

0-3

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР

СРЕДНЕАЗИАТСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ИРРИГАЦИИ
ИМЕНИ В. Д. ЖУРИНА (САНИИРИ)

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ ИНСТИТУТ
«СРЕДАЗГИПРОВОДХЛОПОК» ИМЕНИ А. А. САРКИСОВА

ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ СОВРЕМЕННЫХ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ СРЕДНЕЙ АЗИИ

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

Ташкент — 1982

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО
ХОЗЯЙСТВА СССР

Среднеазиатский ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский институт ирригации
имени В. Д. Журина (САНИИРИ)

Ордена Трудового Красного Знамени
институт „Средазгипроводхлопок“ имени А. А. Саркисова

ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ
СОВРЕМЕННЫХ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ
СРЕДНЕЙ АЗИИ

Сборник научных трудов

Экземпляр ВДЖуховского
1983г.

В настоящем сборнике освещаются вопросы обоснования и выбора эффективных мелиоративных мероприятий при составлении проектов современных гидромелиоративных систем и освоения засоленных земель, а также некоторые результаты исследований конструкций и работ гидротехнических сооружений.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

В.А.Духовный (отв. редактор, САНИИРИ),
В.И.Антонов (зам. редактора, Средазгипроводхлопок),
Г.Г.Валентина, Т.И.Деряжка, А.Х.Жулзев (зам. редактора, КазНИИВХ), А.М.Мухамедов, М.П.Мухтаров, А.Г.Пулатов,
У.Ю.Пулатов, А.У.Усманов, Х.И.Якубов (зам. редактора, САНИИРИ)

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

Н.М.Алавинов, В.И.Антонов, Ф.Ш.Мухамеджанов, Б.Я.Нейман,
Э.Л.Окулич-Козарин, К.А.Ракитин (ответственный за выпуск),
Л.А.Фриерман, Ф.Я.Эйнгора

По плану 1982г.

© Институт "Средазгипроводхлопок", 1982

УДК 631.474(575)

Г.Г.Решетов, канд.с.-х.наук,
гл. спец.

(Средазгипроводхлопок)

МЕТОДИКА КАЧЕСТВЕННОЙ И МЕЛИОРАТИВНОЙ ОЦЕНКИ ПОЧВ АРИДНОЙ ЗОНЫ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ОРОШЕНИЯ

Качество почвы определяется совокупностью присущих ей свойств, с которыми связана специфика и сложность комплекса различных, в том числе мелиоративных, мероприятий. Мелиоративная оценка земель, главный и завершающий этап всех почвенно-мелиоративных исследований, предполагает учет и оценку свойств почв, определение их исходного и потенциального плодородия.

В последних работах советских и зарубежных исследователей почв аридной зоны обнаруживается желание отразить потребность в мелиорациях с учетом качества земель и исходя из пригодности их под определенные сельскохозяйственные культуры. Большое значение придается механическому составу почвогрунтов, порой принимаемых и оцениваемых как классы земель, а также определяющих потенциальное плодородие почв. К тому же, в последнее время появились работы [А.З.Генусов и др.(1972), *Sys C. and Verheye W.* (1974), Г.Г.Решетов, В.Р.Шредер (1977) и т.д.], где сделана попытка количественно оценить почвы аридной зоны для целей орошения. Во второй работе числовая оценка почв проводится по семи факторам на начальный период исследований с последующей группировкой почв в пять классов. В третьей оценке построена с более полным учетом свойств почвогрунтов, выделением классов и групп почв по их существующему и потенциальному плодородию. Следует отметить, что числовая оценка почв выгодно отличается от

других и служит практическим целям — сравнительному анализу почв и более обоснованному выбору земель для сельскохозяйственного использования, особенно на значительных площадях.

В предлагаемой работе в основу бонитировки почв и почвообразующих пород положены принципы, разработанные советскими учеными С.С.Соболевым, Н.Д.Благовидовым, Ф.Я.Гаврилюком, И.Ф.Голубевым, А.З.Генусовым и др.

Эффективное использование земель в аридной зоне возможно только при орошении и интенсивном внесении удобрений. Естественный ход почвообразования в корне меняется под воздействием орошаемого земледелия, и при применении соответствующего мелиоративного комплекса почвообразовательные процессы в значительной мере нивелируются. При этом изменяются водный, воздушный, питательный, тепловой и прочие режимы. Наиболее постоянной остается почвообразующая порода, свойства которой определяют основные водно-физические, мелиоративные и агропроизводственные характеристики.

