условий примера вследствие растекания бугра грунтовых вод за три месяца после промывки объем оттока в сторону непромытых земель составил 31% начального питания грунтовых вод.

Отметим, что если бы промываемая полоса была вдвое уже ($2l = 200$ м), то при тех же условиях удельный отток с 1 га за три месяца составил бы 54% начального объема бугра грунтовых вод.

Изложенные приближенные способы позволяют оценить величину подземного оттока $\underline{Q}$ в сторону неорошаемых земель и, в

частности, оценить роль коэффициента земельного использования (к. з. и.) в балансе грунтовых вод.

Питание грунтовых вод за счет фильтрации из каналов. Можно записать

$$\alpha\Phi_k = \alpha_1\Phi' + \alpha_2\Phi'' + \alpha_3\Phi''', \quad (16)$$

где Φ' , Φ'' и Φ''' — фильтрационные потери соответственно из систем магистральных, междоульевых и внутрихозяйственных

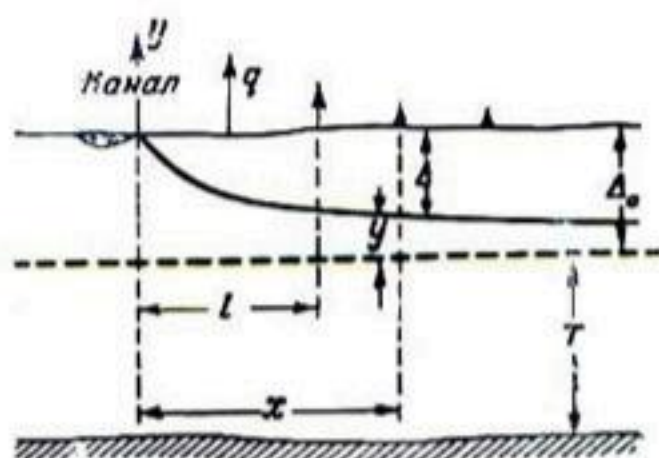


Рис. 3. Схема подпертой фильтрации из канала, когда фильтрационный расход полностью идет на испарение с поверхности грунтовых вод и транспирацию растениями или древесными породами

каналов; α_1 , α_2 , α_3 — доли от фильтрационных потерь, идущие непосредственно на питание грунтовых вод в зоне действия дренажа

Для расчета дренажа, сеть которого покрывает всю площадь орошения, прежде всего необходимо учитывать величину $\alpha_3\Phi'''$, т. е. фильтрацию из каналов, расположенных на той же площади, что и дренаж. Потери $\alpha_2\Phi''$ и особенно $\alpha_1\Phi'$ следует учитывать частично и при известных условиях. Если в бездренажных условиях фильтрация из крупных каналов распространяется на значительные расстояния, особенно при близком залегании межпластового горизонта [16, 19, 20], можно предполагать, что при наличии дренажа подъем грунтовых вод будет устраняться ближайшими к каналу дренами, если последние проходят параллельно каналу (расчет береговых дрен [1], [44]), или распространяться до ближайшего коллектора, если дрены проложены перпендикулярно каналу. Во втором случае для перехвата части фильтрационных вод можно предусмотреть отсечную дренажную систему, расположенную не слишком близко к каналу, или использовать для этого лесную полосу.

Для определения доли $1 - \alpha_1$ фильтрационных потерь, перехватываемых лесной полосой шириной $2l$ (рис. 3) в условиях „подпертой фильтрации“, когда грунтовые воды расходятся только на испарение и транспирацию [20], можно написать следующее выражение для расхода потока грунтовых вод на расстоянии x от канала:

$$Q_x = -kT \frac{dy}{dx}.$$

Приняв зависимость интенсивности испарения от глубины грунтовых вод Δ по формуле (9), при $n = 1$ получим

$$q = q_0 \left(1 - \frac{\Delta}{\Delta_0}\right) = \frac{q_0 y}{\Delta_0},$$

где $\Delta = \Delta_0 - y$; y , T — см. рис. 3. Но изменение расхода по длине по условиям задачи равно интенсивности испарения, отчего

$$\frac{dQ}{dx} = -kT \frac{d^2 y}{dx^2} = -q_0 \frac{y}{\Delta_0}. \quad (17)$$

Решая (17) для условий схемы рис. 3, получим уравнение поверхности грунтовых вод:

$$y = \Delta_0 e^{-x\sqrt{A}}; \quad A = \frac{q_0}{kT\Delta_0}, \quad (18)$$

где e — основание натуральных логарифмов.

Расход потока грунтовых вод на расстоянии x от канала будет

$$Q_x = -kT \left(\frac{dy}{dx}\right) = \sqrt{kT\Delta_0 q_0} e^{-x\sqrt{A}}. \quad (19)$$

В частности, фильтрационный расход из канала (в обе стороны)

$$\bar{Q}_\Phi = 2 \sqrt{kT\Delta_0 q_0}. \quad (20)$$

Доля расхода, поступающего за пределы полосы шириной $2l$, равна:

$$\alpha_1 = \frac{2Q_l}{\bar{Q}_\Phi} = e^{-q_0 l / \sqrt{kT\Delta_0 q_0}}, \quad (21)$$

а часть фильтрационного расхода, используемая лесной полосой, равна $1 - \alpha_1$.

Пример. Определить, какую часть фильтрационных потерь использует лесная полоса при следующих данных:

$$2l = 80 \text{ м}; k = 0,5 \text{ м/сутки}; T = 10 \text{ м}; \Delta_0 = 3,0 \text{ м}; \\ q_0 = 10 \text{ мм/сутки}.$$

Находим значение

$$\frac{q \cdot l}{\sqrt{kT\Delta_0 q_0}} = \frac{0,01 \cdot 40}{\sqrt{0,5 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 0,01}} = 1,03.$$

Воспользовавшись формулой (21) и таблицами для значений e^{-x} , находим $\alpha_1 = e^{-1,03} = 0,357$. Следовательно, около 64% фильтрационного расхода будет использовано лесной полосой, и около 36% пройдет в стокону полей.

Наблюдения, проведенные в последние годы в СССР, показали, что при фильтрации из временных оросителей 30—50% потерь воды расходуется растениями с пользой; поэтому для всей внутрихозяйственной сети можно приблизительно принять $\alpha_3 = 0,85$. Так как коэффициент полезного действия системы $\eta = \eta_1 \eta_2 \eta_3$, где индексы 1, 2, 3 относятся к магистральным, межхозяйственным и внутрихозяйственным каналам, то можно написать:

$$\alpha_1 \Phi' = \alpha_1 B (1 - \eta_1); \\ \alpha_2 \Phi'' = \alpha_2 B \eta_1 (1 - \eta_2); \\ \alpha_3 \Phi''' = \alpha_3 B \eta_1 \eta_2 (1 - \eta_3),$$

где B — водозабор.

Принимая, что оросительная норма (нетто) равна $O_p = B\eta$, и складывая значения $\alpha_1 \Phi'$, $\alpha_2 \Phi''$ и $\alpha_3 \Phi'''$, получим

$$\alpha \Phi = O_p \frac{1}{\eta} [\alpha_1 (1 - \eta_1) + \alpha_2 \eta_1 (1 - \eta_2) + \alpha_3 \eta_1 \eta_2 (1 - \eta_3)]. \quad (22)$$

Очевидно, величина $\alpha \Phi$ может быть существенно уменьшена применением противофильтрационных мер (увеличение η_1 , η_2); устройством отсечных дрена и лесных полос (уменьшение α_1 , α_2) и лучшим использованием фильтрации из временных оросителей и других малых каналов (уменьшение α_3).

Для необлицованных каналов принимаем приблизительно $\eta_1 = 0,75 - 0,85$; $\eta_2 = 0,80 - 0,90$; $\eta_3 = 0,85 - 0,95$; $\alpha_1 = 0,2 - 0,3$; $\alpha_2 = 0,3 - 0,5$; $\alpha_3 = 0,80 - 0,90$.

Тогда порядок величин (приблизительно) $\alpha \Phi \approx (0,25 - 0,50) O_p$, что при обычной для условий Средней Азии норме $O_p = 7000 \text{ м}^3/\text{га}$ дает модуль питания грунтовых вод в условиях дренажа за счет

фильтрации из каналов $q_{\phi} = 0,08 - 0,16$ л/сек на 1 га в течение 9 месяцев (6—7 месяцев поливного и 2—3 месяца промывного периодов).

Питание грунтовых вод при поливах и промывках и подпитывание грунтовыми водами почвы. Питание грунтовых вод при вегетационных поливах $\pm g$ (непосредственно на полях) при способе полива по бороздам и глубоком стоянии грунтовых вод можно практически исключить [19], так как продвижение влаги вниз после вегетационного не преувеличенного полива в относительно сухой почве происходит медленно, часть ее идет на увлажнение почвы и она успевает «подхватываться» восходящими градиентами давления, вызванными просыханием верхних горизонтов почвы и транспирацией сельскохозяйственных культур.)

При близком залегании поверхности грунтовых вод поливная вода нарушает равновесие (более или менее стационарный режим) в капиллярной зоне. Происходит «капиллярный сброс» [22], т. е. сравнительно быстрее вытеснение поливной водой влаги «капиллярной каймы». Поэтому часть находившейся в этой зоне влаги поступает в грунтовые воды. Отметим, что в грунтовые воды вытесняется сформировавшаяся «капиллярная кайма», образованная засоленными растворами, если грунтовые воды минерализованы (но не поливная вода, которая, как правило, пресная). Это приводит к своеобразной промывке почв. После окончания полива и увлажнения почвы транспирация растений и испарение с поверхности почвы создают ток воды в обратном восходящем направлении, причем при высоких грунтовых водах они также используются в этом процессе. При современном уровне знаний в этой области дать теорию этого процесса затруднительно. Приведем для иллюстрации и грубой количественной оценки некоторые фактические данные.

Поступление оросительной воды в грунтовую за вегетационный период при различной глубине залегания грунтовых вод, по данным В. М. Легостаева [17], было следующее.

Глубина грунтовых вод, м	0,8	1,0	2,0
Поступление оросительной воды в грунтовую воду, м ³ /га	703	320	8
Процент от оросительных норм	12,0	5,5	0,14

Опыты проходились на Федченковской опытной станции в лизиметрах; культура — люцерна; оросительная норма 5865 м³/га.

Расход поливной и грунтовой воды различными культурами при различной глубине грунтовых вод, по данным В. М. Легостаева [17], приведены в таблице на стр. 23

Глубина грунтовых вод, м	Израсходовано воды, %		
	поливной	грунтовой	осадки
Бухарская опытная станция; люцерна			
1	69,0	26,3	4,7
2	81,0	13,8	5,2
3	99,5	—	0,5
Пахта-Аральская опытная станция; хлопчатник			
1	30,7	69,3	—
2	62,8	37,2	—
3	80,0	20,0	—
Чарджоуская опытная станция; хлопчатник			
1	38,5	61,5	—
2	89,8	10,2	—
3	91,5	8,5	—

В работе [38] приведены данные М. В. Барановского по расходованию грунтовых вод на транспирацию и испарение для дренированной площади (Муганская опытная станция, Азербайджан), занятой хлопчатником, люцерной, ячменем. Так например, для поля, занятого под хлопчатником, получены следующие величины расходования грунтовых вод q (в $\text{м}^3/\text{га}$ в сутки) по месяцам (см. рис. 4 [38]):

Апрель	Май	Июнь	Июль	Август	Сентябрь	Октябрь
2—4	4—7	7—12	12—32	32—34	34—7	7—4

На рис. 4 приведен график И. А. Дударова [38], изображающий зависимость расходования грунтовых вод на транспирацию и испарение (q $\text{м}^3/\text{га}$ в сутки) от календарных сроков и от глубины стояния поверхности грунтовых вод (H м).

Данные показывают, что после устройства дренажа, т. е. при опускании поверхности грунтовых вод на критическую глубину (2—3 м), по-видимому, дополнительное питание грунтовых вод при вегетационных поливах учитывать не следует; возможно, однако, использование сельскохозяйственными культурами грунтовых вод в довольно больших количествах (10—30% от водопотребления), что при опреснении верхнего слоя грунтовых вод будет полезным, так как позволит снизить оросительные нормы и улучшить почвообразовательный процесс.

Питание грунтовых вод при промывке засоленных почв. Целью промывок является удаление из почвы вредных для сельскохозяйственных культур растворимых солей, путем растворения

и вытеснения их в нижележащие грунты промывной водой. К сожалению, закономерности растворения солей в почве и динамика этого процесса в настоящее время еще недостаточно выяснены, поэтому в производстве пользуются данными опытных промывок и некоторыми общими соображениями. На основании работ [9, 14, 16, 17, 19, 25, 30, 32, 34, 38] и других в области промывок засоленных почв можно сделать следующие выводы относительно питания грунтовых вод в условиях дренажа.

1. Для устойчивого опреснения верхних (1—2 м) горизонтов почвы в условиях среднего и сильного засоления нужны значи-

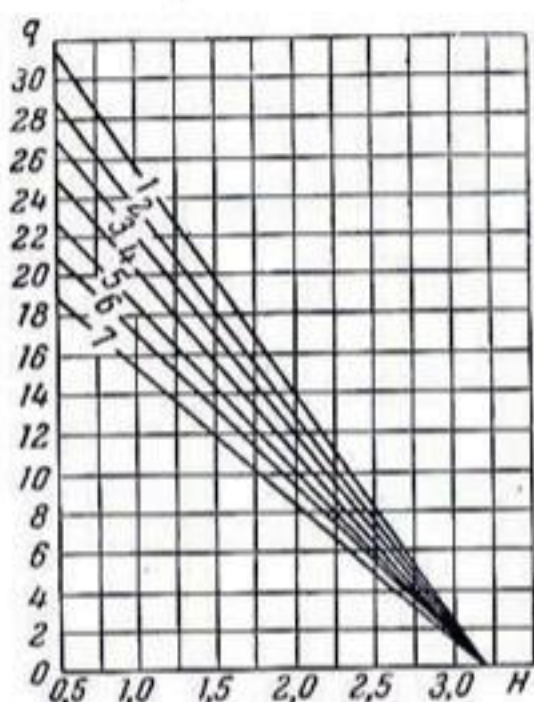


Рис. 4. Расход грунтовых вод на испарение и транспирацию хлопчатником (q $\text{м}^3/\text{га}$ в сутки) в зависимости от календарных сроков и глубины стояния грунтовых вод H , м (по И. А. Дударову [33])

1 — с 15.VII по 10.IX; 2 — с 1.VII по 15.VII и с 10.IX по 30.IX; 3 — с 15.VI по 1.VII и с 20.IX по 1.X; 4 — с 1.VI по 15.VI и с 1.X по 5.X; 5 — с 15.V по 1.VI и с 5.X по 20.X; 6 — с 1.V по 15.V и с 20.X по 1.XI; 7 — с 1.IV по 1.V

тельные количества промывной воды порядка 10 000—15 000 $\text{м}^3/\text{га}$. Такие количества не могут быть приняты почвой, ввиду ограниченности емкости свободной порозности при высоком стоянии грунтовых вод и не могут быть отведены за 2—3 месяца (период промывок) даже при интенсивном дренаже.

2. В связи с этим практикуется постепенное рассоление верхних горизонтов почво-грунтов в течение ряда лет с разбивкой общей промывной нормы на ряд сезонных норм.

3. Величина сезонной нормы, с одной стороны, определяется свободной емкостью грунта от исходного уровня грунтовых вод до допустимого уровня к концу промывки (0,5—1 м от поверхности земли) и понижением этого уровня к началу сельскохозяйственных работ на глубину 1,3—1,8 м, и к началу вегетационного периода на «критическую глубину» Δ_0 м (обычно 2—3 м). С другой стороны, сезонная норма должна растворить соли и вытес-

нить их, для чего считается, что она должна состоять из «растворяющей» части, равной недостатку насыщения до «предельной влагоемкости», и «транспортирующей» части, равной предельной влагоемкости для расчетного слоя (обычно 1 м).

Можно считать, что на питание грунтовых вод идет «транспортирующая» часть сезонной нормы, изменяющаяся приблизительно

но от 2200 м³/га для легких почв до 3500 м³/га для тяжелых почв. Однако по предельному подъему грунтовых вод транспортирующая часть сезонной нормы при единовременной ее подаче и отсутствии подземного оттока, по-видимому, не должна превышать 1500 — 2200 м³/га. Действительно, считая, что в результате дренирования грунтовые воды к началу промывки стоят на глубине 2,5 м и допуская их подъем на 2 м, т. е. на 0,5 м от поверхности земли, получим предельное пополнение грунтовых вод

$$\Delta W = \delta \Delta y, \quad (23)$$

где δ — свободная порозность для среднего положения поверхности грунтовых вод $y_{\text{ср}} = \frac{y_1 + y_2}{2}$; $\Delta y = y_1 - y_2$ — подъем поверхности грунтовых вод.

Величина δ при $y_{\text{ср}} < H_k$ (H_k — максимальная высота капиллярного поднятия) может быть определена по формуле [20]

$$\delta = w_1 \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{y_{\text{ср}}}{H_k} \left[1 - \left(\frac{w_0}{w_1} \right)^2 \right]} \right\}, \quad (24)$$

где w_1 и w_0 — полная и минимальная влагоемкости; $w_1 = m - p_0$; m — скважность; p_0 — объем зажатого воздуха на уровне грунтовых вод (w_1 , w_0 , p_0 , m , δ берут в долях объема грунта).

Для типичных условий — тяжелых суглинков: $m \approx 0,55$; $p_0 = 0,05$; $w_1 = 0,50$; $w_0 = 0,30$; $H_k = 3$ м. Тогда по формуле (24), если

$$y_{\text{ср}} = \frac{2,5 + 0,5}{2} = 1,5 \text{ м},$$

$$\delta = 0,50 \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{1,5}{3} \left[1 - \left(\frac{0,3}{0,5} \right)^2 \right]} \right\} = 0,09$$

и количество изменения запасов грунтовых вод по (23)

$$\Delta W = 0,09 \cdot 2 = 0,18 \text{ м} = 1800 \text{ м}^3/\text{га}.$$

Аналогичные расчеты для других типичных значений физических свойств грунтов и наблюдения показывают, что свободная порозность сверх полевой влагоемкости (из этих условий определена транспортирующая часть промывной нормы) в капиллярной зоне мала и составляет 0,05 — 0,15 от объема почвы.

Г. И. Шпанин приводит зависимость коэффициента водоотдачи от проницаемости почво-грунтов (рис. 6 [38]), из которой получают следующие соотношения.

Коэффициент фильтрации k , м/сутки	1	2	4	6	8	10	12
Коэффициент водоотдачи δ	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,13

Аналогичные величины, но в форме суммарных запасов воды в почве и грунтовых водах (W) в четырехметровой толще почвогрунта в $\text{м}^3/\text{га}$, в зависимости от глубины стояния поверхности грунтовых вод (h) приводит А. П. Завилов [9]; эти данные представлены на рис. 5.

Сказанное позволяет считать, что по условиям емкости грунта выше уровня грунтовых вод, величина питания грунтовых вод, при промывках, т. е. транспортирующая часть промывной нормы, обычно не может быть более $2000 \text{ м}^3/\text{га}$. Если к этой «транспор-

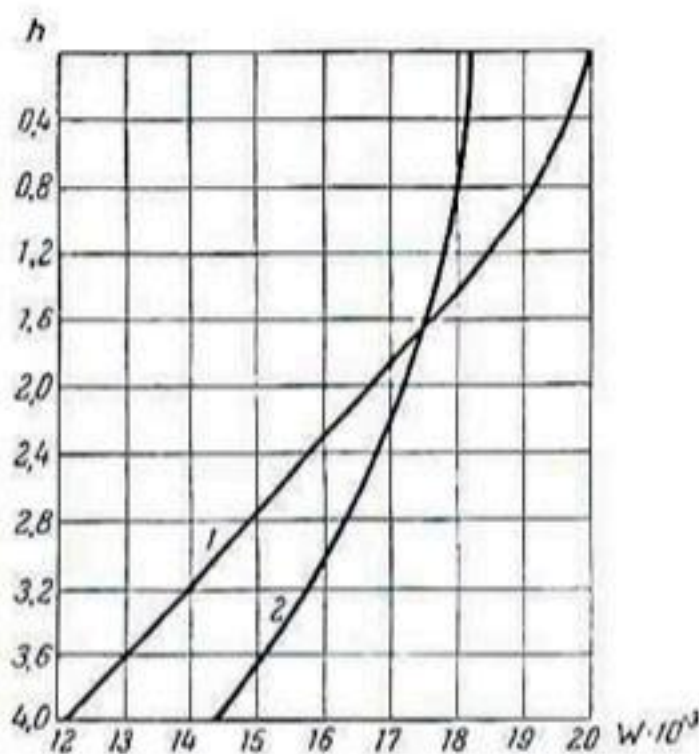


Рис. 5. Содержание влаги (W) в четырехметровом слое почвогрунта в ($\text{м}^3/\text{га}$) в зависимости от глубины (h , м) залегания грунтовых вод:

1 — Голодная степь; 2 — низовье Аму-Дарья

тирующей» части прибавить «растворяющую» часть в $500—1000 \text{ м}^3/\text{га}$, то получим значения сезонной нормы в $2500—3000 \text{ м}^3/\text{га}$, что, как правило, и рекомендуется.

4. Промывки рекомендуется проводить возможно раньше (осенью), даже по растущему хлопчатнику, с тем, чтобы грунтовые воды за длительный перерыв до начала весенних сельскохозяйственных работ успели опуститься на нужную глубину. Учитывая это, можно рассчитывать, что промывки продлятся 2—3 месяца и окончатся (для условий Средней Азии) около 1 января. В течение трех зимних месяцев системы будут закрыты, вредного питания грунтовых вод не будет; интересы водоснабжения при

этом могут быть удовлетворены проведением специальных мер (использование пресных подземных вод, устройство наливных водоемов).

5. Рекомендуются промывные сезонные нормы давать не одновременно, а затопляя делянки площадью 0,15—0,25 га слоем воды 10—20 см при перерывах между затоплениями в 3—8 суток. Учитывая, что площадь, обслуживаемая дренами (при сравнительно редком расстоянии между дренами), практически будет промываться не одновременно, можно принять в качестве питания грунтовых вод промывными водами норму, приблизительно равную $2000 \text{ м}^3/\text{га}$, распределенную равномерно в течение 2—3 месяцев, что дает интенсивность питания около $q_{\text{пр}} = 0,26—0,58 \text{ л/сек с } 1 \text{ га}$.

§ 3. СХЕМА РАБОТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Рассмотрение элементов баланса грунтовых вод позволяет написать

$$q_{\text{др}} = q_0 + q_{\text{ф}} + q_{\text{пр}} - q_{\text{от}} - q_{\text{т}} \mp \frac{\Delta W_{\text{гр}}}{\Delta T}, \quad (25)$$

где $q_{\text{др}}$ — модуль дренажного стока, необходимый для отвода в отдельные периоды; q_0 — модуль подземного притока (подпитывание из глубоких водоносных пластов); $q_{\text{ф}}$ — интенсивность питания грунтовых вод за счет фильтрации из каналов; $q_{\text{пр}}$ — интенсивность питания грунтовых вод за счет промывок; $q_{\text{от}}$ — интенсивность подземного оттока за счет растекания в сторону неорошаемых земель; $q_{\text{т}}$ — интенсивность использования грунтовых вод на транспирацию; $\mp \Delta W_{\text{гр}}$ — изменение запасов грунтовых вод; ΔT — продолжительность периода.

Уравнение (25) относится к дренированной орошаемой площади, т. е. в это уравнение неорошаемые площади не включаются, а их влияние оценивается слагаемым $q_{\text{от}}$.

Величины, входящие в формулу (25), представлены в таблице

В таблице показан *порядок* величин интенсивности питания и расходования грунтовых вод. Как мы видели выше, элементы баланса сильно зависят от природных и хозяйственных условий, например, при значительном напорном питании величина q_0 может быть значительно большей (она редко отсутствует); величина $q_{\text{ф}}$, очевидно, может быть снижена до меньших пределов прведением противифльтрационных работ на магистральном и межхозяйственном каналах, а также устройством отсечных дрен и посадкой лесных полос. Следует, однако, отметить, что если внутрихозяйственная сеть имеет к. п. д. порядка 0,75—0,80, то величина питания грунтовых вод не будет меньше чем $0,25 \text{ О}_p$.

Величина интенсивности питания от промывок может изменяться в зависимости от грунтов, степени засоления и т. д. Величина растекания грунтовых вод в сторону неорошаемых земель зависит от коэффициента земельного использования и гидрогеологических условий; в таблице указаны ориентировочные данные для типичных гидрогеологических условий и к. з. и. более 0,5.

Обозначение	Продолжительность (ориентировочно)	Порядок величин, л/сек с 1 га
q_0	Круглый год	$> 0,02$
q_{Φ}	Вегетационный и промывной периоды (1. IV—1. I)	$0,08—0,16$
$q_{пр}$	Промывной период (1. X—1. I)	$0,26—0,58$
$q_{от}$	Более интенсивно в течение орошения (1. IV—1. I)	$0,02—0,08$
q_T	Вегетационный период (1. IV—1. X)	$0,05—0,14$

Возможность использования грунтовых вод сельскохозяйственными культурами зависит как от глубины грунтовых вод, так и от вида сельскохозяйственных культур, степени засоленности грунтовых вод и характера грунта; величина 10—20% от O_p принята по опытным данным. Таким образом, баланс грунтовых вод орошаемого массива должен составляться с учетом конкретных природных и хозяйственных условий и на приведенные в таблице величины следует смотреть как на приближенные. Из приведенных данных можно сделать некоторые выводы общего характера.

1. В том случае, если минерализованные грунтовые воды на предполагаемом к орошению массиве стоят глубоко (10—20 м), то следует всемерно сокращать питание грунтовых вод, проводя противофильтрационные мероприятия; если этого не делать, то превышение питания грунтовых вод над их оттоком порядка 0,10—0,15 л/сек с 1 га вызовет их подъем (увеличение $\Delta W_{гр}$)

$$\text{около } \frac{0,10 \cdot 86 \cdot 400}{21000 \cdot 10 \cdot 000} \cdot 365 = \frac{0,3}{2} = \frac{0,3}{0,15 + 0,3} = 1 - 2 \text{ м/год,}$$

что обычно и наблюдается; этот рост будет происходить до тех пор, пока не сбалансируется приток грунтовых вод и расход их на испарение с поверхности почвы, что и вызовет засоление земель.

2. Если грунтовые воды в настоящее время стоят близко к критической глубине и *нельзя допустить* их ежегодного подъема [т. е. принять в (25) $\Delta W = 0$], почвы засолены и требуют промывок, то в обычных условиях слабо естественно-дренированных ороси-

тельных систем питание грунтовых вод превышает их расход, так как средневзвешенное питание (приблизительно)

$$q = \frac{12 \cdot 0,02 + 9 \cdot 0,12 + 3 \cdot 0,42}{12} = 0,21 \text{ л/сек с 1 га},$$

а среднегодовое расходование

$$q = \frac{0,05 \cdot 9 + 0,095 \cdot 6}{12} = 0,09 \text{ л/сек с 1 га}.$$

Здесь необходим дренаж, поскольку противофильтрационные работы снижают питание грунтовых вод не в такой степени, чтобы сбалансировать их с оттоком и величина $-g = q_r$ при засоленных грунтовых водах вредна и ведет к дальнейшему засолению почв. Уменьшение к. з. и. ведет к засолению неорошаемых земель, что в большинстве случаев недопустимо (особенно земель внутри массива).

3. Среднегодовой дренажный сток может, по-видимому, характеризовать модуль $q = 0,15-0,25 \text{ л/сек с 1 га}$, причем он резко изменяется в течение года.

Период	Вид питания	q , л/сек с 1 га
1. IV—I.X	$q_0 + q_{\phi} - q_{от} - q_r$	0,05—0,15
1. X—I.I	$q_0 + q_{\phi} + q_{пр} - q_{от}$	0,20—0,60
1. I—I.IV	q_0	>0,02

4. Требования к понижению поверхности засоленных грунтовых вод обычно сводятся к следующему:

а) в период интенсивного испарения и транспирации (ориентировочно для условий Средней Азии с 1 апреля по 1 октября) требуется понизить грунтовые воды на так называемую «критическую глубину», при которой не будет происходить поступления засоленных вод в почву; в зависимости от минерализации грунтовых вод, характера грунтов, климата, хозяйственного использования, она изменяется в пределах $\Delta_0 = 1,5-3,5 \text{ м}$, обычно 2—3 м [16, 19, 24];

б) в период промывок (к их окончанию, например к 1 января) грунтовые воды не должны стоять ближе чем 0,5 м от поверхности земли;

в) к началу сельскохозяйственных работ (для Средней Азии к началу марта, т. е. спустя 2 месяца после окончания промывки) грунтовые воды должны быть опущены на 1,3—1,8 м (для «пос-

павания» почвы и нормальной работы сельскохозяйственных машин);

г) к началу поливов (для Средней Азии обычно к началу апреля) грунтовые воды должны быть опущены на критическую глубину.

Графически это изображено на рис. 6, где показан также примерный график превышения питания над расходом грунтовых вод. Если исходить из характера питания грунтовых вод, переменного во времени, то колебания поверхности грунтовых вод должны иметь характер, показанный на чертеже сплош-

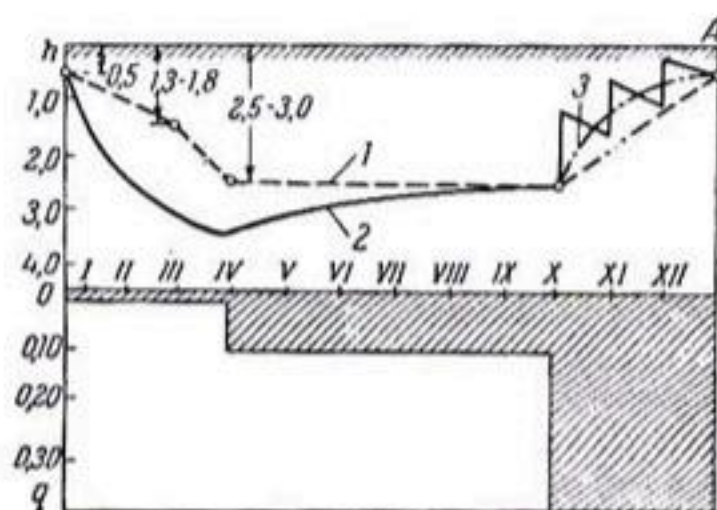


Рис. 6. Схема работы горизонтального дренажа на орошаемых землях:

h — глубина поверхности грунтовых вод в м;
 q — модуль питания грунтовых вод в л/сек на 1 га;
 1 — фактическое понижение поверхности грунтовых вод;
 2 — возможное понижение, исходя из характера работы дренажа;
 3 — осредненный подъем для периода промывок;
 A — поверхности почвы

ной линией, что не совпадает с желательным изменением поверхности грунтовых вод (пунктир).

Очевидно, что устраивать дренаж, работающий кратковременно в период промывок с интенсивной нагрузкой 0,3—0,5 л/сек с 1 га, на отвод в основном промывных вод нецелесообразно. Возникает мысль об использовании свободной емкости грунта выше заложения дрен [член $\pm \Delta W_{гр}$ в уравнении (25)], как своего рода водохранилища, вмещающего избыточные запасы в периоды интенсивного питания и отдающего их в течение периодов менее напряженного питания; при этом надо создать такое устойчивое понижение грунтовых вод, которое бы обеспечило размещение колебания их поверхности в допустимых пределах. Аналогичные рассуждения положены нами в обоснование расчета осушительного действия глубоких редких каналов [4, 20]. Если принять такой подход, то расчет осушительного действия дренажа сведется к расчету его

на среднегодовое питание с проверкой допустимости подъема поверхности грунтовых вод в отдельные периоды.

В отношении *рассоляющего* действия дренажа задача решена не полностью, так как не выяснен вопрос о процессе удаления солей из почвы, грунтов и грунтовых вод.

В последнее время по этому вопросу высказываются следующие взгляды [17].

В работе дренажных устройств различаются два периода: мелиоративный и эксплуатационный. В первый период основными задачами дренажа являются:

1) рассоление всей корнеобитаемой зоны почвы до содержания не более 0,2—0,3% суммы всех солей, в том числе ион хлора не более 0,01%;

2) изменение водно-солевого баланса массива в сторону рассоления;

3) рассоление *грунтовых вод* до таких величин (1—3 г/л), при которых, независимо от близкого уровня их залегания процессы засоления в орошаемых почвах прекращаются;

4) последующее создание пресного слоя грунтовых вод мощностью 5—10 м путем замещения выведенных дренажем соленых грунтовых вод наслоенными пресными промывными и фильтрационными водами.

Рассоление корнеобитаемой толщи почвы достигается на фоне дренажа за 1—2 года, рассоление грунтовых вод растягивается на десятки лет. Эксплуатационный период дренажа создает «солевую вентиляцию» путем проточности почвенно-грунтовых вод в целях избежания накопления солей от поливных вод. Второй задачей этого периода является поддержание режима капиллярного грунтового питания растений пресными грунтовыми водами, для чего их желательно держать на глубине 1—2 м. Это мероприятие позволит снизить оросительные нормы и увеличить урожай сельскохозяйственных культур. Отмечается также, что опресненные дренажные воды могут использоваться в орошаемом хозяйстве на поливах и промывках. Таким образом, всякий дренаж, и в частности, горизонтальный следует рассматривать с учетом основных его свойств — способности удалять избыточные соли и избыточную воду (осушительное и *рассоляющее* действия)¹.

В последнее время [13] для борьбы с засолением орошаемых земель в условиях наличия напорного подпитывания подземными

¹ За рубежом, как можно судить по последним работам [44, 47], расчет дренажа при борьбе с засолением орошаемых земель обосновывается только его осушительным действием, причем норма осушения принимается 1,5 фута (около 0,5 м) при модуле стока $\frac{1}{43} \div \frac{1}{60}$ акр-фут акр/сутки, что соответствует 0,82—0,59 л/сек с 1 га.

водами настоятельно рекомендуется применение дренажа совместно с усиленными поливами, обеспечивающими постоянное нисходящее движение влаги в почво-грунтах и вытеснение солей из почвы.

Эти и другие, в некоторой степени еще спорные предложения, связанные с устройством и оценкой рассоляющего действия дренажа, особенно подчеркивают необходимость составления балансов грунтовых вод и вод зоны аэрации, а также, хотя бы приближенных солевых балансов. Эти балансы составляются для существующего водного режима и для предполагаемого в условиях действия дренажа, причем, внимательно проанализировав все возможные средства уменьшения питания грунтовых вод, возможно обосновать технико-экономическими расчетами потребность в дренаже и его экономическую эффективность.

Прогноз режима грунтовых вод и солей для вновь осуществляемых оросительных систем или при расширении площадей орошения поможет правильно решить во многих случаях трудную задачу предотвращения засоления орошаемых земель в неблагоприятных природных условиях.

§ 4. РАСЧЕТ ОСУШИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Основная расчетная схема осушительного действия горизонтального дренажа характеризуется периодической работой в течение года и более или менее постоянным для отдельных периодов питанием со стороны почвы, которое может приближенно рассматриваться как равномерно распределенное по площади, обслуживаемой дренажем; помимо этого может иметь место напорное питание из глубоких подземных пластов.

В последнее время показано [4, 20], что характерные и необходимые для расчета элементы неустановившегося движения (расходы, горизонты) могут быть получены как произведения соответствующих элементов для предельного стационарного движения на коэффициенты, зависящие только от относительного (безразмерного) времени; это обстоятельство во многих случаях значительно упрощает расчет и делает его вполне доступным для практического использования. Рассмотрим основные расчетные схемы и предложения.

А. УСТАНОВИВШЕЕСЯ ДВИЖЕНИЕ

В смысле гидрогеологических условий могут быть выделены две основные схемы:

1) более или менее однородный грунт, иногда значительной мощности, залегающий на значительно менее проницаемом грунте (условно последний называется «водоупор») и

2) однородный грунт, подстилаемый водоносным напорным пластом (рис. 7а и б).

В первом случае источник питания — инфильтрационное питание

$$q = q_{\text{ф}} + q_{\text{пр}} - q_{\text{от}} - q_{\text{г}};$$

во втором — к инфильтрационному питанию прибавляется глубинное подпитывание, определяемое или напором водоносного пласта H , или модулем притока напорных вод q_0 .

Схема 1

Для этой схемы (рис. 7, а) характерно: 1) наличие поверхности грунтовых вод, образованной инфильтрационным питанием; 2) наличие участка «нависания» над дренаем h_0 ; 3) залегание на некоторой глубине поверхности водоупора.

В условиях орошаемых массивов водоупор залегает обычно глубоко ($T = 30 - 100$ м и более), однако и дрены могут размещаться относительно редко ($B = 51 - 711$ м), отчего обычно отношение $B/T > 1$, что не позволяет считать водоупор залегающим «бесконечно» глубоко, как это иногда принимается в расчетах.

Обычно участок «нависания» объясняется:

1) подпором в дрене, когда давление в ней $P > P_{\text{атм}}$; 2) недостаточным размером дрены ($d < d_{\text{крит}}$); 3) наличием дополнительных сопротивлений на вход воды в дренаж через стыки отверстия и т. д. Последний вид сопротивлений слабо изучен, и в настоящее время трудно оценить его величину для разного типа дрен с учетом проницаемости засыпки траншей, количества и размеров стыков и отверстий и т. д. Опыт работы закрытого дренажа на Муганской опытной станции [8] показывает, что суммарная

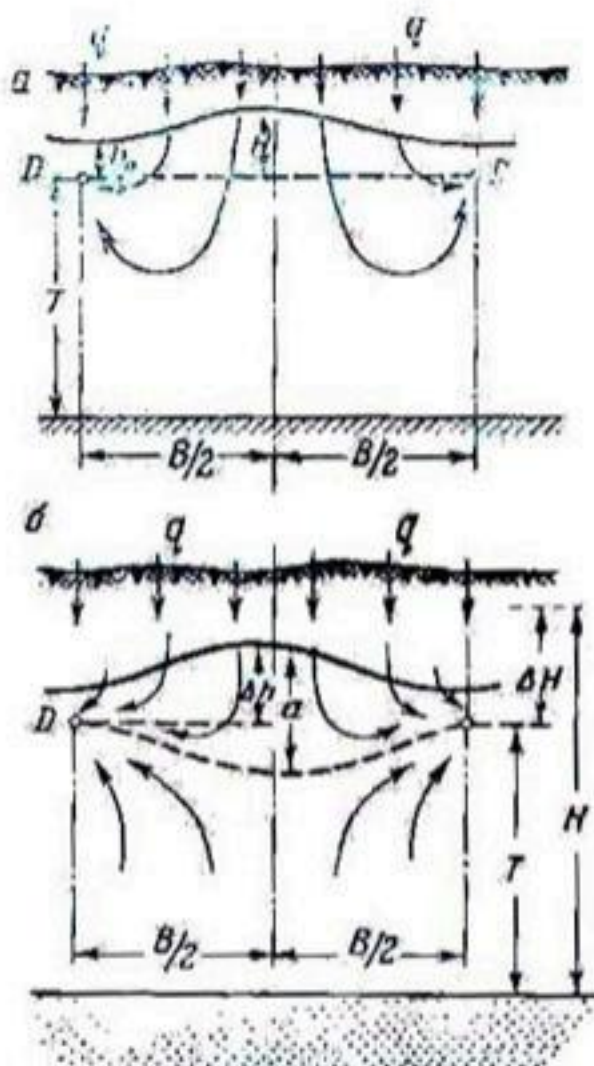


Рис. 7. Схемы отвода грунтовых вод горизонтальным дренажем:

а — при наличии инфильтрационного питания и конечной глубине залегания поверхности водоупора; б — при совместном питании инфильтрационными и напорными водами

на настоящее время трудно оценить его величину для разного типа дрен с учетом проницаемости засыпки траншей, количества и размеров стыков и отверстий и т. д. Опыт работы закрытого дренажа на Муганской опытной станции [8] показывает, что суммарная

величина участка нависания достигала 0,5 м и более. В открытых дренах участок «нависания» вырождается в «высоту выклинивания» и рассматривается как разность отметок между точкой выхода поверхности грунтовых вод на откос канала и горизонтом воды в нем.

В ряде гидромеханических решений [7, 10, 11] для весьма глубокого залегания водоупора получены значения высоты выклинивания порядка

$$h_0 = 0,17 \div 0,26 \frac{Q}{k} \text{ м,}$$

где Q — приток к дрене с двух сторон в $\text{м}^3/\text{сутки}$ на 1 пог. м, k — коэффициент фильтрации в $\text{м}/\text{сутки}$.

При близком залегании водоупора по [31] можно приближенно принять

$$h_0 = 0,37 \frac{Q}{k} \text{ м.}$$

Учитывая, что интенсивность питания грунтовых вод для дренажа на орошаемых землях лежит обычно в пределах $q = 0,1 - 0,4$ л/сек с 1 га, что соответствует величинам $q = \frac{0,1}{116} \div \frac{0,4}{116} \text{ м}^3/\text{сутки}$ с 1 м^2 , и принимая, например, $B = 300 - 400$ м, получим следующий порядок ожидаемых величин высоты выклинивания ($Q = qB$)

$k, \text{ м/сутки}$	5	1	0,5
$h_0, \text{ м}$	0,01—0,10	0,04—0,51	0,09—1,12

Из данных видим, что для плохопроницаемых грунтов ($k < 1 \text{ м/сутки}$) величина высоты выклинивания может быть значительной (до 1 м), что следует иметь в виду. Возвращаясь к схеме рис. 7, а, отметим имеющиеся решения, позволяющие определить расстояния между дренами B (в м) в зависимости от глубины их заложения и условий расоты дренажа (q, k, T).