Современная культура орошаемого земледелия способна полностью удовлетворить потребность растений в основных питательных элементах и воде. В этих условиях, по мнению С.Н.Рыкова, под плодородием следует понимать наиболее эффективное использование поливной воды и вносимых удобрений. По его справедливому замечанию, необходимо учитывать не общие запасы элементов плодородия (незначительность их в основных почвах аридной зоны не вызывает сомнения), а их мобильность, доступность растениям, что обусловлено физическими свойствами почвы, которые, в свою очередь, зависят от свойств почвообразующей породы. В этой связи в шкалу оценки плодородия почв следует включать не только современные, но и перспективные баллы бонитетов.

Для почв, требующих мелиораций, первая оценка должна производиться, очевидно, на период после осуществления потребных мероприятий с учетом ухудшения водно-физических свойств почвогрунтов вслед за их проведением. Очень важно иметь представление об отдаче почв в первые годы после мелиораций: это позволяет, с одной стороны, судить об урожайности сельскохозяйственных культур, а с другой, — определить дополнительные затраты на мелиорацию.

Потенциально любая почва, при поддержании оптимальных питательных и водных режимов, способна давать максимальные урожаи.

Однако в производственных условиях этого достигнуть невозможно из-за сложности постоянного поддержания в оптимальных пределах названных режимов на песчаных, супесчаных, галечниковых и других землях, а также отсутствия в достаточных количествах органических и минеральных удобрений. В силу сказанного необходимо учитывать фактор интенсивности земледелия, ее уровень, зависящий от оснащенности техникой, обеспеченности удобрениями, кадрами и т.д.

Основная задача бонитировки для целей орошения — оценка плодородия различных почв на определенный уровень интенсивности земледелия. Цена балла в зависимости от названных выше факторов может быть различной. Для одних районов за единицу принимается, например, урожайность хлопчатника 40 ц/га, а для других — 35, 30 или 25 ц/га.

Рекомендуемая бонитировочная шкала предполагает оценку почв по классам и группам плодородия. Для выделения класса используются основные физические показатели почвогрунтов, оцениваемые соответствующими коэффициентами в долях от единицы (табл. I).

Таблица I

Оценка основных физических показателей
почвогрунтов при определении класса почв

Показатель почвогрунта	Коэффициент
I	2
А. Механический состав	
Глинистый и глинисто-суглинистый	0,8
Тяжелосуглинистый и глинистый с прослоями супесей и песков	0,9
Средне- и легкосуглинистый, суглинистый с прослоями супесей и песков	I
Супесчаный	0,8
Песчаный	0,7
Б. Скелетность (% от веса)	
Слабоскелетный (< 10)	0,9
Среднескелетный (10-20)	0,8
Сильноскелетный (20-50)	0,7
Очень сильноскелетный (> 50)	0,5
В. Мощность мелкоземистого слоя	
С глубины 0,5-1 м песчано-галечниковый	0,8

С глубины 0,3-0,5 м суглинисто-галеchnиковый	0,7
С глубины 0,3-0,5 м песчано-галеchnиковый	0,6
С глубины < 0,3 м суглинисто-галеchnиковый	0,5
С глубины 0,5-1 м на плотных породах	0,7
С глубины 0,3-0,5 м на плотных породах	0,5

Г. Гипсоносность

Гипс (> 50%) с глубины 0,5-1 м	0,8
Гипс (> 50%) с глубины 0,3-0,5 м	0,6
Сильногипсованный (20-50%) с глубины 0,5-1 м	0,9
Сильногипсованный (20-50%) с глубины 0,3-0,5 м	0,7
Среднегипсованный (10-20%) с глубины 0,3-0,5 м	0,9

Д. Наличие поха и арыка

С глубины 0,5-1 м	0,8
С глубины 0,3-0,5 м	0,6

В соответствии с вышеприведенными показателями почвогрунты можно подразделить на пять классов:

Класс	Качественная оценка	Коэффициент бонитета
1	Высокого качества	0,9-1
2	Пониженного качества	0,7-0,8
3	Сильно пониженного качества	0,5-0,6
4	Низкого качества	0,3-0,4
5	Очень низкого качества	0,1-0,2

Группа плодородия устанавливается по признакам, определяющим направленность и развитие почвообразования в естественном состоянии. При установлении группы учитываются основные свойства почв, связанные с динамическими признаками: содержанием питательных веществ, засоленностью, осолодцованностью, эрозией, планировкой и другими факторами уменьшения генетического профиля.

К лучшим относятся автоморфные почвы степей, межгорных долин, орошаемые окультуренные и полугидроморфные с УТВ 2-4 м. Понижен бонитет автоморфных почв пустыни: озеробурных, пустынных песчаных, такыров. Пониженные коэффициенты у гидроморфных почв из-за близкого залегания глеевых горизонтов. При оценке засоленных и осолодцованных почв бонитет устанавливается по состоянию на период после проведения промывок и устранения солонцеватости с учетом необходимости восстановления водно-физических свойств. К числу показателей, снижающих плодородие, относится смывость

почв. Срезка почвенных горизонтов при планировках оценивается так же, как смывость. Значения названных показателей в оценке плодородия почв учитываются введением понижающих коэффициентов (табл.2).