Очень близкое залегание поверхности водоупора. Формула Кене выведена для залегания дрен на поверхности водоупора ($T = 0$) и имеет вид

$$B = 2 \sqrt{\frac{k}{q} (H^2 - h^2)}, \quad (26)$$

где H — превышение поверхности грунтовых вод посередине между дренами над поверхностью водоупора; h — глубина воды в канале или дрене, дно которых предполагается залегающим на поверхности водоупора. С. Н. Нумеров [7] показал, что высоту нависания учитывать при этом не следует.

Очень глубокое залегание поверхности водоупора ($T \rightarrow \infty$).
Решение В. В. Ведерникова [10] дано для весьма глубокого залегания поверхности водоупора $\frac{T}{B} > 3$ и диаметра дрены больше критического $d > d_{кр}$.

$$B = \frac{\pi H \left(\frac{k}{q} - 1 \right)}{\ln \frac{k}{q}}, \quad (27)$$

где H — превышение горизонта воды на междуречье над горизонтом воды в дренах; $\ln$ — натуральный логарифм. Для нахождения $d_{кр}$ В. В. Ведерниковым даны сложные трансцендентные уравнения, таблица и график, анализ которых показывает, что формула (27) действительна при диаметрах дрены $d > d_{кр}$, причем приближенно $d_{кр} = 0,2 Q/k$, где Q — приток воды к дрене с двух сторон $Q = qB$.

— Решение С. Н. Нумерова [7] для той же задачи и при тех же допущениях ($T \rightarrow \infty$; $d > d_{кр}$) имеет вид

$$B = \frac{\pi H \left(\frac{k}{q} - 1 \right)}{\ln \operatorname{ctg} \frac{\pi q}{4k}}, \quad (28)$$

где $d_{др} \geq 0,26 \frac{Q}{k-q}$; ctg — котангенс.

Формула А. Н. Кослякова [19] при $T \rightarrow \infty$

$$B = \frac{\tau k H}{q \left(\ln \frac{h}{d} - 1 \right)}, \quad (29)$$

где d — диаметр дрены. Величины B по (29) находится подбором.

Формула Х. Ю. Хаммед (ОАР) [43], при глубоком залегании водоупора¹

$$B = \frac{\pi k H}{q \ln \left(1 + \frac{2h}{\pi d} \right)}. \quad (30)$$

Решение С. Ф. Аверьянова — Цюй Син-е [6]

$$B = \frac{\tau k H}{q \ln \frac{2B}{\pi \sqrt{2dH}}}. \quad (31)$$

¹ В формуле Х. Ю. Хаммед [43], по-видимому, есть опечатка — лишняя двойка в числителе, отчего мы записываем ее в виде (30).

Формула выведена для весьма глубокого залегания водоупора и малых отношений d/B и H/B .

Конечное залегание поверхности водоупора $T = \text{const}$. Гидромеханическое решение этой задачи отсутствует, отчего имеющиеся предложения носят приближенный характер, включающий некоторые допущения.

Формула А. Н. Костякова [19], видоизмененная автором настоящей работы, имеет вид

$$B = \sqrt{\frac{2\pi kHT}{q}} \sqrt{\frac{H}{T} + \frac{1 + 0,8 \ln B \cdot 2T}{\ln(B/d) - 1}}, \quad (32)$$

где T — глубина залегания поверхности водоупора под горизонтом заложения дрен. Расчет производится подбором.

Формула С. Ф. Аверьянова [4, 6, 20]

$$B = 2 \sqrt{\frac{2kHT}{q} \left(1 + \frac{H}{2T}\right) \alpha}, \quad (33)$$

где α — коэффициент «висячести», учитывающий дополнительные сопротивления при сужении потока и поступлении его в дренаж, по сравнению с каналом, прорезающим весь водоносный пласт.

При расчете одиночных дрен, ловчих каналов и других осушительных устройств, работающих в потоке грунтовых вод, выражение для коэффициента «висячести» α имеет вид

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{2T}{B}}, \quad (34)$$

причем для $\frac{B}{T} \geq 3$,

$$B = \frac{2}{\pi} \ln \frac{1}{\sin \frac{\pi d}{2T}}. \quad (35)$$

Для меньших значений $\frac{B}{T}$ выражение для коэффициента более сложно [20]; здесь оно представлено в виде графика рис. 8, по которому можно определять значение коэффициента α при известных отношениях $\frac{d}{T}$ и $\frac{L}{T}$, причем $L = \frac{B}{2}$.

В [6] показано, что при инфильтрационном питании остается действительной для определения коэффициента висячести α формула (34), однако при замене коэффициента B на B_1 , причем

$$B_1 = 2B.$$

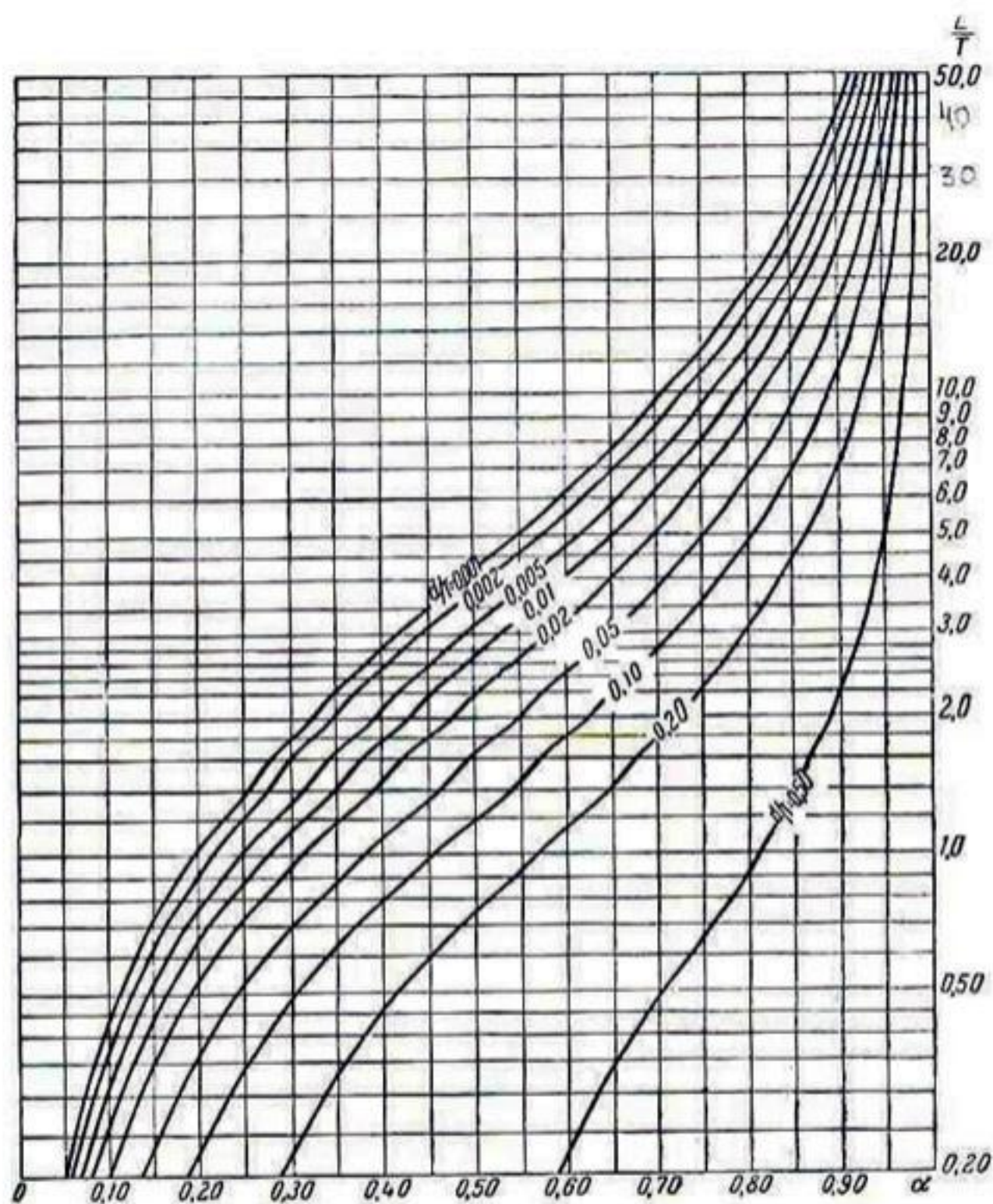


Рис. 8. График для определения коэффициента висячности дренажа α :

L/T — относительное расстояние между дренами, $\frac{d}{T}$ — относительный диаметр дрен
 ($L = B/2$ при лопчих дренах; $L = \frac{B}{4}$ — при систематическом дренаже; B — расстояние между дренами; T — мощность водоносного пласта; d — диаметр дрен)

В связи с этим, при пользовании графиком рис. 8 для определения коэффициента α при инфильтрационном питании следует принимать вместо отношения $\frac{L}{T} = \frac{B}{2T}$ отношение $\frac{L}{T} = \frac{B}{4T}$, т. е. считать $L = \frac{B}{4}$.

Формулу (33) можно привести к виду, исключающему подбор при определении B , а именно [4],

$$B = T \left(2 \sqrt{\frac{2kH}{qT} \left(1 + \frac{H}{2T} \right) + B_1^2} - B_1 \right), \quad (36)$$

где $B_1 = 2B$, причем B определяется по формуле (35).

Предложение С. Б. Хоогхаудта [41, 46, 47] находит в настоящее время широкое применение за рубежом.

Расчетная формула имеет вид (в обозначениях рис. 7, а)

$$B^2 = 8 \frac{k}{q} T_1 (H - h_0) + 4 \frac{k}{q} (H^2 - h_0^2), \quad (37)$$

где B , k , q , H , h_0 имеют прежние обозначения; T_1 — величина, которую можно трактовать как «активный слой грунтовых вод», участвующий в движении их к дренам (ранее подобное понятие предлагалось Паркером, Е. А. Замариным и другими авторами применительно к движению грунтовых вод вблизи колодцев).

Для определения величины T_1 Хоогхаудтом составлены громоздкие таблицы, причем значение T_1 находится в зависимости от расстояния между дренами B , радиуса дрены r_0 ($r_0 = d/2$) и мощности водоносного пласта.

В качестве примера приведем выдержки из таблицы, помещенной в работе [47].

$\frac{T, \text{м}}{B, \text{м}}$	0,60	1,20	1,80	2,40	2,70	3,7	4,5	6,0	7,5	9,0	12,0	15,0	18,0	∞
12	0,56	0,92	1,10	1,20	1,23	—	—	—	—	—	—	—	—	1,26
15	0,57	0,96	1,20	1,34	1,38	1,48	—	—	—	—	—	—	—	1,49
30	0,58	1,07	1,44	1,73	1,84	2,13	2,2	2,43	2,51	—	—	—	—	2,53
60	0,59	1,13	1,60	2,01	2,19	2,73	3,0	3,47	3,78	4,99	4,26	4,38	—	4,41
90	0,59	1,15	1,67	2,13	2,34	3,00	3,39	4,05	4,56	4,91	5,42	5,76	5,94	6,14

Таблица составлена для $r_0 = 0,3$ фута и значений $40 \leq B \leq 300$ футов; при переводе мер нами принято приближенно 1 фут = 0,30 м.

Значения T_1 в м при $d = 0,18$ м.

Из приведенных данных нетрудно заметить, что значение активного слоя T_1 увеличивается с ростом фактической глубины залегания водоупора (T), имея, однако, некоторый предел T_0 при $T \rightarrow \infty$. При этом отношении T_1/T всегда меньше единицы увеличивается с возрастанием B . Интересно отметить, что таблица заполнена автором до значений $B/T \leq 4$; при $\frac{B}{T} > 4$ дальнейшее заглубление водоупора не сказывается и T_1 становится близким к T_0 .

В формуле (37), как указывается в [47], «обычно берут $h_0 = 0$ », т. е. не учитывают высоты нависания, что позволяет ее переписать в виде

$$B = 2H \sqrt{\frac{k}{q}} \sqrt{1 + \frac{2T_1}{H}}, \quad (38)$$

где T_1 определяется, как указано выше, по специальным таблицам, что затрудняет использование предложения Хоогхаудта. Нетрудно показать, что при введении «активной зоны» наши решения (33–36) позволяют ее определить в виде

$$T_1 = T\alpha, \text{ для } B/T \geq \frac{8}{\pi} = 2,55, \quad (39)$$

при α — по формулам (34) (35) или рис. 8.

$$T_1 = T_0 = \frac{\pi B}{8 \ln \frac{2B}{\pi d}}, \text{ для } \frac{B}{T} < 2,55. \quad (40)$$

Сопоставление результатов расчета по формулам (39) и (40) с данными таблицы Хоогхаудта дает вполне удовлетворительную сходимость. Следовательно, возможно определить расстояния между дренами по формуле (38) с нахождением «активной зоны» аналитически по формулам (39), (40), что удобнее, чем пользование громоздкими таблицами Хоогхаудта.

Пример. Определить расстояние между горизонтальными дренами на орошаемом массиве при среднегодовом модуле питания грунтовых вод $q = 0,12$ л/сек с 1 га. Водоупор залегает на глубине $T = 20$ м; напорность отсутствует. Коэффициент фильтрации грунта $k = 0,5$ м/сутки. Дрены предполагается осуществить в виде открытых каналов, глубиной 3,5 м, шириной по дну $b_0 = 0,5$ м и глубиной воды $h_0 = 0,2$ м. Средняя критическая глубина залегания засоленных грунтовых вод $\Delta_0 = 2,0$ м;

$$H = 3,50 - 2,00 - 0,20 = 1,30 \text{ м.}$$

1. Пренебрегая движением ниже горизонта залегания дрен, т. е., полагая $T = 0$ по формуле Кене (26) получим

$$B = 65 \text{ м.}$$

2. Считая водоупор залегающим весьма глубоко, имеем по формуле Ведерникова (27) при

$$\frac{k}{q} = \frac{0,5 \cdot 116}{0,12} = 483$$

$$B = \frac{1,37 \cdot 1,3 (483 - 1)}{\lg 483} = 320 \text{ м.}$$

Проверяем

$$d_{кр} = 0,2 \frac{qB}{k} = \frac{0,2 \cdot 320}{483} = 0,13 \text{ м.}$$

Для каналов в гидромеханических решениях можно приближенно считать $d = 0,5b_0 + h_0$; в нашем случае $d = 0,45 \text{ м.}$ Следовательно, $d > d_{кр}$ и формулой (27) пользоваться можно.

По формуле Нумерова (28) найдем $B = 308 \text{ м.}$ Вычисления подбором по формулам Костякова (29), Хаммед (30) и Аверьянова — Цюй Син-е [31] дают соответственно $B = 350, 327, 368 \text{ м,}$ причем принято $d = 0,45 \text{ м.}$

3. При конечной глубине залегания водоупора ($T = 20 \text{ м.}$) Для определения B воспользуемся формулами (32—40).

По формуле (32) имеем

$$B = \sqrt{6,28 \cdot 483 \cdot 1,3 \cdot 20} \sqrt{\frac{1,3}{20} + \frac{1 + 1,84 \lg B/40}{2,3 \lg \frac{B}{0,45} - 1}},$$

откуда подбором находим $B = 202 \text{ м.}$

По формуле (33) имеем

$$B = 2 \sqrt{2 \cdot 483 \cdot 1,3 \cdot 20 \left(1 + \frac{1,3}{2 \cdot 20}\right) \alpha} = 322 \sqrt{\alpha}.$$

Коэффициент вязкости α определим, пользуясь рис. 8. В качестве первого приближения задаемся величиной $\alpha = 1$. Тогда $B = 322 \text{ м; } \frac{L}{T} = \frac{B}{4T} = 4$.

По рис. 8 при $\frac{d}{T} = \frac{0,45}{20} = 0,0225$ и $\frac{L}{T} = 4$, находим $\alpha = 0,65$ и $B_1 = 322 \sqrt{0,65} = 259 \text{ м.}$

Второе приближение дает $\frac{L}{T} \sim 3,25$, $\alpha = 0,60$; $B_2 = 249$ м. Наконец, при третьем приближении находим $B_3 = 248$ м.

Так как $\frac{B}{T} = \frac{248}{20} = 12,4 > 3$, то можно воспользоваться непосредственно формулой (36) и (35) без подбора.

По формуле (36) имеем

$$B = 20 \left[2 \sqrt{\frac{2 \cdot 483 \cdot 1,3}{20} \left(1 + \frac{1,3}{40} \right) + B_1^2} - B_1 \right],$$

где $B_1 = 2B$, а коэффициент B по (35) равен

$$B = 1,47 \lg \frac{2 \cdot 20}{3,14 \cdot 0,45} = 2,13; B_1 = 4,26.$$

Значение $B = 248$ м, что совпадает с найденным выше. Так как для значений $B = 200 \div 300$ м и $d = 0,45$ м таблиц Хоогхаудта в нашем распоряжении нет, применим формулы (38) и (39). По этим формулам подбором (с использованием рис. 8 для определения коэффициента висячности α) найдем $T_1 = 12$ м; $B = 251$ м.

4. Сопоставим результаты.

Принятый характер залегания водоупора	№ формул	Автор	Расстояние между дренами, м
$T = 0$	26	Кене	65
$T = \infty$	27	Ведерников	320
$T = \infty$	28	Нумеров	308
$T = \infty$	29	Ксстяков	350
$T = \infty$	30	Хаммед	327
$T = \infty$	31	Аверьянов, Цюй Син-е . .	368
$T = 20$ м	32	Ксстяков	202
$T = 20$ м	33, 35 и 36, рис. 8	Аверьянов и Цюй Син-е .	248
$T = 20$ м	38, 39	Хосгхаудт—Аверьянов . .	251

Сравнение показывает, что для реальной глубины залегания водоупора $T = 20$ м; учет движения в зоне ниже размещения дрен ведет к явно неправильным результатам (формула Кене). Принятие $T \rightarrow \infty$ преувеличивает роль этой зоны, давая близкие значения B по разным формулам в пределах $B = 308 - 368$ м. Наконец, учет реальной глубины залегания поверхности водоупора по формулам (32—40) дает промежуточные значения $B = 202 - 251$ м, причем формуле (33) с определением α по рис. 8 и формуле (36)

с нахождением B по (35) следует отдать, по-видимому, предпочтение, так как они показали лучшее, чем другие формулы, совпадение с данными многочисленных лабораторных опытов, проведенных в МИИВХ.

В данном примере, если исходить из заданного понижения поверхности грунтовых вод и среднегодового питания, следовало бы приблизительно принять $B = 250$ м.

Учитывая имеющиеся предложения и их экспериментальную проверку в настоящее время при определении расстояния между дренами для схемы I и установившегося инфильтрационного питания, можно рекомендовать пользоваться формулами (32—36).

Схема II (с притоком напорных вод)

Отметим, что случай чисто напорного питания инфильтрации рассматривался в [7, 27, 44], но для работы дренажа в условиях орошения эти решения не могут найти широкого применения.

Более сложный случай совместного питания инфильтрационными и напорными водами, изображенный на рис. 7, б, рассматривался в работах [7, 11], но полученные решения при их сложной форме затруднительно использовать в инженерных расчетах.

Схема II отличается следующим:

- 1) инфильтрационным питанием, интенсивностью q и образованием свободной поверхности грунтовых вод;
- 2) подпитыванием из водоносного пласта, в котором предполагается сохранение постоянного напора H_m , превышающего уровень заложения дрен на ΔH_m ;
- 3) поверхностью раздела между потоками — опускающимся инфильтрационным и поднимающимся напорным, причем при определенных условиях может происходить питание напорного пласта инфильтрационными водами, и, наоборот, отвод дренажем глубинных напорных вод. В общем случае точное решение поставленной задачи получается сложным, и ниже приводятся приближенные формулы [5], достаточно точные, однако, для инженерных расчетов в определенных пределах.

Относительно глубокозалегающее водоносное пласта $\frac{B}{T} \leq 3$.

Когда напор в водоносном пласте ΔH считается известным и неизменяющимся под действием дренажа, можно воспользоваться следующими приближенными формулами.

Формулы С. Н. Нумзроза [7] с упрощениями, произведенными автором [5],

$$Q = \frac{kB}{T} \frac{(\Delta H + \bar{q}T)}{1 + \frac{B}{T\pi} \ln \frac{2kB}{\pi Q}}; \quad (41)$$

$$\Delta h = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{4kB}{\pi Q}; \quad (42)$$

$$Q_1 = Q - qB, \quad (43)$$

где¹ Δh — превышение поверхности грунтовых вод посередине между дренами над горизонтом воды в них в м; ΔH — превышение напора в водоносном пласте над горизонтом воды в дренах в м; B — расстояние между дренами в м; T — глубина залегания водоносного пласта, отсчитанная от горизонта воды в дренах, в м; $\bar{q} = q/k$ (q — интенсивность инфильтрационного питания грунтовых вод в м *сутки*; k — коэффициент фильтрации осушаемого пласта, в который заложены дренаы, в м *сутки*); Q — полный приток воды в дренах на 1 пог. м ее длины в м³ *сутки*; Q_1 — приток из напорного водоносного пласта в м³ *сутки* на 1 пог. м.

Формулы (41—43) выведены для случая, когда диаметр дрена $d \geq d_{кр}$, где

$$d_{кр} = 0,26 \frac{Q}{k - q}. \quad (44)$$

Из формул (41—43) видно, что, когда известны величины q , k , B , T , ΔH , то по (41) подбором можно определить величину Q , а затем по (42) найти Δh и по (43) — Q_1 .

Формулы автора [5]

$$Q = \frac{\pi k \Delta h}{\ln \frac{2B}{\pi d^*}}; \quad (45)$$

$$\Delta h = \frac{B}{\pi T} \frac{(\Delta H + \bar{q}T) \ln \frac{2B}{\pi d^*}}{1 + \frac{B}{T\pi} \ln \frac{B}{\pi d^*}}; \quad (46)$$

$$d^* = \sqrt{2d(\Delta h + d)}, \quad (47)$$

где d — диаметр дрена в м, а остальные обозначения те же, что и для формул (41—43); формула (43) для определения Q_1 остается в силе.

Зная q , k , B , T , ΔH , d , по (46) и (47) находится Δh , после чего по (45) значение Q и по (43) — Q_1 .

Кроме указанных величин можно определить глубину опуска-

¹ Обозначения те же, что на рис. 7, б.

ния (а) инфильтрационных нисходящих вод посередине между дренами (рис. 7, б) приблизительно по формуле

$$a = \frac{B}{\pi} \operatorname{arth} \left(\frac{qB}{Q} \right). \quad (48)$$

Пример. Определить понижение поверхности грунтовых вод посередине между дренами ($d = 0,10$ м), размещенными на расстоянии $B = 50$ м и заложенными на глубину 3 м от поверхности земли. Известно, что среднегодовая интенсивность инфильтрационного питания $q = 0,2$ л/с·ж с 1 га, коэффициент фильтрации осушаемого грунта, в который заложены дрена $k = 0,5$ м/сутки. На глубине 50 м от поверхности земли находится напорный водоносный пласт, в котором напор равен $H = 48$ м, что на величину $\Delta H = 1$ м превышает горизонт воды в дренах.

Так как $\frac{B}{T} = \frac{50}{47} < 3$, произведем расчет по формулам (41—44) и (45—48). Подставляя известные величины в формулу (41), найдем

$$Q = \frac{0,5 \cdot 50}{47} \frac{(1 + 0,16)}{1 + \frac{50 \cdot 2,3}{47 \cdot 3,14} \lg \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 50}{3,14 Q}},$$

$$\text{где } \bar{q} = \frac{q}{k} = \frac{0,2}{0,5 \cdot 116} = \frac{1}{290} = 0,00345;$$

$$\bar{q}T = 0,00345 \cdot 47 \sim 0,16 \text{ м.}$$

Подбором находим $Q = 0,257$ м³/сутки на 1 пог. м. По формуле (42) определяем Δh

$$\Delta h = \frac{0,257 \cdot 2,3}{3,14 \cdot 0,5} \lg \frac{4 \cdot 0,5 \cdot 50}{3,14 \cdot 0,257} = 0,79 \text{ м.}$$

Чтобы получить приток из напорного пласта Q_1 , надо по формуле (43) вычесть из общего расхода Q величину инфильтрационного питания

$$Q_0 = qB = \frac{0,2}{116} \cdot 50 = 0,086 \text{ м³/сутки,}$$

что дает $Q_1 = 0,257 - 0,086 = 0,171$ м³/сутки на 1 пог. м или $\frac{0,171}{50} \cdot 116 = 0,40$ л/сек с 1 га.

По (44) проверяем $d_{кр} = 0,26 \frac{0,257}{0,5 - 0,2/116} = 0,13$ м, что незначительно больше чем 0,10 м.

Аналогичные расчеты по формулам автора (45—48) дают следующие результаты.

По формулам (46 и 47) имеем

$$d^* = 1 \sqrt{2 \cdot 0,1 (\Delta h + 0,1)};$$

$$\Delta h = \frac{50}{3,14 \cdot 47} \cdot \left(1 + \frac{50 \cdot 2,3}{47 \cdot 3,14} \lg \frac{100}{3,14 d^*} \right)$$

Подбором находим $\Delta h = 0,76$ м ($d^* = 0,415$ м). Тогда по (45) определяем

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,5 \cdot 0,76}{2,3 \lg \frac{100}{3,14 \cdot 0,415}} = 0,275 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м};$$

$$Q_1 = 0,275 - 0,086 = 0,189 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м},$$

что соответствует приблизительно модулю

$$q_1 = \frac{0,189}{50} 116 = 0,44 \text{ л/сек с 1 га}.$$

Глубину размещения раздела нисходящих инфильтрационных и восходящих напорных вод найдем по (48)

$$\alpha = \frac{50}{3,14} \operatorname{arth} \left(\frac{0,086}{0,275} \right) = 5,2 \text{ м}.$$

Сопоставим результаты расчетов

Расчетные формулы	$\Delta h, \text{ м}$	Расход, $\text{м}^3/\text{сутки}$			Модуль, л/сек с 1 га			Глубина размещения, м
		Q_2	Q_1	Q	q	q_1	q_2	
41—44	0,79	0,086	0,171	0,257	0,20	0,40	0,60	—
45—48	0,76	0,086	0,189	0,275	0,20	0,44	0,64	5,2

Пример показывает всю трудность осушения с помощью горизонтального дренажа в условиях напорного питания при наличии, хотя бы и глубоко залегающего мощного водоносного пласта с постоянным напором. Действительно, несмотря на частое ($B = 50$ м), для условий орошаемых массивов, размещение относительно глубоких (3 м) дрен и значительную удаленность водоносного напорного пласта ($T = 47$ м) с напором, превышающим горизонт воды в дренах только на $\Delta H = 1$ м, дренаж при совместном отводе

инфильтрационных ($q = 0,2$ л/сек с 1 га) и напорных вод, в основном (около 2/3), отводит напорные глубинные воды, что, по-видимому, делает мало целесообразным для условий рассматриваемого примера применение намеченного типа дренажа.

Относительно близкое залегание водоносного пласта ($B/T \geq 3$). Для этого случая формулы будут следующими [5]. Полный расход притекающий к 1 лог. м дрены равен

$$Q = \frac{\pi k (\Delta H + \bar{q}T)}{\ln \frac{8T}{\pi d^*}}, \quad (49)$$

где $\bar{q} = \frac{q}{k}$, $d^* = \sqrt{2d(\Delta h + d)}$.

Расстояние между дренами может быть определено по формуле

$$B = \frac{4T}{\pi} \ln \frac{4}{\operatorname{th} \left[\frac{\pi k (\Delta H + \bar{q}T - \Delta h)}{Q} \right]}. \quad (50)$$

Глубина опускания поверхности раздела инфильтрационных и восходящих напорных вод (посередине между дренами) равна

$$a = \frac{2T}{\pi} \arcsin \left[q \frac{T}{Q} \operatorname{sh} \frac{\pi B}{4T} \right]. \quad (51)$$

Наконец, приток из напорного пласта определится, как и раньше, по формуле (43)

$$Q_1 = Q - qB.$$

Приведенные формулы позволяют без подбора находить расстояние между дренами B при заданных $k, q, T, \Delta H, d, \Delta h$.

Пример. Требуется определить расстояние между закрытыми дренами диаметром $d = 0,2$ м, которые предполагается уложить на глубине 3 м. Известно: на глубине 10 м от поверхности земли залегает мощный водоносный пласт с напором $H = 8,0$ м, что ниже поверхности земли на 1,0 м и превышает предполагаемую отметку заложения дренажа $\Delta H = 1,0$ м. Поверхность засоленных грунтовых вод колеблется в пределах 0,5 — 1,0 м от поверхности земли, что вызывает засоление псчв. При условии среднегодового питания интенсивностью $q = 0,2$ л/сек с 1 га требуется обеспечить устойчивое понижение поверхности грунтовых вод на критическую глубину $\Delta_n = 2$ м, что превышает горизонт воды в дренах на величину $\Delta h = 3 - 2 = 1,0$ м. Коэффициент фильтрации грунта $k = 0,2$ м/сутки (суглинки).

1. Определим полный расход воды, притекающий к дрене по формуле (49):

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,2 (1,0 + 0,06)}{2,3 \lg \frac{8,7}{3,14 \cdot 0,69}} = 0,205 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м},$$

причем:

$$\Delta h = 1,0 \text{ м}; \Delta H = 1,0 \text{ м}; \bar{q} = \frac{q}{k} = \frac{0,2}{116 \cdot 0,2} = 0,00864; T = 7 \text{ м};$$

$$\bar{q}T = 0,00864 \cdot 7 = 0,06 \text{ м};$$

$$d^* = \sqrt{2 \cdot 0,2 (1,0 + 0,2)} = 0,69 \text{ м}.$$

2. Расстояние между дренами найдем по формуле (50)

$$B = \frac{4,7}{3,14} \cdot 2,3 \lg \frac{4}{\operatorname{th} \left[\frac{3,14 \cdot 0,2 (1,0 + 0,06 - 1,0)}{0,205} \right]} = 27,5 \text{ м}.$$

Так как $\frac{B}{T} = \frac{27,5}{7} > 3$, то пользование формулами (49—51) допустимо.

3. Приток воды из напорного пласта равен

$$Q_1 = Q - qB = 0,205 - \frac{0,2}{116} \cdot 27,5 = 0,158 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м},$$

что соответствует модулю притока $q_1 = \frac{0,158}{27,5} \cdot 116 = 0,67 \text{ л/сек с 1 га}.$

Следовательно, наличие относительно близко ($T = 7 \text{ м}$) залегающего водоносного напорного пласта резко увеличивает приток грунтовых вод, что в свою очередь вынуждает весьма часто (27,5 м) размещать дренаи.

При этом из общего модуля притока 0,87 л/сек с 1 га почти 3/4 составляют воды напорного горизонта.

4. Глубину опускания поверхности раздела инфильтрационных и напорных вод найдем по формуле (51)

$$a = \frac{2,7}{3,14} \arcsin \left[\frac{0,2 \cdot 7}{116 \cdot 0,205} \operatorname{sh} \frac{3,14 \cdot 27,5}{4,7} \right] = 3,1 \text{ м},$$

т. е. инфильтрационные опускающиеся воды вытеснят напорные восходящие воды посередине между дренами на глубину 3,1 м, что ниже горизонта заложения дрена на 2,1 м.

Приведенный пример показывает всю трудность осушения горизонтальным дренажем при наличии относительно близко залега-

ющего напорного водоносного пласта; дрены в этом случае приходится размещать весьма часто и работают они в основном на отвод напорных вод. В этом случае, очевидно, более целесообразным будет применение других типов дренажей (вертикального, комбинированного).

В приведенных расчетах, однако, не были учтены два обстоятельства, которые в некоторых случаях могут существенно облегчить работу дренажа при наличии напорного питания.

Учет неоднородности (слоистости) грунта. Часто толща грунтов, особенно аллювиального происхождения бывает слоиста, причем сплошные и линзообразные прослойки имеют горизонтальное простирание, что препятствует вертикальному восходящему току напорных вод. Значения коэффициентов фильтрации, входящих в расчетные формулы, обычно определяются (или принимаются по аналогии) способом откачек или другими способами, основанными на учете в основном горизонтального движения подземных вод к выработке по более проницаемым слоям.

Известно [31], что приведенный коэффициент фильтрации слоистых грунтов при движении поперек направления простирания пластов выражается формулой

$$k = \frac{L}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \dots + \frac{l_n}{k_n}},$$

где $L = \sum_{i=1}^n l_i$ — суммарная длина потока, проходящего через пласты 1, 2, ..., n, имеющих толщины $l_1, l_2, \dots, l_n$ и коэффициенты фильтрации соответственно $k_1, k_2, \dots, k_n$. В связи с этим возможно вместо фактического расстояния до водоупора T в формулах (41 — 51) принимать приведенную величину

$$\bar{T} = l_1 + \frac{k_1}{k_2} l_2 + \dots + \frac{k_1}{k_n} l_n, \quad (53)$$

причем $T = \sum_{i=1}^n l_i$; l_1 — толщина основного пласта, для которого полевым способом определялся коэффициент фильтрации k_1 .

Из формулы (53) видно, что даже тонкие прослойки плохо-проницаемых грунтов (глинистые) могут существенно увеличить $\bar{T}$, а следовательно, уменьшить влияние напорных вод.

Учет снижения напорности в водоносном пласте благодаря устройству дренажа. При выводе формул предполагалось, что напор в водоносном пласте H и, следовательно, ΔH , остаются неизменными после устройства дренажа. Это положение основано на том, что поток в подземном, относительно глубоко расположенном

водоносном пласте формируется где-то в стороне (например, подземный приток с окружающих возвышенностей) и его напор и расход не зависят от таких локальных сооружений, как дренаж. Однако дренирование (особенно значительных площадей) приводит к уменьшению запасов подземных вод водоносного пласта и снижению их напора. Так, для последнего примера дренаж из водоносного пласта будет получать около $0,67 \text{ л/сек}$ с 1 га , что, при площади

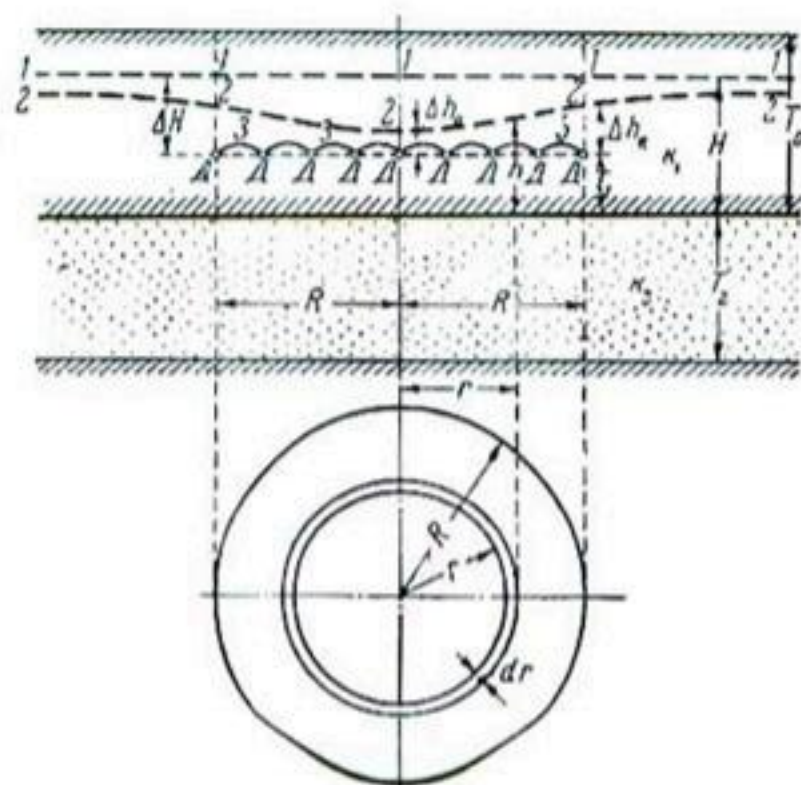


Рис. 9. Схема расчета снижения напорности в водоносном пласте после устройства дренажа на площади радиуса R :

1-1-1 — непониженная (начальная) пьезометрическая поверхность; 2-2-2 — пьезометрическая поверхность водоносного пласта после устройства дренажа; 3-3-3 — поверхность грунтовых вод после устройства дренажа; Д — дренаж

дренирования в 1000 га составит расход $0,67 \text{ м}^3/\text{сек}$, т. е. значительную величину. Возникает вопрос, как отразится отбор воды из водоносного пласта на его напорности? Следует полагать, что напор H должен снижаться до тех пор, пока расход дренажа не будет компенсироваться притоком подземных вод по водоносному пласту. Следовательно, при дренировании более или менее значительных площадей необходимо учитывать общие запасы подземных вод и возможность их истощения (в том числе напорных, относительно глубоко залегающих горизонтов), с тем чтобы рассчитывать дренаж не только на начальный период (при избыточном напоре в водоносном пласте ΔH), но и на стабилизированную ра-

боту в условиях сниженного и уравновешенного напора $\Delta \bar{H}$. Вопрос этот слабо разработан, поэтому приведем некоторые приближенные соображения. Положив за основу схему (рис. 9), принимаем, что существует бассейн подземных вод, представленный водоносным пластом мощностью T_2 и коэффициентом фильтрации k_2 и перекрывающим его менее проницаемым пластом мощностью T_0 с коэффициентом фильтрации k_1 , причем $k_1 \ll k_2$. Допустим, что до устройства дренажа пьезометрическая поверхность занимала положение 1—1—1, совпадающее с поверхностью грунтовых вод. После устройства дренажа и понижения поверхности грунтовых вод в зоне дренажа возникает восходящий ток из водоносного пласта, а вне его — нисходящий. Причем, пьезометрическая поверхность займет положение, показанное на рис. 9 линией 2—2—2. Считая, что дренаж осуществлен на площади радиуса R , можно записать

$$k_1 \frac{(h - T_1)}{T_1} \cdot 2\pi r = \frac{dQ}{dr}; Q = 2\pi r T_2 k_2 \frac{dh}{dr}, \quad (54)$$

где h — пьезометрический напор на расстоянии r от центра дренированной площади; остальные обозначения ясны из рис. 9. Равенства (54) можно записать для $0 < r \leq h$ в виде

$$\frac{d^2 h}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dh}{dr} - \alpha^2 (h - T_1) = 0; \alpha^2 = \frac{k_1}{k_2 T_1 T_2}. \quad (55)$$

Решение уравнения (55) для области $0 < r \leq R$ и аналогичного уравнения для области $R \leq r \leq \infty$ может быть получено в функциях Бесселя [5]. Не приводя его здесь, укажем, что значения напоров — на периферии дренажа Δh_R , в центре дренированной площади Δh_0 (рис. 9) и среднее значение для всей дренированной площади $\Delta \bar{h}$ могут быть найдены как произведения несниженного напора ΔH на коэффициенты φ_R , φ_0 и $\bar{\varphi}$, т. е.

$$\begin{aligned} \Delta h_R &= \Delta H \varphi_R; \Delta h_0 = \Delta H \varphi_0; \\ \Delta \bar{h} &= \Delta H \bar{\varphi}. \end{aligned} \quad (56)$$

Коэффициенты φ_R , φ_0 , $\bar{\varphi}$ показывают, какую долю от начального напора ΔH составляют сниженные напоры; они зависят только от параметра αR :

$$\alpha R = R \sqrt{\frac{k_1}{k_2 T_1 T_2}}. \quad (57)$$

и выражаются в функциях Бесселя. Их значения показаны на рис 10.