Таблица 2

Оценка основных типов и свойств почв при установлении группы плодородия

Основные типы и свойства почв	Коэффициент
Е. Типы почв	
Аутоморфные предгорных степей, межгорных долин, орошаемые окультуренные и полугидроморфные (УТВ 2-4 м)	1
Гидроморфные умеренного увлажнения (УТВ 1-2 м)	0,9
Такировидные и отакирившиеся	0,8
Лугово-болотные (УТВ 0,5-1 м)	0,7
Пустынные песчаные	0,6
Серобурные, такиры и болотные (УТВ < 0,5 м)	0,5
Ж. Засоление	
Сильнозасоленные	0,8
Очень сильнозасоленные	0,7
Чрезвычайно засоленные	0,6
Злобно засоленные	0,5
З. Осолодцованность	
Солонцеватые	0,8
Сильносолонцеватые	0,7
Солонцы	0,5
И. Смывость	
Слабосмывые	0,9
Среднесмывые	0,8
Сильносмывые	0,7
Обнаженная порода	0,5

Сравнительная оценка почв приводится в табл.3 в виде бонитировочной шкалы группировки почв по исходному качеству и изменению в процессе освоения (окультуривания).

Напомним, что класс плодородия почв (потенциальное плодородие S_n) определяется перемножением коэффициентов, соответствующих почвенным показателям табл.1:

$$S_n = A \cdot B \cdot B \cdot \Gamma \cdot D,$$

а группа почвенного плодородия (исходное плодородие $S_{исх}$) -

перемножением S_n на коэффициенты табл.2:

$$S_{\text{исх}} = S_n \cdot E \cdot Ж \cdot З \cdot И.$$

Следует отметить, что коэффициенты в основном взяты из работ Института почвоведения и агрохимии МСХ УзССР для условий природной зоны Средней Азии. Правильность этих коэффициентов подтверждается работой Г.М.Конобаевой, в которой отражены результаты изучения бонитировочной шкалы при проведении полевых опытов с хлопчатником.

Климатические ресурсы, определяющие состав и особенности районированных сортов сельскохозяйственных культур, но не имеющие прямого влияния на качество почв, а также условия орошения в зависимости от рельефа учитываются в агроэкономическом обосновании проектируемого орошения при установлении технической сложности и целесообразности освоения земель.

Выше была изложена методика качественной оценки почв после проведения потребных почвенных мелиораций на соответствующем мелиоративном фоне (например промывки на фоне систематического дренажа). Что касается самих почвенных мелиораций, их вида и

Таблица 3

Шкала бонитировки почв

Класс	Группа	Качественная характеристика почв	Плодородие почв (в коэффициентах)	
			исходное	потенциальное
I	2	3	4	5
I	I	Высокопроизводительные с начала освоения	0,9-I	0,9-I
	2	Пониженного плодородия, восстанавливаемого в мелиоративный период	0,7-0,8	0,9-I
	3	Сильно пониженного плодородия, восстанавливаемого в мелиоративный период	0,5-0,6	0,9-I
	4	Низкого плодородия, восстанавливаемого в мелиоративный период	0,3-0,4	0,9-I
2	I	Пониженного плодородия	0,7-0,8	0,7-0,8

I	2	3	4	5
	2	Сильно пониженного исходного и пониженного потенциального плодородия	0,5-0,6	0,7-0,8
	3	Низкого плодородия, восстанавливаемого до пониженного	0,3-0,4	0,7-0,8
	4	Очень низкого плодородия, восстанавливаемого до пониженного	0,1-0,2	0,7-0,8
3	I	Сильно пониженного плодородия	0,5-0,6	0,5-0,6
	2	Низкого исходного и сильно пониженного потенциального плодородия	0,3-0,4	0,5-0,6
	3	Очень низкого исходного и сильно пониженного потенциального плодородия	0,1-0,2	0,5-0,6
4	I	Низкого плодородия	0,3-0,4	0,3-0,4
	2	Очень низкого исходного и низкого потенциального плодородия	0,1-0,2	0,3-0,4
5	I	Очень низкого плодородия	0,1-0,2	0,1-0,2