Отметим, что для $\alpha R > 5$ действительны приближенные формулы

$$\varphi_R = 0,50; \varphi_0 = \sqrt{\frac{\pi \alpha R}{2}} e^{-\alpha R}; \bar{\varphi} = \frac{1}{\alpha R}. \quad (58)$$

Учитывая, что дренаж представляет собой не сплошной диск, а разреженные стоки, формулы значительно усложняются. При-

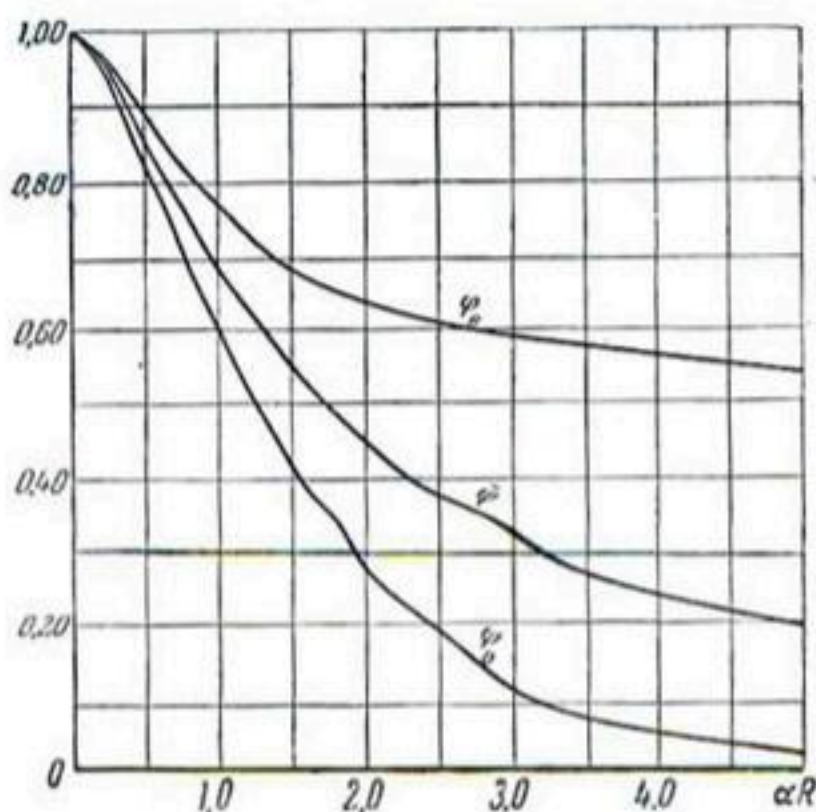


Рис. 10. Зависимость коэффициентов φ_0 , $\bar{\varphi}$ и φ_R от параметра αR

ближенно, однако, можно принять *сниженный*, в результате действия дренажа, напор в пласте равным

$$\Delta \bar{H} = \Delta h + (\Delta H - \Delta h) \varphi, \quad (59)$$

где φ — коэффициент, принимаемый равным φ_0 , φ_R или $\bar{\varphi}$, в зависимости от того, рассчитывается ли дренаж, расположенный в центре массива φ_0 , на его периферии φ_R или принимается среднее для всей площади значение $\bar{\varphi}$. Величина $\Delta \bar{H}$ подставляется в формулы (41—51) вместо ΔH .

Пример. Требуется определить расстояние между открытыми дренами (ширина по дну $b_0 = 1,0$ м; глубина воды $h_0 = 0,5$ м) глубиной 4,0 м при заданном понижении поверхности грунтовых вод

посередине между дренами на глубину 2,5 м. Осушаемый грунт — суглинок мощностью 50 м с коэффициентом фильтрации $k_1 = 0,5$ м/сутки; на глубине 50 м залегает напорный водоносный пласт мощностью $T_2 = 20$ м, представленный песком с коэффициентом фильтрации $k_2 = 40$ м/сутки; напор в водоносном пласте $H = 48,0$ м, т. е. пьезометрическая поверхность до устройства дренажа расположена на 2 м ниже поверхности земли и на $\Delta H = 1,5$ м выше горизонта воды в каналах — дренах. Известно также, что на глубинах от 10 до 30 м залегают прослойки тяжелого суглинка мощностью 5 м и коэффициентом фильтрации $k_3 = 0,02$ м/сутки. Площадь дренирования $F = 500$ га. Дренаж рассчитывается на отвод инфильтрационного питания с модулем $q = 0,25$ л/сек с 1 га.

1. Определим расстояние между открытыми дренами без учета слоистости грунтов и снижения напорности в водоносном пласте после устройства дренажа.

Имеем расчетные данные: $k = k_1 = 0,5$ м/сутки; $q = 0,25$ л/сек с 1 га; $\Delta h = 1,0$ м; $\Delta H = 1,5$ м; $T = 50 - 4 = 46$ м. Для открытых каналов приведенный диаметр приближенно равен

$$d = 0,5b_0 + h_0 = 0,5 \cdot 1,0 + 0,5 = 1,0 \text{ м.}$$

Так как $\frac{B}{T} \leq 3$, применим формулы (45—48). По формуле (46) получим

$$1 = \frac{B}{3,14 \cdot 46} \frac{(1,50 + 0,20) 2,3 \lg \frac{2 \cdot B}{3,14 \cdot 2}}{\left(1 + \frac{B}{46 \cdot 3,14} 2,3 \lg \frac{B}{3,14 \cdot 2}\right)},$$

где

$$d^* = \sqrt{2 \cdot 1 (1 + 1)} = 2,0 \text{ м; } \bar{q} = \frac{0,25}{0,5 \cdot 116} = 0,00432;$$

$$\bar{q}T = 0,00432 \cdot 46 = 0,20 \text{ м.}$$

Подбором находим $B = 54$ м.

Полный расход определим по (45):

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,5 \cdot 1}{2,3 \lg \frac{2 \cdot 54}{3,14 \cdot 2}} = 0,552 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м.}$$

Приток из напорного пласта

$$Q_1 = Q - qB = 0,552 - \frac{0,25}{116} \cdot 54 = 0,436 \text{ м}^3/\text{сутки.}$$

Соответствующие модули стока $q = 0,25$; $q_1 = 0,94$ и суммарный $q_c = 1,19$ л/сек с 1 га.

Величину a найдем по (48):

$$a = \frac{54}{3,14} \operatorname{arth} \left(\frac{0,25 \cdot 54}{0,552 \cdot 116} \right) = 3,7 \text{ м.}$$

2. Учет слоистости грунтов. Для учета слоистости грунтов, как показано выше, в расчетные формулы вместо фактической глубины залегания водоносного пласта $T = 46$ м надо ввести приведенную мощность пласта $\bar{T}$, определяемую по формуле (53).

Для условий примера имеем:

$$l_1 = 46 - 5 = 41 \text{ м; } k_1 = 0,5 \text{ м/сутки;}$$

$$l_3 = 5 \text{ м; } k_3 = 0,02 \text{ м/сутки.}$$

Тогда приведенная мощность пласта

$$\bar{T} = 41 + \frac{0,5}{0,02} \cdot 5 = 166 \text{ м.}$$

Используя для определения расстояния между дренами формулу (46), получим

$$1 = \frac{B(1,50 + 0,72) 2,3 \lg \frac{2B}{3,14 \cdot 2}}{3,14 \cdot 166 \left(1 + \frac{B}{146 \cdot 3,14} 2,3 \lg \frac{B}{3,14 \cdot 2} \right)},$$

где $d^* = 2,0$ м; $\bar{q} = 0,00432$; $\bar{q}\bar{T} = 0,00432 \cdot 166 = 0,72$ м. Подбором находим $B = 105$ м.

Полный расход по формуле (45) равен

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,5 \cdot 1}{2,3 \lg \frac{2 \cdot 105}{3,14 \cdot 2}} = 0,448 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м,}$$

$$Q_1 = Q - qB = 0,448 - \frac{0,25}{116} \cdot 105 = 0,222 \text{ м}^3/\text{сутки.}$$

Соответствующие модули стока

$q = 0,25$; $q_1 = 0,24$ и суммарный $0,49$ л/сек с 1 га;

$$a = \frac{105}{3,14} \operatorname{arth} \left(\frac{0,25 \cdot 105}{0,448 \cdot 116} \right) = 18,6 \text{ м.}$$

Как видим, учет слоистости грунта привел к уменьшению притока напорных вод и показал на возможность более редкого размещения дрен (105 м вместо 54 м).

3. При совместном учете слоистости грунтов и снижения напорности получим $F = 500$ га; $k_1 = 0,5$ м/сутки; $\bar{T}_1 = 166$ м; $k_2 = 40$ м/сутки; $T_2 = 20$ м.

$$\alpha R = 1260 \sqrt{\frac{0,5}{40 \cdot 166 \cdot 20}} = 2,44; R = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1260 \text{ м}$$

По рис. 10 находим $\varphi_0 = 0,20$, $\bar{\varphi} = 0,38$, $\varphi_R = 0,61$. Тогда приведенные значения напоров, вычисленные по приближенной формуле (59), будут равны:

$$\Delta \bar{H} = 1,0 + (1,5 - 1,0) \cdot 0,20 = 1,10 \text{ м}; \Delta \bar{H}_R = 1,0 + (1,5 - 1,0) 0,61 = 1,31 \text{ м, и среднее значение } \Delta \bar{H} = 1,0 + (1,5 - 1,0) 0,38 = 1,19 \text{ м.}$$

По формуле (46) при $\bar{T} = 166$ м; $\bar{qT} = 0,72$ м подбором находим расстояния между дренами: для центральной части массива $B = 138$ м; для периферии $B = 118$ м и среднее значение $B = 128$ м.

Соответствующие расходы определяем по формуле (45). Результаты вычислений приведены в таблице, где для сравнения указаны расчетные величины, ранее полученные без учета слоистости грунта и снижения напорности водоносного пласта.

Характер расчета	В, м	Расходы, м³/сутки на 1 пог. м			Модули притока, л/сек с 1 га		
		Q_0	Q_1	Q	q	q_1	q_c
Без учета слоистости грунта и снижения напорности	54	0,116	0,436	0,552	0,25	0,94	1,19
С учетом слоистости грунта, но без учета снижения напора	105	0,226	0,222	0,448	0,25	0,24	0,49
С учетом слоистости грунта и снижения напорности:							
а) для периферических дрен	118	0,254	0,180	0,434	0,25	0,18	0,43
б) в среднем для массива	128	0,276	0,150	0,426	0,25	0,14	0,39
в) для центральных дрен	138	0,297	0,120	0,417	0,25	0,10	0,35

Краткое рассмотрение работы горизонтального дренажа при наличии напорных водоносных пластов, даже глубоко залегающих, показывает, что, несмотря на ряд обстоятельств, облегчающих работу такого дренажа (часто встречающаяся горизонтальная слоистость грунтов, снижение напорности водоносного пласта при значительной площади дренирования), необходимое понижение поверхности грунтовых вод в таких условиях весьма затруднительно вследствие восходящего тока напорных вод.

Так, для условий последнего из разобранных примеров очевидна нецелесообразность применения открытого дренажа и необходимость перехода или на горизонтальный закрытый или на вертикальный дренажи. Отметим еще следующие обстоятельства. Рассмотренный тип горизонтального дренажа при наличии совместного инфильтрационного и напорного питания в значительной степени отводит глубинные напорные воды, что не позволяет в должной мере опреснить верхние горизонты грунтовых вод.

Заслуживает внимания полученный результат о различной напряженности работы центральных и периферических дрен (в проектировке этот момент обычно не учитывается) и о большей эффективности дренирования крупных площадей (снижения напорности при увеличении параметра αR). Наконец, следует сделать общий вывод о том, что в настоящее время в практике изысканий, проектирования и строительства дренажных сооружений явно недостаточно учитываются общие гидрогеологические условия и влияние взаимодействия водоносных пластов (в том числе глубоко залегающих), которые могут благодаря вертикальному обмену в корне изменить водный и солевой режим дренируемых земель. Серьезное внимание этому вопросу уделяется так же в [13,44].

Рассмотрение работы дренажа на орошаемых землях в условиях установившегося режима (на среднегодовой модуль питания) показывает, что имеющиеся методы расчета, несмотря на их приближенность, достаточно разработаны для более широкого их внедрения в инженерную практику; крайне желательна их проверка в более разнообразных лабораторных и полевых условиях.

Б. НЕУСТАНОВИВШИЙСЯ РЕЖИМ РАБОТЫ ДРЕНАЖА

Из основной схемы работы дренажа (рис. 6) видно, что недостаточно рассчитать дренаж на отвод среднегодового питания. Надо показать, что колебания поверхности грунтовых вод не будут выходить за допустимые пределы. Необходимо рассмотреть неустановившийся режим, характеризующийся усиленным питанием грунтовых вод (периоды промывок и отчасти вегетационный) и сработкой накопленных запасов грунтовых вод в периоды ослабленного питания (главным образом, зимой). Важно отметить так же, что в периоды усиленного питания грунтовых вод часть по-

ступающей воды будет расходоваться на увеличение запасов грунтовых вод, на подъем их уровня, а часть — на дренажный сток, причем по мере подъема поверхности грунтовых вод сток будет увеличиваться, пока при длительном питании не наступит равенство притока и оттока и не прекратится подъем поверхности грунтовых вод. Положим, что питание (промывки и т. д.) прекращается. Тогда будет происходить расходование ранее накопленной воды на дренажный сток, сначала более интенсивное, затем, по мере сработки запасов грунтовой воды, замедленное. В обоих случаях, т. е. и при подъеме грунтовых вод и при их спаде, продолжительность периодов может оказаться недостаточной для наступления предельного состояния. В этих случаях следующий период может начаться, «наслаиваясь» на предыдущие.

Период подъема поверхности грунтовых вод (периоды усиленного питания). Возвращаясь к схеме (рис. 7, а), положим, что в начальный момент времени ($t = 0$) горизонт грунтовых вод совпал с горизонтом воды в дренах, но далее началось равномерное по площади поступление питания интенсивностью q . Тогда при $T = \text{const}$ следует рассматривать плоскую задачу неустановившегося движения, что для рассматриваемой схемы представляет значительные трудности [7, 20, 31, 42, 44]. Приведем приближенные решения, соответствующие близкому и глубокому залеганию поверхности водоупора.

Близкое залегание поверхности водоупора. Считая, что относительный подъем поверхности грунтовых вод невелик ($H/T \ll 1$), можно воспользоваться линеаризованным уравнением Буссинеска [4, 7, 20, 31],

$$\delta \frac{\partial h}{\partial t} = k T_{\text{ср}} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + q, \quad (60)$$

где δ — свободная порозность; k — коэффициент фильтрации; $T_{\text{ср}}$ — средняя мощность потока грунтовых вод¹;

q — интенсивность питания грунтовых вод; h — величина подъема грунтовых вод над начальным уровнем; x — расстояние; t — время.

Введем безразмерные параметры [4, 20]:

$\bar{x} = \frac{x}{L}$; L — длина потока (на рис. 7, а $L = B/2$); $\bar{h} = \frac{h}{H_0}$; H_0 — предельный подъем поверхности грунтовых вод

$\bar{t} = t/\tau$; где τ — «время стабилизации» — порядок времени, за которое поток, будучи выведенным из состояния относительного по-

¹ В дальнейшем для простоты записи индекс „ср“ у величины $T_{\text{ср}}$ опускаем.

кая или установившегося движения, достигает нового стационарного режима (понятие, введенное нами в [20]), равное

$$\tau = \frac{bL^2}{kT} \quad (61)$$

Наконец, относительная интенсивность питания η равна

$$\eta = \frac{qL^2}{kTH_0} \quad (62)$$

Тогда (60) примет вид

$$\frac{\partial \bar{h}}{\partial t} = \frac{\partial^2 \bar{h}}{\partial x^2} + \eta \quad (63)$$

Размещая координаты: $\bar{x} = 0$ — дрена; $\bar{x} = \pm 1$ — водораздел между дренами ($L = B/2$); получим решение (63) в виде

$$\bar{h} = \eta \left\{ \bar{x} \left(1 - \frac{\bar{x}}{2} \right) - \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \sin \frac{(2n-1)\pi \bar{x}}{2} \times \right. \\ \left. e^{-\left[\frac{\pi^2 (2n-1)^2}{4} \bar{t} \right]} \right\} \quad (64)$$

Посередине между дренами $\bar{x} = 1$, отчего

$$\bar{h}_{1,t} = \frac{\eta}{2} (1 - \varphi_1) \quad (65)$$

или

$$h_{(L,T)} = H_0 (1 - \varphi_1), \quad (66)$$

где $H_0 = \frac{qL^2}{2kT_{cp}}$ — наибольший подъем по Кене

$$1 - \varphi_1 = 1 - \frac{32}{\pi^4} \left[q^{1/4} - \frac{1}{27} q^{3/4} + \frac{1}{125} q^{5/4} - \dots \right] \quad (67)$$

$$q = e^{-\pi^2 \bar{t}}$$

Следовательно, коэффициент φ_1 зависит *только* от относительного времени, что позволяет составить график рис. 11, изображающий подъем поверхности грунтовых вод на междренье в *долях* от наибольшего подъема H_0 , определенного по Кене.

Из рис. 11 видно, что в начале питания подъем происходит линейно, причем $1 - \varphi_1 = 2\bar{t}$, т. е. $h = \frac{q^t}{8}$; это указывает на то, что питание в начале расходуется на простое заполнение свободной порозности и роль дренажа не сказывается. В дальнейшем

в силу нарастания влияния дренажа подъем грунтовых вод затухает и уже при $\bar{t} = 1$, т. е. при достижении времени стабилизации достигает более 90% своего наибольшего значения.

Определяя дренажный сток по формуле

$$Q = k T_{\text{ср}} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)_{x=0},$$

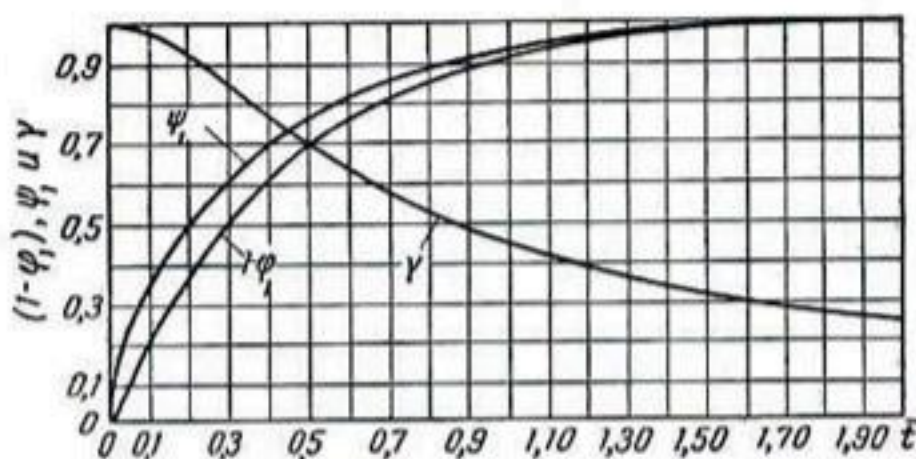


Рис. 11. Зависимости коэффициентов напора $1-\varphi_1$, расходов ψ_1 и коэффициента использования свободной емкости грунта γ — от относительного времени $\bar{t}$

получим

$$Q = \psi_1 Q_0,$$

где

$$Q_0 = 2qL = qB;$$

$$\psi_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left[q^{1/4} + \frac{1}{9} q^{9/4} + \frac{1}{25} q^{25/4} + \dots \right]; \quad q = e^{-\pi^2 \bar{t}}. \quad (68)$$

График ψ_1 (рис. 11) показывает, что дренажный расход возрастает с течением времени. Учитывая «висячесть» дрен (см. выше), следует ввести поправку в величину времени стабилизации, считая его по формуле

$$\tau = \frac{6L^2}{kT\alpha}, \quad (69)$$

где α — коэффициент «висячести».

Если известно размещение дрен (B), то характеристика динамики подъема поверхности грунтовых вод и дренажного стока не представляет трудностей.

Пример. Для дрен, размещенных на расстоянии $B = 400$ м друг от друга и работающих по удалению потерь в поливной период ($t = 6$ месяцев; $q = 0,20$ л/сек с 1 га), требуется определить динамику подъема поверхности грунтовых вод и дренажного оттока. Известно, что $k = 1,20$ м/сутки; $\delta = 0,10$; $T = 20$ м; дренажи — открытые каналы глубиной 4,0 м при $b_0 = 1$ м; $h_0 = 0,5$ м.

1) Находим коэффициент висячности (см. рис. 8) при $\frac{d}{T} = \frac{0,5 b_0 + h_0}{T} = \frac{1}{20} = 0,05$ и $\frac{L}{2T} = \frac{B}{4T} = \frac{400}{80} = 5$; $\alpha = 0,76$.

2) Определяем время стабилизации

$$\tau = \frac{\delta L^2}{k T \alpha} = \frac{0,1 \cdot 200^2}{1,2 \cdot 20 \cdot 0,76} = 220 \text{ суток.}$$

3) Для установившегося движения дренажный отток составит

$$Q_0 = qB = \frac{0,2}{116} \cdot 400 = 0,69 \text{ м}^3/\text{сутки на 1 пог. м;}$$

максимальный подъем поверхности грунтовых вод можно определить по формуле (33), выразив величину H_0 в форме:

$$H_0 = T \left[\sqrt{1 + \frac{qB^2}{4kT^2\alpha}} - 1 \right] = 20 \left[\sqrt{1 + \frac{0,2 \cdot 400^2}{4 \cdot 1,20 \cdot 116 \cdot 20^2 \cdot 0,76}} - 1 \right] = 1,80 \text{ м}$$

4) При отсутствии дренажа (и испарения) максимальный подъем поверхности грунтовых вод был бы равен

$$H'_0 = \frac{qt}{\delta} = \frac{0,2 \cdot 6 \cdot 30}{116 \cdot 0,1} = 3,10 \text{ м;}$$

5) Определим динамику подъема поверхности грунтовых вод и дренажного оттока по формулам (66 и 68)

$$h = H_0(1 - \varphi_1) \text{ и } Q = Q_0\psi_1,$$

причем коэффициенты $1 - \varphi_1$ и ψ_1 находим по рис. 11. Задаваясь сроками t и находя относительное время $\bar{t} = t/\tau$, получим:

Время от начала поливов,

сутки	30	60	90	120	150	180
Относительное время $\bar{t} = t/\tau$	0,14	0,27	0,41	0,55	0,68	0,82
$1 - \varphi_1$	0,27	0,46	0,62	0,73	0,80	0,86
$h = H_0(1 - \varphi_1)$, м	0,49	0,83	1,12	1,31	1,44	1,55
ψ_1	0,42	0,57	0,71	0,79	0,85	0,90
$Q = Q_0\psi_1$ м ³ /сутки	0,29	0,39	0,49	0,55	0,59	0,62

Из приведенных данных видно, что хотя подъем поверхности грунтовых вод и дренажный отток нарастают в течение 6 месяцев, они не достигают своего предельного значения ($H_0 = 1,80$ м и $Q_0 = 0,69$ м³/сутки на 1 пог. м), это означает, что процесс подъема не закончился.

Сравним величины подъема поверхности грунтовых вод

а) без дренажа $h = 3,1$ м;

б) с дренажем при расчете по установившемуся режиму $H_0 = 1,80$ м; при учете неуставившегося режима $H_0 = 1,55$ м.

Пример показывает на «инерционность» дренажа (в смысле запаздывания) при работе его в условиях неуставившегося режима.

Для нахождения расстояния между дренами B по допустимому подъему сравним формулы $H_0 = \frac{qL^2}{2kT_{cp\alpha}} = \frac{q}{\delta} \frac{1}{2} \tau$ и $h = H_0(1 - \varphi_1)$, после чего напишем

$$h = \frac{qt}{\delta} \gamma, \quad (70)$$

где $\gamma = \frac{1 - \varphi_1}{2\bar{t}}$ — коэффициент, зависящий только от относительного времени (рис. 11).

Следовательно, подъем поверхности грунтовых вод при наличии дренажа может быть определен как произведение подъема поверхности грунтовых вод без дренажа qt/δ на коэффициент γ , показывающий, какая доля питания грунтовых вод идет на подъем их поверхности; коэффициент $1 - \gamma$ показывает, какую долю «снижает» дренаж.

Коэффициент γ изменяется в пределах от $\gamma = 1$ при $t = 0$ до $\gamma = 0$ при $\bar{t} = \infty$.

Перепишем формулу (70) так

$$\gamma = \frac{h\delta}{qt}, \quad (71)$$

где h — допустимый подъем поверхности грунтовых вод; δ — свободная порозность; q — интенсивность и t — продолжительность питания грунтовых вод.

Числитель в правой части формулы (71) показывает допустимое увеличение запасов грунтовых вод за счет подъема их поверхности $h\delta$, а знаменатель — полное питание грунтовых вод qt , от чего коэффициент γ может быть назван *коэффициентом использования свободной емкости грунта*, а коэффициент $1 - \gamma$ характеризует *степень использования дренажа*. Так как правая часть (71) известна, то определив γ по рис. 11, находим относительное время $\bar{t}$

и время стабилизации $\tau = \frac{t}{i}$; после чего, зная

$$\tau = \frac{\delta B^2}{4kT_{cp}\alpha},$$

находим B по формуле

$$B = 2 \sqrt{\frac{kT_{cp}\tau\alpha}{\delta}}. \quad (72)$$

Пример. Определить расстояние между дренами на засоленных землях по условиям допустимого подъема поверхности грунтовых вод в результате промывок, которые предполагается провести в течение 3 месяцев сезонной нормой в $3000 \text{ м}^3/\text{га}$, из которой около $700 \text{ м}^3/\text{га}$ пойдет на увлажнение грунта и около $2300 \text{ м}^3/\text{га}$ поступит в грунтовые воды (§ 2); следовательно, средний модуль питания грунтовых вод

$$q = \frac{2300 \cdot 1000}{86400 \cdot 90} = 0,30 \text{ л/сек на 1 га.}$$

Грунтовые воды до промывки стоят на глубине $3,0 \text{ м}$, а допустимая глубина их стояния после промывки 1 м , т. е. допустимый подъем $h = 2,0 \text{ м}$; среднее значение свободной порозности $\delta \cong 0,03$; коэффициент фильтрации $k = 0,5 \text{ м/сутки}$; $T = 40 \text{ м}$; глубина заложения дрен 3 м ; дрена закрытые, диаметром $d = 0,20 \text{ м}$.

1. Без дренажа грунтовые воды поднялись бы на величину

$$H'_0 = \frac{qt}{b} = \frac{0,3 \cdot 90}{116 \cdot 0,08} = 2,91 \text{ м, что недопустимо, так как } H'_0 \text{ больше } h = 2 \text{ м.}$$

2. Коэффициент использования свободной емкости грунта по (71)

$$\gamma = \frac{h}{qt/b} = \frac{2}{2,91} = 0,69; \quad 1 - \gamma = 0,31.$$

3. По рис. 11 находим, что коэффициенту $\gamma = 0,69$ соответствует относительное время $\bar{t} \cong 0,52$; следовательно, поток должен иметь время стабилизации $\tau = \frac{t}{\bar{t}} = \frac{90}{0,52} = 173 \text{ суток}$.

4. Расстояние между дренами по (72) равно

$$B = 2 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 40 \cdot 173}{0,08} \cdot \alpha} = 416 \sqrt{\alpha},$$

где α — коэффициент висячности, зависящий от $\frac{d}{T} = \frac{0,2}{40} = 0,005$ и

$\frac{L}{2T} = \frac{B}{4T}$, находится подбором по рис. 8. Находим $\alpha = 0,33$ и $B = 238$ м.

Если принять найденное расстояние между дренами $B = 238$ м и определить предельный подъем поверхности грунтовых вод для установившегося движения по формуле (26), то получим величину

$$H_0 = T \left[\sqrt{1 + \frac{qB^2}{4kT^2\alpha}} - 1 \right] = \\ = 40 \left[\sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot 218^2}{116 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 0^2 \cdot 0,33}} - 1 \right] = 2,68 \text{ м},$$

что естественно больше, чем заданный через 90 суток подъем $h = 2,0$ м.

Если к рассмотренному периоду применить формулы установившегося движения и считать заданным подъем $H_0 = 2$ м, то по (33) получим

$$B = 2 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,5 \cdot 116 \cdot 2 \cdot 40}{0,3} \left(1 + \frac{2}{80} \right) \alpha} = 356 \sqrt{\alpha}.$$

Пользуясь рис. 8 для определения α , находим подбором $\alpha = 0,27$; $B = 185$ м, что существенно меньше, чем $B = 238$ м, определенного с учетом неустановившегося движения и емкости грунта.

В случае сокращения времени промывок, эта разница будет еще больше.

Глубокоз залегание водоупора [6]. В этом случае расстояние между дренами находится подбором, т. е. задается величина B и характеризуется динамика подъема. Если эта динамика удовлетворяет поставленным требованиям, то принятое расстояние составляют, если нет, то изменяют в нужном направлении. При этих расчетах могут быть использованы следующие формулы.

Наибольший подъем поверхности грунтовых вод посередине между дренами H_0 при установившемся инфильтрационном питании определяется подбором из формулы (34)

$$H_0 = \frac{Bq}{\pi k} \ln \frac{2B}{\pi \sqrt{2H_0 d}}. \quad (73)$$

Устанавливается время t , за которое поверхность грунтовых вод поднимется на величину h по формуле

$$t = \frac{8B}{\pi k} \ln \frac{B}{\pi \sqrt{2d} \sqrt{H_0(H_0 - h)}} \ln \frac{H_0}{H_0 - h}. \quad (74)$$

Так, для условий предыдущего примера, принимая найденное значение $B = 238$ м, получим по (73)

$$H_0 = \frac{238 \cdot 0,3 \cdot 2,3}{3,14 \cdot 0,5 \cdot 116} \left[\lg \frac{2 \cdot 238}{3,14 \sqrt{2 \cdot 0,2}} - \frac{1}{2} \lg H_0 \right].$$

Отсюда находим $H_0 = 2,01$ м.

Сравнивая полученные величины предельного подъема для установившегося движения при конечном залегании водоупора $H_0 = 2,68$ м и при $T \rightarrow \infty$, $H_0 = 2,01$ м, видим, что включение в движение области потока, расположенной ниже $T = 40$ м, существенно снизило расчетный напор.

По (74) находим подъем поверхности грунтовых вод за принятый срок промывок $t = 90$ суток

$$90 = \frac{0,08 \cdot 238 \cdot 2,3 \cdot 2,3}{0,5 \cdot 3,14} \lg \frac{2 \cdot 238}{3,14 \sqrt{2 \cdot 0,2}} - \frac{4}{3,14 \sqrt{2,01(2,01 - h)}} \lg \frac{2,01}{(2,01 - h)}.$$

Подбором находим $h = 1,54$ м.

Следовательно, принятие $T \rightarrow \infty$ и включение в движение неограниченной толщи грунта уменьшило и замедлило подъем поверхности грунтовых вод (при $T = 40$ м подъем для $t = 90$ суток был $h = 2,0$ м, а при $T \rightarrow \infty$ в тот же срок подъем составил $h = 1,54$ м).

Полученный результат понятен, так отношение длины потока к его мощности $\frac{B}{2T} = \frac{238}{80} = 3$, таково, что водоупор нельзя принимать залегающим неопределенно глубоко.

Период спада грунтовых вод. Этот период весьма важен для расчета дренажа, т. к. характеризует работу дренажа по отводу промывных вод после окончания промывки и своевременному (к началу полевых работ и вегетационных поливов) понижению поверхности грунтовых вод.

Рассмотрим здесь основной, обычно имеющий место, случай, когда испарение с поверхности грунтовых вод или их питание отсутствует и дренаж работает по отводу ранее накопленных запасов грунтовых вод.

Конечное залегание поверхности водоупора. Примем за начальное положение поверхности грунтовых вод положение, соответствующее установившемуся движению при инфильтрационном питании, рассмотренному при подъеме грунтовых вод, что можно записать:

$$t = 0; \quad h = \frac{4x}{B} \cdot \left(1 - \frac{x}{B}\right) \cdot H_0,$$

где H_0 — наибольший подъем поверхности грунтовых вод посередине между дренами при установившемся инфильтрационном питании.

Два других условия дают: $h = 0$ при $x = 0$ и $x = B$; $\frac{\partial h}{\partial x} = 0$ при $x = B/2$.

Решая уравнение Буссинеска для этого случая, получим [4,20]

$$h = H_0 \frac{32}{\pi^3} \sum_1^{\infty} \frac{\sin^2 \frac{n\pi}{2}}{n^3} \sin \frac{n\pi x}{B} \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 \bar{t}}{4}\right). \quad (75)$$

В частности, для $x = B/2$ имеем

$$h = H_0 \frac{32}{\pi^3} \left[q^{1/4} - \frac{1}{27} q^{9/4} + \frac{1}{125} q^{25/4} - \dots \right] = H_0 \varphi_1, \quad (76)$$

при $q = \exp(-\pi^2 \bar{t})$ и коэффициенте φ_1 , определенному выше при рассмотрении подъема поверхности грунтовых вод.

Аналогично

$$Q_{\text{др}} = Q_0 (1 - \psi_1), \quad (77)$$

при $Q_0 = qB$ и коэффициенте ψ_1 , по (68).

Таким образом, спад поверхности грунтовых вод и дренажный отток после прекращения питания грунтовых вод характеризуется коэффициентами φ_1 и $1 - \psi_1$, зависящими только от относительного времени (рис 11).

Приведенными формулами несложно пользоваться для определения расстояния между дренами. Для этого, зная необходимое опускание поверхности грунтовых вод $\Delta = H_0 - h$ в заданные сроки t , следует определить коэффициент $\varphi_1 = \frac{h}{H_0}$, по которому, пользуясь рис. 11, найти относительное время $\bar{t}$. Зная $\bar{t}$, находится необходимое время стабилизации $\tau = \frac{t}{\bar{t}}$, и по формуле (72) рас-

стояние между дренами $B = 2 \sqrt{\frac{kT\tau\alpha}{\delta}}$, причем значение α сначала принимается в пределах $0,5 < \alpha < 1$, а затем после определения B уточняется по рис. 8.

В [42] решается та же задача при несколько иных начальных условиях. Принимается, что в начальный момент времени поверхность грунтовых вод горизонтальна и расположена выше дрен на H_0 . Такое условие равносильно предположению, что в момент промывки дрена не работали. Это решение имеет вид (в наших обозначениях)

$$h = H_0 \frac{4}{\pi} \sum_{n=1, 3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi x}{B} \exp(-\pi^2 n^2 \bar{t}). \quad (78)$$

Удерживая первый член ряда (78), что на наш взгляд не всегда достаточно, автор получает формулу для определения расстояний между дренами в виде

$$B = \pi \sqrt{\frac{k T_{\text{ср}} t}{\delta \ln \frac{4 H_0}{\pi h}}}, \quad (79)$$

при $T_{\text{ср}} = T + \frac{H_0}{2}$.

«Висячесть» дрен в формуле (79) не учитывается, т. е. полагаются каналы, врезающиеся своим дном в водоупор и горизонтом воды в них T .

Пример. Определить расстояние между открытыми дренами, работающими на отвод промывных вод, при следующих данных: $k = 0,5$ м/сутки; $\delta \sim 0,10$; $T = 30$ м; открытые дренаи имеют размеры $b_0 = 1$ м; $h_0 = 0,5$ м. Промывка заканчивается к 1 января, причем промывные нормы устанавливаются такими, что поверхность грунтовых вод к концу промывки находится на 0,5 м от поверхности земли. В дальнейшем, после окончания промывки, необходимо к началу сельскохозяйственных работ (1 марта) опустить грунтовые воды на глубину 1,5 м от поверхности земли, а к началу поливного периода (1 апреля) — до глубины 2,5 м. При заполнении каналов $h_0 = 0,5$ м минимальная глубина заложения дрен будет — 3,5 м. Определим расстояния между открытыми дренами для трех вариантов их глубин 3,5; 4,0 и 4,5 м.

Определим расстояния между дренами при глубине заложения дрен 3,5 м.

$H_0 = 3,5 - 0,5 - 0,5 = 2,5$ м. Расчет ведем на два срока и соответствующие понижения.

1) Понижение $\Delta = 1,5$ м к 1 марта, $t = 60$ суток, $h = 3,5 - 0,5 - 1,5 = 1,5$ м.

Тогда коэффициент $\varphi_1 = \frac{h}{H_0} = \frac{1,5}{2,5} = 0,6$. По рис. 11 $\bar{t} = 0,22$;

$\tau = \frac{t}{\bar{t}} = \frac{60}{0,22} = 270$ суток; $B = 2 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 30 \cdot 270}{0,1} \alpha} = 402 \sqrt{\alpha}$. Пользуясь рис. 8, находим $\alpha = 0,56$; $B = 300$ м ($\frac{d}{T} = \frac{0,5 h_0 + h_a}{T} = \frac{0,5 \cdot 1 + 0,5}{30} = 0,033$; $\frac{L}{2T} = \frac{B}{4T} = \frac{300}{120} = 2,5$; $\alpha = 0,56$).

2) Понижение $\Delta = 2,5$ м к 1 апреля, $t = 90$ суток, $h = 3,5 - 0,5 - 2,5 = 0,5$ м; $\varphi_1 = \frac{0,5}{2,5} = 0,2$; по рис. 11 $\bar{t} = 0,67$; $\tau = \frac{90}{0,67} = 135$ суткам

$$B = 2 \sqrt{\frac{0,5 \cdot 30 \cdot 135}{0,1} \alpha} = 285 \sqrt{\alpha}.$$

Подбором (пользуясь рис. 8) получим $\alpha = 0,445$; $B = 190$ м.

Таким образом, чтобы к 1 марта понизить поверхность грунтовых вод на 1,5 м, можно дрены размещать реже ($B = 300$ м), чем требуется для понижения поверхности грунтовых вод к 1 апреля на глубину 2,5 м ($B = 190$ м).

Для других глубин дрен получим расстояние между дренами в зависимости от глубины их заложения и требований к понижению грунтовых вод (для условий примера).

Понижение грунтовых вод, м	Время после окончания про- мывки, суток	Расстояние между дренами при глубине открытых дрен, м		
		3,5	4,0	4,5
1,5	60	300	354	393
2,5	90	190	246	288

При выборе расстояния между дренами и их глубины следует учитывать организацию и механизацию сельскохозяйственных работ, увязку их с оросительной сетью, стоимость строительных работ и другие технико-экономические показатели.

Отметим, что требование понижения грунтовых вод к началу поливного периода (на 2,5 м за 90 суток) оказалось более суровым, чем понижение на 1,5 м к началу полевых работ. Закономерность этого результата видна из характера изменения коэффициента φ_1 (рис. 11).

Глубокое залегание водоупора ($T \rightarrow \infty$). Формула для этого случая принимает вид [6]

$$t = \frac{8B}{k\pi} \ln \frac{2B}{\pi \sqrt{2d} \sqrt{hH_0}} \ln \frac{H_0}{h}, \quad (80)$$

откуда, зная H_0 , h , t , δ , k , d , можно найти B . Так, для условий примера при $H_0 = 2,5$ м; $h = 1,5$ м и $t = 60$ суток, получим $B = 384$ м, что существенно больше, чем $B = 300$ м, определенного в примере, ввиду допущения $T \rightarrow \infty$.

§ 5. РАССОЛЯЮЩЕЕ ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Практика борьбы с засолением орошаемых земель показывает, что дренаж в совокупности с промывками является основным средством рассоления земель. Для устойчивого опреснения 1 — 2 м слоя средне и сильно засоленных почв требуется 10 000 — 15 000 м³ промывной воды на 1 га. Этот объем воды не

может разместиться в свободной емкости грунта выше поверхности грунтовых вод, ибо на засоленных землях они стоят высоко и являются причиной засоления земель. В связи с этим сезонные промывные нормы устанавливаются в 2000 — 3000 м³/га, и рассоление земель продолжается несколько лет. Другим решающим условием эффективности промывок является непременно удаление вымытых из почвы в грунтовые воды солей. Если подземный отток (в любой форме) не будет обеспечен, промытые из почвы в грунтовые воды соли вновь начнут поступать в почву, вследствие подъема грунтовых вод после промывок и возникающего восходящего тока. Промывки засоленных почв в условиях отсутствия подземного оттока не достигают цели, так как происходит реставрация засоления почв [8, 16, 17, 19, 24, 25, 30, 32]. Расходование грунтовых вод древесной растительностью не изменяет существа дела, так как не содействует удалению солей и не гарантирует от восстановления засоления почв. Таким образом, для успешного рассоления почв необходимо обеспечить условия для оттока промытых солей вместе с грунтовыми водами.

В § 1 показано, что имеются три пути осуществления *подземного оттока*: 1) использование естественного подземного оттока; 2) оставление части земель без орошения; 3) сооружение искусственного дренажа.

Использование естественного оттока является наиболее целесообразным решением вопроса, однако засоление орошаемых земель происходит как раз из-за отсутствия подземного оттока, отчего, как правило, для засоленных земель нельзя рассчитывать на использование естественного подземного оттока для приема и отвода промывных вод.

Второй способ, как правило, неприемлем, так как приводит к сильнейшему засолению прилегающих неорошаемых земель, оставляемых между орошаемыми для приема засоленных грунтовых вод и расходования их на испарение и транспирацию; исключение составляют случаи, когда неорошаемые земли являются бесперспективными с точки зрения сельскохозяйственного или иного использования (пустыни и т. д.).

Таким образом, для удаления солей вместе с грунтовыми водами реальным средством остается увеличение подземного оттока с помощью дренажа. Существенным качеством дренажа на орошаемых землях является его способность удалять вместе с минерализованными грунтовыми водами легкорастворимые соли, т. е. дренаж в этих условиях, помимо осушающего оказывает, *рассоляющее* действие, что отличает его от дренажа, применяемого для осушения заболоченных и избыточно увлажненных земель в северных районах.

Приведем некоторые примеры из практики орошения, указывающие на это свойство дренажа [25].

Место на- блюдения	Дрениро- ванность	Глуби- на грунто- вых вод до про- мывки, м	Общая пром. норма, м ³ /га	Содерж. Cl' на 1 м слоя почвы, %		Глубина опресне- ния, до 0,02% Cl' м	Л, кг/м ²
				до про- мывки	после про- мывки		
Центральная мелиоративная станция (Го- лодная степь)	Да	3,6	8500	0,212	0,009	2,6	9,4
	Нет	3,5	11000	0,213	0,010	1,8	—
Федченков- ское опытное поле (Фергана)	Да	1,6	8700	0,380	0,007	1,65	10,4
	Нет	1,2	6500	0,149	0,026	0,8	2,9
То же	Да	1,6	6300	0,398	0,013	1,3	15,3
	Нет	1,7	6900	0,206	0,072	0,55	3,0

В последнем столбце таблицы показано значение коэффициента выноса солей транспортирующей частью промывной нормы

$$Л = \frac{p}{m_1};$$

$p = 100 \cdot h \cdot p(S_1 - S_2)$; h — глубина расчетного слоя в м; p — объемный вес почвы; S_1 — исходное содержание солей в почве в весовых %; S_2 — количество солей, которое может быть оставлено в расчетном слое почвы после окончания промывки; m_1 транспортирующая часть промывной нормы, м³.

Из таблицы видно, что рассоляющее действие дренажа сказывается на увеличении глубины опреснения и на затрате меньшего количества воды на вымыв 1 кг солей по сравнению с бездренажными условиями.

По данным того же автора [24], для дренированных участков Голодной степи (Центральная мелиоративная станция) и Ферганы (Федченковское опытное поле) солевой баланс складывался следующим образом

Место исследования	Дрениро- ванная площадь, га	Поступило солей, т/га		Отведено солей с дре- нажной во- дой, т/га	Уменьше- ние засо- ленности, т/га
		с подземной водой	с ороситель- ной водой		
Центральная мелиоративная станция (Голод- ная степь) . . .	116	10,40	3,6	25,7	— 11,7
Федченковское опытное поле (Фергана) . . .	55	0,56	1,2	16,9	— 15,2

В [14] приводятся данные о промывках на большой площади Мильской степи на фоне дренажа глубиной 3 — 3,5 м с расстояниями между дренами 700 — 1000 м. Несмотря на редкое размещение дрен и незначительные промывные нормы 1500 — 2000 м³/га (дополненными зимними осадками в размере 1200 — 4000 м³/га), эффективность промывок оказалась успешной для 9 из 12 объектов (колхозов и совхозов), в результате чего площадь сильно и среднесоленных земель сократилась с 53 до 15%, что позволило их непосредственно использовать под хлопчатник и люцерну или возделывание культуры-освоителя (сорго, чумизы и др.), чтобы в дальнейшем включить промытые земли в сельскохозяйственное использование.

В [32] указывается, что исследования, проведенные на Чарджоуском опытном поле, показали хорошую работу дренажа; в первый же год после промывок на фоне дренажа оказалось возможным получить на бывших солончаках урожай хлопка 25 — 30 ц/га и люцерны 80 — 100 ц/га.

В [8] описывается опытный дренаж на Мугани и отмечается, что колхоз им. Калинина в первый же год после постройки дренажа (1931 г.), применяя сплошную промывку земель, получил урожай в 17 ц/га хлопчатника, вместо 5 — 6,5 ц/га, которые он имел до постройки дренажа. Там же указывается, что минерализация дренажных вод за 16 лет работы опытного дренажа Муганской опытной станции понизилась в 2 — 3 раза. Рассоляющее действие дренажа хорошо иллюстрируют также данные Н. А. Беседнова (рис. 12), относящиеся к Муганской опытной станции. До постройки дренажа минерализация грунтовых вод была 20 — 40 г/л; из рис. 12 видно, что «фронт» рассоления заглубился на 8 — 9 м, т. е. стал значительно глубже заложения дрен (4,0 м).

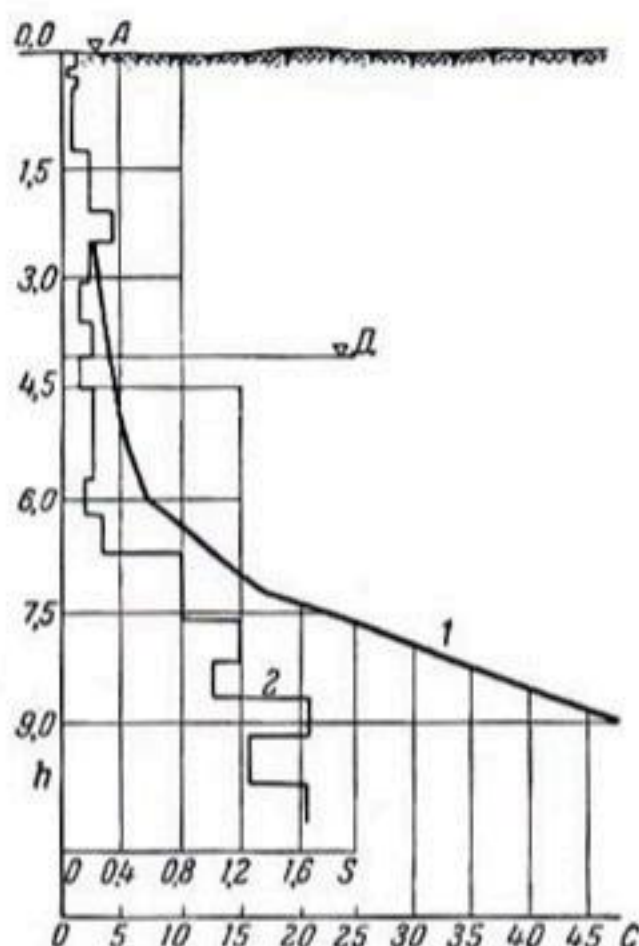


Рис. 12. Пример рассоления почв, грунтов и грунтовых вод под действием промывок и дренажа (данные Н. А. Беседнова [3])

А — поверхность почвы; Д — горизонт заложения дрен; h — глубина, м; 1 — минерализация (C) грунтовых вод, г/л; 2 — засоление (S) почв и грунтов, %

А. И. Загуменный [15] проводил испытание эффективности промывок засоленных земель Голодной степи с помощью «временного дренажа» глубиной 0,9 — 1,0 м, при расстоянии 20 — 60 м на фоне глубоких редких дрен. За время промывки было подано 8200 м³/га, из которых 6300 м³/га было отведено временной дренажной сетью.

Результаты рассоления почв при $B = 40$ м получены следующие

Горизонты, см	Содержание легкорастворимых солей в водной вытяжке, %			
	плотный остаток		хлор	
	до промывки	после промывки	до промывки	после промывки
0—10	2,782	0,528	0,520	0,004
10—20	1,844	0,500	0,250	0,004
20—30	1,304	0,804	0,140	0,004
30—40	0,836	0,484	0,144	0,006
40—50	1,038	0,556	0,124	0,004
50—60	0,962	0,540	0,116	0,006
60—70	0,884	—	0,080	0,008
70—100	0,776	0,460	0,064	0,006

Приведенные данные, а также материалы, относящиеся к Кура-Араксинской низменности [30], наглядно показывают эффективность борьбы с засолением земель с помощью дренажных промывок. Одновременно возникают вопросы: 1) какими факторами определяется максимальная глубина опреснения грунтов и грунтовых вод; 2) как изменяется этот процесс во времени; 3) какими условиями определяется наибольший вынос солей из почвы с грунтовыми водами.

С целью выяснения процесса вытеснения засоленных грунтовых вод пресными промывками были проведены лабораторные испытания по схемам, изображенным на рис. 13.

Опыты проводились бывшей Секцией по научной разработке проблем водного хозяйства АН СССР и Московским институтом инженеров водного хозяйства под руководством А. Н. Костякова и С. Ф. Аверьянова, при участии Б. М. Живовой, Р. Н. Кабановой, Цюй Син-е и В. А. Минаева.

Фильтрационный лоток имел размеры $5 \times 1 \times 0,7$ м и был загружен мелким песком; засоленные грунтовые воды моделировались раствором NaCl, концентраций $C = 40$ г/л. Измерение минерализации проводилось системой датчиков по электропроводности раствора.

В схеме *а* (рис. 13) насыщался грунт засоленной грунтовой водой до поверхности (при закрытой дрене) и одновременно включался в работу дренаж и производилась промывка затоплением (различной нормой); наблюдалось опускание поверхности грунтовых вод и дренажный отток и перемещение зоны рассоления. Последовательное положение поверхности раздела пресных и засоленных грунтовых вод показаны пунктирными линиями с цифрами 1, 2: цифрой 2 помечено конечное (установившееся) положение.

По схеме *б* (рис. 13) производилось насыщение грунта засоленными водами до поверхности, далее избыток их полностью сбрасывался через дренаж, после чего начиналась промывка при действующем дренаже путем инфильтрации. Наблюдались динамика поверхности грунтовых вод, дренажного стока, перемещение зоны опреснения и минерализация дренажного стока до наступления установившегося режима.

Схема *в* (рис. 13) предусматривала сосредоточенную подачу промывной воды посередине между дренами при наблюдении тех же элементов потока, что и в схемах *а*, *б*.

Результаты испытаний показали.

1. При способе промывки разовым затоплением (схема *а*) зона существенного опреснения весьма невелика (5—10 глубин заложения дрен) и примыкает непосредственно к дрене. Объясняется это большой разницей в вертикальных составляющих скоростей промывных вод — вблизи дрены и посередине между ними. Промывная вода как бы скатывается по засоленным грунтовым водам и эффект промывки невелик. Характерно некоторое увеличение засоленности вблизи дрен к концу опыта.

2. При подаче того же количества промывной воды в виде длительного инфильтрационного питания, равномерно распределенного по всей длине потока (схема *б*), происходит вытеснение исходных засоленных грунтовых вод в дренаж и удаление солей за

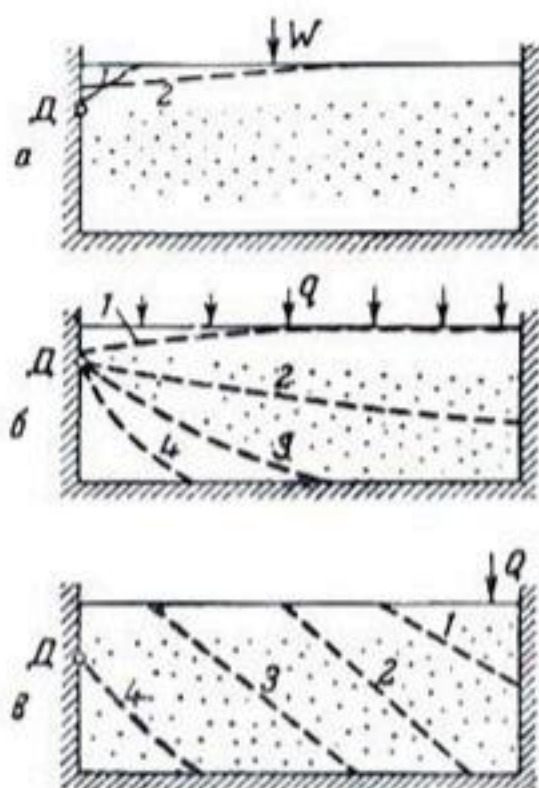


Рис. 13. Схемы опытов по сравнительной эффективности промывок на фоне дренажа:

а — промывка затоплением поверхности почвы объемом W ; *б* — инфильтрационная равномерная промывка интенсивностью q ; *в* — сосредоточенная на междуречье промывка расходом Q ; 1, 2, 3, 4 — последовательное во времени положение раздела пресных промывных и засоленных исходных грунтовых вод; D — дренаж

пределы массива. Поверхность раздела пресных и засоленных грунтовых вод «размазана», причем, можно различать ее фронт — начало подхода пресной воды, и тыл, сзади которого остается практически пресная вода. Зона рассоления охватывает все пространство между дренами, но наибольшей величины засоленность достигает посередине между дренами. При некоторых благоприятных соотношениях расстояний между дренами, их глубинами и интенсивностью промывки происходило почти полное опреснение массива, за исключением небольшой зоны непосредственно под дренами. Как правило, при длительной промывке зона опреснения распространяется ниже глубины заложения дрен.

В начальные периоды вблизи дрен наблюдается некоторое увеличение засоленности, которые в дальнейшем ликвидируются. Интенсивность рассоления и конечная глубина его не связана непосредственно с показателями осушительного действия дренажа: сближение дрен не ведет к увеличению глубины рассоления.

3. Направленная промывка, произведенная сосредоточенным питанием посередине между дренами, дала наибольший эффект, сократив период полного рассоления по сравнению со схемой б (при прочих одинаковых условиях) в 2 — 3 раза. При этом в начале такой промывки значительно возрастает засоленность вблизи дрен, а при длительной промывке она ликвидируется.

4. Процесс рассоления грунтовых вод протекает медленно и полное рассоление при переводе в натуру при коэффициенте фильтрации $k = 1$ м/сутки протекает 6 — 12 лет, хотя уже заметные результаты можно ожидать за 2 — 4 года.

Проведенные испытания, а также ранее отмеченное в природных условиях [16, 19, 35] опреснение засоленных грунтовых вод в местах усиленного их питания инфильтрационными водами (степные блюдца, лиманы), с несомненностью устанавливают возможность опреснения грунтовых вод на определенную глубину с помощью промывок и дренажа, в целях гарантии от реставрации засоления почв и создания благоприятного хода почвообразовательного процесса.

Так как этот вопрос в количественном отношении почти совершенно не разработан, приведем некоторые предварительные соображения [3, 28].

Наибольшая глубина рассоления. Для схемы рис. 14 при инфильтрационном питании имеем:

$$H = \frac{B}{2} \sqrt{\frac{q}{2}} \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_1}}; \quad (80)$$

$$H_0 = \frac{B}{2} \sqrt{\frac{q}{k}} \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho_1}} \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_0}}, \quad (81)$$

где ρ_0 — плотность пресной грунтовой воды в г/см³; ρ_1 — плотность засоленной грунтовой воды в г/см³. Наибольшая глубина опреснения будет

$$H + H_0 = \frac{B}{2} \sqrt{\frac{q}{k}} \sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_1 - \rho_0}}; \quad (82)$$

и объем пресных вод

$$W = \frac{\pi}{8} m B^2 \sqrt{\frac{q}{k}} \sqrt{\frac{\rho_1}{\rho_1 - \rho_0}}, \quad (83)$$

где m — свободная (для проникновения пресной воды в засоленный грунт) порозность.

Наконец,

$$H + H_0 = H \frac{\rho_1}{\rho_1 - \rho_0}. \quad (84)$$

Из приведенных формул видно, что рассоление грунтовых вод происходит тем глубже, чем выше интенсивность питания (q), меньше коэффициент фильтрации грунта (k), чем больше расстояние между дренами (B) и чем меньше разность в плотностях засоленных и пресных грунтовых вод.

Из формулы (84) следует также, что в основном глубина рассоления $H + H_0$ зависит от действующего напора H и отношения плотностей.

Следует отметить, что при обычных концентрациях сильно засоленных грунтовых вод $C = 10 - 50$ г/л, $\frac{\rho_1}{\rho_0} = 1,01 - 1,04$. Так, по наблюдениям [35] в Сальнянской степи грунтовые воды имели следующие плотности

$C, \text{г/л}$	22	49	70	83
ρ_1	1,014	1,033	1,047	1,056

В работе [36] показана линейная зависимость плотности засоленных грунтовых вод от их минерализации, причем для рассолов при $C = 230 - 250$ г/л их плотность достигает значений $\rho = 1,18 - 1,19$ г/см³.

Следовательно, предельная глубина опреснения может достигать 25 — 100-кратного значения напора H , который обычно ра-

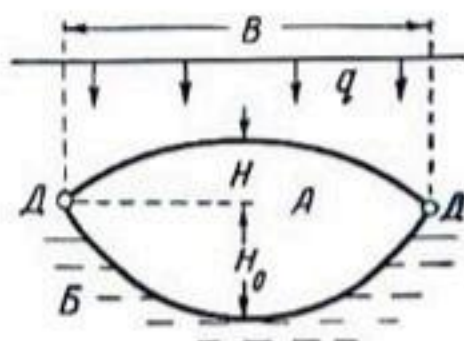


Рис. 14. Схема опреснения засоленных грунтовых вод под действием промывок и дренажа:

Д — дренажи на расстоянии B друг от друга; q — интенсивность промывок; А — линза пресных промывных вод; Б — исходные засоленные грунтовые воды

вен 0,5 — 1,5 м. Таким образом, предельная зона опреснения может достигать значений 10 — 100 м, что вполне достаточно для устойчивого опреснения верхнего слоя грунтовых вод.

Несмотря на приближенность, приведенные соотношения все же позволяют сделать существенные выводы:

1) для обеспечения наибольшего рассоления грунтовых вод необходимо поддерживать *возможно больший* напор на междренье — H ;

2) при прочих равных условиях (q , k , T и т. д.) разреженные глубокие дрены создают больший действующий напор H , что содействует рассолению грунтовых вод; этой задачи не может выполнить неглубокий дренаж;

3) сгущение дрен одинаковой глубины ухудшает рассоление грунтовых вод;

4) увеличение промывных норм на фоне глубокого дренажа содействует увеличению напора H , а, следовательно, ускоряет рассоление грунтовых вод.

Динамика опреснения. Впредь до более детального изучения вопроса, при глубоком залегании водоупора, отсутствии напорного питания, время продвижения зоны опреснения может быть приближенно определено по формуле

$$t = \frac{my}{q} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\lambda y}{H}} \text{ сутки}, \quad (85)$$

где y — глубина продвижения фронта опреснения посередине между дренами (в м); m — свободная для продвижения пресных вод порозность; q — модуль поверхностного инфильтрационного питания грунтовых вод в м/сутки (1 м/сутки = 116 л/сек с 1 га);

H — напор, поддерживаемый на междренье; $\lambda = \frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_0}$; ρ_1 и ρ_0 — плотности засоленной и пресной грунтовых вод. Так например, при $\lambda = 0,04$; $H = 1$ м; $y = 5$ м; $m = 0,30$; $q = 0,2$ л/сек с га

$$t = \frac{0,30 \cdot 5 \cdot 116}{0,2} \cdot \frac{1}{1 - \frac{0,04 \cdot 5}{1}} = 1090 \text{ суток} \sim 3 \text{ года}.$$

§ 6. НЕКОТОРЫЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО ДРЕНАЖА, КАК СРЕДСТВА БОРЬБЫ С ЗАСОЛЕНИЕМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Исходя из опыта работы дренажа на орошаемых землях и теоретического рассмотрения вопроса, можно высказать практические рекомендации по некоторым вопросам применения горизонтального дренажа как средства борьбы с засолением орошаемых земель.

Материалы необходимые для проектирования дренажа. 1. Для действующих оросительных систем, при обосновании осуществления дренажа целесообразно применить анализ существующего водного баланса массива (общего, грунтовых и почвенных вод) и составить перспективный (после сооружения дренажа) баланс грунтовых вод. Для этого нужны: данные о водозаборе в систему; фильтрационных потерях на магистральных, междоусобных, внутрихозяйственных каналах; оросительные нормы и режим орошения; метеорологические данные; наблюдения над колебаниями поверхности грунтовых вод для типичных мелиоративных участков; наблюдения над влажностью почв в начале и конце расчетных периодов; данные о сбросных водах. Совершенно необходимым является хорошее знание геологических и гидрогеологических условий (напластование и проницаемость пород, наличие подземного притока, возможности подземного оттока); особо важным является установление наличия или отсутствия напорного восходящего тока подземных вод, что может быть обнаружено постановкой специальных пьезометров. Желательно также иметь опытные данные по величинам испарения и транспирации различными культурами при различной глубине залегания грунтовых вод.

Мы не можем здесь останавливаться на вопросах мелиоративно-гидрологических полевых исследований (об этом говорится в специальной литературе [23] и других работах). Отметим, однако, что разработанные в последние годы новые приемы исследований — измерение передвижения грунтовых вод и влаги с помощью изотопов, метод теплового баланса для измерения суммарного испарения, определение параметров водоносного пласта (например, k , T/δ) по наблюдениям за распространением колебаний поверхности грунтовых вод и другие, — позволяют в достаточной степени осветить водный режим орошаемых земель и установить связи между его элементами [20, 23].

Для характеристики солевого режима почв, грунтов и грунтовых вод, помимо данных почвенной съемки, желательны более детальные сведения об общей минерализации и составе солей для почв, грунтов и грунтовых вод. Для грунтовых вод желательно знать минерализацию состава солей и ее плотность для различных глубин (до 10 м и более); необходимы замеры засоленности оросительных и сбросных вод.

Необходимо также иметь общие сведения о системе (план местности, орошаемые площади, к. з. и., урожайность, служба эксплуатации и т. д.).

Перечисленных данных достаточно для составления и анализа существующего водного баланса и прогноза режима грунтовых вод после сооружения дренажа и обоснования его размещения, глубины и т. д. Желательно при этом составление хотя бы приближенных солевых балансов массива.

Весьма перспективным является применение метода совместного решения уравнений водного и солевого балансов для грунтовых и почвенных вод [29]. Для выбора конструкции дренажа и обоснования его вариантов необходимы технико-экономические расчеты, учитывающие строительные свойства грунтов, способ производства работ, наличие материалов, стоимости работ и их эффективности (с точки зрения сравнения затраченных средств и получения экономического эффекта от роста продукции).

Необходимо при этом рассмотреть варианты борьбы с фильтрационными потерями на каналах при менее интенсивном дренировании. Анализ этот может быть произведен на основе перспективного баланса грунтовых вод и технико-экономических расчетов.

2. Для вновь проектируемых систем необходимо также составлять прогноз режима грунтовых вод (баланс) с тем, чтобы выявить необходимость строительства дренажа или установить сроки, когда он потребуется. В этом случае наибольшее внимание следует обратить на мероприятия, уменьшающие питание грунтовых вод.

Размещение дренажа и глубина его заложения. На существующих оросительных системах каналы обычно проходят по повышенным элементам рельефа; фильтрация из них содействует вытеснению солей в пониженные элементы рельефа почвы и грунтовые воды, которые обычно наиболее засолены. Поэтому основную (рабочую) сеть систематического горизонтального дренажа следует размещать в местах понижения местности в местах наибольшего засоления почв и грунтовых вод и приблизительно посередине между постоянно действующими оросительными каналами. В связи с этим следует признать совершенно нецелесообразным размещение дрен или коллекторов вблизи оросительных каналов, так как это не только увеличивает фильтрацию из каналов, но и содействует отводу дренажем пресной фильтрационной воды; в этом случае дренаж не будет содействовать рассолению земель, а пресные оросительные воды вместо того, чтобы попадать на поля и содействовать рассолению почв, будут непосредственно идти на дренажный сброс. Так как горизонтальный систематический дренаж характеризуется внутренним питанием, то размещение его может быть произведено как по поперечной, так и по продольной схеме (т. е. поперек уклона поверхности грунтовых вод или вдоль уклона), причем перехват потока засоленных грунтовых вод со стороны, если такой имеется, должен быть осуществлен специальным отсечным дренажем, чтобы не перегружать систематический дренаж работой по отводу избыточных вод и солей, поступающих со стороны.

Вопрос размещения дренажа связан также с его глубиной и конструкцией. Как это было показано выше, глубокий дренаж обеспечивает:

1) необходимый режим грунтовых вод в течение года, в том числе в периоды усиленного питания грунтовых вод (промывки), за счет использования свободной от воды емкости грунта выше заложения дрен;

2) значительное увеличение рассоления не только почв, но и грунтовых вод, ввиду большего по сравнению с неглубоким дренажем, «действующего напора», т. е. превышения поверхности грунтовых вод посередине между дренами над горизонтом воды в дренах; опреснение грунтовых вод гарантирует от реставрации засоления, что наблюдается при неглубоком дренаже.

Таким образом, практика применения дренажа на орошаемых землях и теоретические соображения говорят в пользу *редкого глубокого дренажа*. Естественно, что осушительное и рассоляющее действие дренажа зависит от геологических условий и, прежде всего, от коэффициента фильтрации грунта, в который заложен дренаж. Учитывая, что «критическая» глубина залегания грунтовых вод обычно находится в пределах 2—3 м, считаем целесообразным минимальную глубину дренажа принимать равной 3 м. При однородном строении грунта, весьма глубоком залегании водоупора и глубине дренажа 3 м можно рекомендовать следующие расстояния между дренами (данные ориентировочные, проверяемые расчетом).

Почво-грунты	Коэффициент фильтрации, м/сутки	Расстояние между дренами, м
Тяжелые суглинки	$<0,5$	<300
Суглинки, тяжелые супеси	1—3	300—500
Легкие суглинки, супеси	3—10	500—800

Другим важным обстоятельством при определении размещения дрен являются допустимые уклоны. Дело в том, что открытые дрена-каналы могут допускать минимальные уклоны $I=0,0003—0,0004$, в то время как для закрытых дрен требуются, во избежание заиливания, уклоны $I \geq 0,002$. Последнее обстоятельство отражается на *предельной* длине закрытых дрен, что затрудняет их размещение в плане, так как чрезмерное заглубление коллекторов, принимающих воду из дрен, нежелательно по причинам увеличения мощности насосных станций (в случае перекачки дренажных вод) или отказа от самотечного сброса и перехода на механическую откачку. Кроме того, при малых уклонах поверхности земли, при уклонах закрытых дрен $I \geq 0,002$ создается неравномерное осушительное и рассоляющее действие — наименьшее в их истоке и наибольшее в устье, где в этом нет необходимости вследствие осушительного и рассоляющего действия коллектора. Таким

образом, при размещении дрен в плане следует считаться с существующей (или проектируемой) сетью действующих оросительных каналов, преимущественно располагая дрены на пониженных участках рельефа, с наиболее засоленными почвами и грунтовыми водами (в основном посередине между постоянно действующими оросительными каналами). Дрены следует размещать в зависимости от допустимых уклонов и предельных длин, и, так, чтобы они оказали необходимое осушительное и рассоляющее действие на орошаемые земли. Особо отмечается, что при напорном питании дренаж ставится в тяжелые условия работы, особенно при сильной минерализации напорных вод. Поэтому его размещение и глубина заложения значительно изменятся, в зависимости от интенсивности питания глубинными подземными водами.

Следует также отметить, что при наличии слоистых грунтов дренаж должен помещаться или пересекать наиболее водопроницаемые слои грунта.

Если эти слои залегают относительно глубоко (5 — 15 м), рекомендуется редкие глубокие дрены дополнять вертикальными самоизливающимися колодцами, заполненными фильтрующим материалом; расстояние между такими скважинами принимается 20—50 м, что может быть обосновано расчетом [1].

Применение дренажа в зависимости от степени засоления почв и грунтовых вод. По этому вопросу кратко приведем рекомендации, данные в [17].

1. Сезонное пятнистое засоление почв. В течение весны—лета в результате неравномерного увлажнения и недополивов отдельных участков и других причин происходит накопление солей в виде пятен в пахотном слое, причем, незаметное на глаз, это засоление снижает урожайность на 10 — 15%. Ликвидация такого типа засоления может быть достигнута улучшением эксплуатации, планировкой, выборочной промывкой.

2. Постоянное пятнистое засоление. При таком типе засоления постоянный выпад сельскохозяйственных культур происходит на 10 — 15% орошаемой площади. Некоторое время с этим типом засоления можно бороться посредством экономии воды, улучшения эксплуатации оросительной системы, планировок и т. д.; однако в случае прогрессивного засоления орошаемых земель необходимо строительство дренажа.

3. Сплошное засоление при мало- и средnezасоленных грунтовых водах (10 — 12 г/л). Обычно легкорастворимые соли (2 — 3%) присутствуют в пахотном горизонте почвы, в то время как более глубокие горизонты почво-грунтов засолены сравнительно мало (0,3 — 0,5%). Такие массивы имеют обычно сравнительно проницаемые грунты и некоторый естественный отток. В этом случае необходимы промывки на фоне редкой глубокой дренажной сети.

4. Сплошное засоление при высокоминерализованных грунтовых водах (12 — 50 г/л и выше).

В солончаковых землях этого типа содержание солей достигает 10 — 25%. Подпочвенные слои также сильно засолены (1,5 — 3% солей). Эти почвы обычно тяжелые. Количество воды для промывки 10 000 — 15 000 м³/га при наличии глубокого и редкого дренажа. Для ускорения процесса рассоления рекомендуется, кроме глубокого редкого дренажа, устраивать мелкий временный дренаж. В этих условиях возможна посадка риса, если это не ухудшит мелиоративное состояние окружающих земель, а влияние культуры локализуется отсечным дренажем.

5. То же, что и 4, но при относительно глубоких грунтовых водах (7 — 12 м).

Рекомендуются интенсивные промывки при строительстве дренажа через 3 — 8 лет (в соответствии с прогнозом режима грунтовых вод). Необходимы мероприятия по борьбе с фильтрацией из каналов — это отсрочит строительство дренажа.

6. Слабозасоленные и незасоленные земли, страдающие от избыточного увлажнения.

В этом случае целесообразно использовать подземные воды для увлажнения почвы, ограничиваясь дренажем, как мерой для борьбы с заболачиванием почв.

Выбор конструкции горизонтального дренажа. Опыт применения дренажа в СССР и в других странах показал преимущества закрытого дренажа. Достоинства закрытого дренажа заключаются в меньших затратах на эксплуатацию, значительно меньшую потерю орошаемой площади, отсутствие препятствий по применению механизации сельскохозяйственных работ. Открытые каналы — дренажи — тоже имеют некоторые преимущества. Их можно применять при небольших уклонах местности. Пока еще нет серийного выпуска высокопроизводительных машин по укладке закрытого глубокого дренажа [21], редкий открытый глубокий дренаж также может найти применение. Важным при этом является предупреждение деформаций русел открытых дренажей и коллекторов. Главными причинами деформаций открытых дренажей являются: оползание откосов в нижней части, зарастание их сорняками и размыв откосов сбросными поверхностными водами. Следует решительно отказаться от объединения дренажной (открытой и закрытой) и сбросной сетей, так как сбросные поверхностные воды, неся периодически значительные расходы, нарушают нормальную работу дренажной сети: размывают откосы открытых дренажей при неорганизованном сбросе, способствуют заилению закрытых дренажей и нарушают дренирующее действие дренажей любой конструкции при подъеме горизонтов воды в них. Каналы сбросной сети, в большинстве своем будучи неглубокими, сбрасывают воду самотеком, тогда как для дренажной глу-

бокой сети самотечный сброс не всегда удастся осуществить, поэтому их объединение также нецелесообразно

Закрытый дренаж обычно осуществляется из гончарных или асбоцементных труб, хотя опыт эксплуатации существующего дренажа из бетонных труб показал, что бетон солеустойчив и с течением времени не подвергается воздействию минерализованных грунтовых вод того состава, который наблюдается на орошаемых землях. Применение досчатого, фашинного и др. типов деревянных дренажей в условиях орошаемых земель нецелесообразно, из-за их недолговечности. Засыпка дренажных траншей галечником, галькой и другим фильтрующим материалом допустима, но надо иметь в виду, что в этом случае минимальные уклоны таких дрен, во избежание заиливания, не следует делать менее $J = 0,004$. Если по ряду причин выбран открытый дренаж, то необходимо обеспечить устойчивость откосов дрен, что, по-видимому, наиболее целесообразно осуществить путем пропуска дренажного расхода в бетонном лотке; это мероприятие предохранит откосы от оползания. Следует также предусмотреть борьбу с сорной растительностью при помощи гербицидов или других средств. Наконец, при совмещении дренажной и сбросной сетей (что нежелательно) следует осуществить организованный прием в открытые дрены сбросной воды, путем устройства трубчатых сбросов и колодцев. Следует иметь в виду, что если в оросительных каналах их поперечное сечение определяется расходом воды, то в дренажной сети главную роль играет глубина канала. В последнем случае расход воды невелик, и нормальное заполнение составляет небольшую долю от глубины канала, что является спецификой их работы.

Для успешной работы дренажа необходимо безусловно обеспечить бесподпорный сброс дренажных вод, что, конечно, следует предусмотреть при проектировании и строительстве любого дренажа.

О промывках и использовании дренажных вод. Выше было показано, что наиболее эффективным способом вытеснения солей из почв и грунтовых вод, при наличии дренажа, являются направленные промывки от наиболее удаленных от дрен участков по направлению к дренам. Следующим по эффективности видом промывки является равномерное постоянное питание засоленных грунтовых вод пресными промывными водами. Наименее эффективными являются единовременные промывки путем затопления всей площади между дренами. Если невозможно, по условиям сроков ввода дренированных засоленных земель в сельскохозяйственное использование, осуществление направленных промывок, то следует стремиться к более или менее равномерному питанию грунтовых вод, что может быть достигнуто расчленением одновременных промывных норм, а также увеличением оросительных норм на первый период работы дренажа. Возможно, что наиболее целесообразным

решением вопроса будет создание постоянного в течение года нисходящего тока из засоленной почвы в грунтовые воды, как в период промывок почв, так и в течение вегетационных полизов. Что касается использования дренажных вод на орошение, то это зависит, естественно, от их минерализации и состава солей. Имеются данные [17], что не слишком сильно минерализованные воды успешно применяются для орошения. Так по данным В. М. Легостаева, получены следующие результаты.

Урожай хлопка-сырца при орошении его дренажной водой по опытам 1954 г.

Опытная станция	Минерализация дренажной воды, г/л	Урожай, ц/га	
		при поливе дренажной водой	при поливе водой из каналов
Бухарская	1,0—2,0	49,6	52,2
Ферганская 1	5,0—7,0	47,2	47,3
Ферганская 2	5,0—7,0	35,8	38,3
Хорезмская	4,0—5,0	44,0	51,6
Чарджоуская	5,3	40,6	41,7

Исследования А. Т. Морозова показали, что *промывки* слабо-минерализованной водой *более эффективны*, чем пресной водой. Сказанное позволяет считать, что использование дренажных вод как самостоятельно, так и в смеси с оросительной водой целесообразно как для промывок нижележащих земель, так и для их полива.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абрамов С. К., Найфельд Л. Р., Скиргелло О. Б. Дренаж промышленных площадок и городских территорий. Госстройиздат, М., 1954.
2. Аверьянов С. Ф. Расчет горизонтального дренажа при борьбе с засолением орошаемых земель. Материалы к ТУ и Н проектир. оросит. систем. Изд. Гипроводхоза МСХ СССР, М., 1958.
3. Аверьянов С. Ф. Рассоляющее действие фильтрации из каналов. Сб. «Влияние орошения на режим грунтовых вод» (II). Изд-во АН СССР, М., 1959.
4. Аверьянов С. Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). «Гидротехника и мелиорация» СССР, М., № 12, 1957.
5. Аверьянов С. Ф. Расчет дренажа при напорном питании. Научн. зап. МИИВХ, т. 21. Сельхозгиз, М., 1959 (в печати).
6. Аверьянов С. Ф. и Цюй Син-е. Расчет дренажа при наличии инфильтрации. Известия АН СССР, ОТН, № 3, 1957.
7. Аравин В. И. и Нумеров С. Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде. Гостехтеоретиздат, М., 1953.
8. Беседнов Н. А. Опытный дренаж на Мугани. Зак. ГИЗ, Тифлис, 1935.
9. Вавилов А. П. Расчет и проектирование дренажа орошаемых земель. Материалы к ТУиН проектир. оросит. систем. Изд. Гипроводхоза МСХ СССР, М., 1958.
10. Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее приложения в области ирригации и дренажа. Госстройиздат, М., 1939.
11. Ведерников В. В. К теории дренажа. ДАН СССР, т. 59, № 6, 1948.
12. Веригин Н. Н. Некоторые вопросы химической гидродинамики, представляющие интерес для гидротехники и мелиорации. Известия АН СССР, ОТН, № 10, 1953.
13. Владимиров А. Г. Вопросы мелиоративной гидрогеологии и дренаж в орошаемых районах. Труды Всес. научно-иссл. ин-та гидрогеологии и инженерной геологии (ВСЕГИНГЕО). Вопросы гидрогеологии и инж. геологии, сб. 15, Госгеолтехиздат, М., 1957.
14. Долгов С. И. и Сухенко В. Ф. Эффективность производственных промывок засоленных земель в Мильской степи. «Гидротехника и мелиорация», № 8, 1954.
15. Загуменный А. И. Опыт применения временной дренажной сети при освоении засоленных перелогов. «Хлопководство», № 12, 1952.
16. Ковда В. А. Происхождение и режим засоленных почв, т. I и II, 1946; Изд-во АН СССР, М.
17. Ковда В. А. и др. Значение дренажа в повышении плодородия почв. Изд-во АН СССР, М., 1956.
18. Козлов В. С. Расчет дренажных сооружений. Госстройиздат, М., 1940.
19. Костяков А. Н. Основы мелиорации. Сельхозгиз, М., 1951.

20. Костяков А. Н., Фаворин Н. Н., Аверьянов С. Ф. под редакцией Полубариновой - Кочиновой П. Я. Влияние орошения на режим грунтовых вод. Изд-во АН СССР, М., 1956.
21. Кривонос И. М., Муратхан В. П. Организация и производство дренажных работ. Сельхозгиз, М.—Л., 1958.
22. Лебедев А. Ф. Почвенные и грунтовые воды; изд. 4. Изд-во АН СССР, М.—Л., 1936.
23. Лебедев А. В. Прогноз изменения уровня грунтовых вод на орошаемых территориях. Госгеолтехиздат, М., 1957.
24. Легостаев В. М. Дренаж засоленных земель. Сельхозгиз, М., 1952.
25. Легостаев В. М. Промывные поливы засоленных почв. Сельхозгиз, М., 1953.
26. Легостаев В. М. Иригационно-мелиоративные мероприятия за рубежом (Египет, Индия, США). Объед. изд-во «Кзыл Узбекистан», «Правда Востока» и «Узбекистан Сурх», Ташкент, 1957.
27. Маскет М. Течение однородных жидкостей в пористой среде. Гостехиздат, М., 1949.
28. Минаев В. А. О рассоляющем действии гориз. дренажа. Известия АН СССР, ОТН, № 8, 1957.
29. Минкин Е. Л. Некоторые вопросы прогноза солевого баланса территорий нового орошения. «Почвоведение», № 9, 1957.
30. Пенской И. К. Сельскохозяйственное освоение промываемых и промытых земель. Сельхозгиз, М., 1955.
31. Полубаринова - Кочина П. Я. Теория движения грунтовых вод. Гостехтеориздат, М., 1952.
32. Рабочев С. И. Опыт рассоления Сыр-Дарьинских залежей. «Гидротехника и мелиорация», М., № 12, 1950.
33. Роде А. А. Почвенная влага. Изд-во АН СССР, М., 1952.
34. Розов Л. П. Мелиоративное почвоведение. Сельхозгиз, М., 1936.
35. Саваренский Ф. П. Избранные сочинения. Изд-во АН СССР, М., 1950.
36. Силин - Бекчурин А. И. Динамика подземных вод. Изд-во МГУ, М., 1958.
37. Шаров И. А. Эксплуатация гидромелиоративных систем. Сельхозгиз, М., 1952.
38. Шпанин Г. И. (Азгипроводхоз). 1) Метод определения расчетных параметров фильтрационного потока. 2) Метод определения глубины дрен и расстояний между дренами в целях мелиорации засоленных земель. Сборн. «Горизонтальный дренаж засоленных земель», Матер. к ТУИН проектир. оросительных систем. Изд. Гипроводхоза МСХ СССР, М., 1957.
39. Childs E. C. The physical principles underlying water table control. Internat. Com. On Irrig. a. Drainage. 2-nd Congr., Quest. 4, Rep. 1, 1954.
40. Bauman P. Ground-water movement controlled through spreading. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs., 1951, August, sep. 86.
41. Boumans J. H. Het bepalen van de drainage-afstand met behulp van de boorgatenmethode. Landbouwkund. tijdschr., 1953, 65, № 2/3.
42. Dumm L. D. Drain-spacing formula Agric. Engng., 1954, 35, № 1.
43. Hammad H. Y. Internat. Com. on Irrig. a. Drainage. 2-nd Congr., Quest. 4, Rep. 6, 1954.
44. Hammad H. Y. A hydrodynamic theory of water movement towards covered drains with application to some field problems. Alexandria Univ. Press, 1957.
45. Handa C. L. Internat. Com. on Irrig. a. Drainage. 2-nd Congr., Quest. 4, General Rep. (E), 1954.
46. Hooghoudt S. B. Versl. landb. onderz., 1936, № 42; 1940, № 46.
47. Marsland M., Haskew G. S. Internat. Com. on Irrig. a. Drainage 3-rd Congr., Quest. 8, p. 1; Rep. 5, 1957.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	3
Введение	5
§ 1. Водный баланс и баланс грунтовых вод орошаемых массивов; пути их улучшения	7
§ 2. Элементы баланса грунтовых вод в условиях дренажа	12
§ 3. Схема работы горизонтального дренажа	27
§ 4. Расчет осушительного действия горизонтального дренажа	32
А. Установившееся движение	32
Схема I	33
Схема II	42
Б. Неустановившийся режим работы дренажа	55
§ 5. Рассоляющее действие горизонтального дренажа	66
§ 6. Некоторые рекомендации по применению горизонтального дренажа, как средства борьбы с засолением орошаемых земель	74
Литература	82

Сергей Федорович Аверьянов

**Горизонтальный дренаж при борьбе с засолением
орошаемых земель**

*Утверждено к печати
Советом по проблемам водного хозяйства
Академии наук СССР*

Редактор издательства Г. Б. Горшков. Технический редактор С. Г. Маркович

РИСО АН СССР 104-69В. Сдано в набор 8/V 1959 г. Подписано к печати 30/VII 1959 г.
Формат 60×92¹/₄ мм. печ. л. 5,25 уч. издат. л. 4,4. Тираж 1700 экз. Т-09140 Изд. № 3726
Тип. № 3514

Цена 3 р. 10 к.

Издательство Академии наук СССР, Москва, Б-62, Подсосенский пер., 21
2-я типография Издательства Академии наук СССР, Москва, Г-99, Шубинский пер. 10