размеров, то предлагается их цифровое обозначение в соответствии с нижеприводимой дифференциацией: 0 - земли, не требующие мелиораций; 1 - требующие промывок нормой 5-10 тыс.м³/га; 2 - требующие промывок нормой 10-15 тыс.м³/га; 3 - требующие промывок нормой 15-20 тыс.м³/га; 4 - требующие промывок нормой более 20 тыс.м³/га; 5 - требующие мероприятий против солонцеватости почв (внесение химмелиорантов, промывки небольшими нормами); 6 - требующие сложных мероприятий против сильной солонцеватости почв (внесение химмелиорантов, промывки большими нормами); 7 - требующие очень сложных мероприятий против очень сильной солонцеватости почв (внесение химмелиорантов и биологического ила, промывки большими нормами, пескование и т.д.); 8 - требующие мероприятий по предупреждению ирригационной эрозии (полив по наименьшим уклонам мелкой струей); 9 - требующие сложных мероприятий против ирригационной эрозии (закрепление склонов, посев многолетних трав, полив мелкой струей); 10 - требующие очень сложных мероприятий против ирригационной эрозии (террасирование и закрепле-

ние склонов, посев многолетних трав, посадка древесно-кустарниковых насаждений и т.д.); II - требующие мероприятий против ветровой эрозии (посев трав, полосное земледелие, залесение, регулирование выпаса скота, особые технические условия орошения); I2 - требующие мероприятий по освоению среднесиловых почв (ограничение поливных норм, дробное внесение удобрений); I3 - требующие сложных мероприятий по освоению среднесиловых почв (уборка камней в небольших объемах, ограничение поливных норм, дробное внесение удобрений); I4 - требующие комплексных мероприятий по освоению маломощных почв (каменеуборочные работы в небольших объемах, полив малыми нормами, посадка древесно-кустарниковых насаждений, минимальная обработка почв); I5 - требующие сложных мероприятий по освоению маломощных почв (каменеуборочные работы в больших объемах, полив малыми нормами, дробное внесение удобрений, посадка древесно-кустарниковых насаждений, минимальная обработка почв); I6 - требующие очень сложных мероприятий по освоению маломощных почв (каменеуборочные работы в очень больших объемах, полив малыми нормами и т.д.).

Потребность почв в мелиорациях и их объем устанавливаются по действующим инструкциям, руководствам и методикам. Промышленные нормы определяются по материалам солевой съемки и опытным данным о содеотдаче почв. Нормы внесения химмелиорантов на солонцеватых почвах зависят от количества поглощенного натрия в почвенном поглощающем комплексе и мощности солонцеватого горизонта. Интенсивность ирригационной эрозии предопределяется крутизной поверхности и механическим составом почвогрунтов. Степень подверженности почв дефляции зависит от ветровой деятельности и литологии верхних горизонтов. Объем камнеуборочных работ устанавливается путем закладки специальных площадок по учету поверхностного и скрытого камня в проектом пахотном слое почв. Почвы, требующие сложных и очень сложных мелиораций, в последующем нуждаются в соответствующем сложном и очень сложном агротехническом комплексе по восстановлению почвенного плодородия и последующему поддержанию его на высоком уровне.

Мелиоративный индекс, поставленный после индекса класса и группы почв, завершает предлагаемую систему цифровых обозначений, где первая цифра показывает класс почвенного плодородия, определяемый в основном субстратом, вторая - группу почвенного плодородия, определяемую динамическими показателями, третья - потреб-

ность почв в мелиоративных мероприятиях (вид и размер мелиораций). Следовательно, цифровые индексы в подобном сочетании могут рассматриваться как мелиоративные категории земель и использоваться при оценке почв, отдельных объектов и природной зоны в целом. Например, индексы I.I.O; I.4.4; 2.3.3 расшифровываются так:

I.I.O - земли высокопроизводительные с начала освоения, не требующие мелиораций;

I.4.4 - земли низкого плодородия, восстанавливаемого в мелиоративный период. Требуют промывок нормой более 20 тыс.м³/га с последующим применением сложного агротехнического комплекса по восстановлению почвенного плодородия;

2.3.3 - земли низкого плодородия, восстанавливаемого до пониженного. Требуют промывок нормой 15-20 тыс.м³/га с последующим применением сложного агротехнического комплекса по восстановлению плодородия почв и последующему поддержанию его на высоком уровне.

В отличие от зарубежных классификаций пригодности земель (Klingebiel A.A., Montgomery P.H.; Sys C. and Verheye W.) и проработки почвоведов ФАО совместно с иранскими специалистами (1970 г.) в предлагаемой нами классификации прежде всего учитываются генетические типы почв при оценке их производственной способности.

Другое преимущество нашей методики - в оценке почв на начало освоения и на перспективу. Основой для перспективной оценки служат стабильные почвенные показатели, оценки на исходный момент - динамические, что не имеет места в других классификациях. Рекомендуемая числовая оценка почв позволяет объективнее сравнивать и оценивать земли при проектировании на них орошения.

В соответствии с вышеизложенным можно сделать выводы:

- орошение почв аридной зоны требует комплекса мелиоративных мероприятий, обеспечивающих оптимальные условия для развития их плодородия. Качественная оценка земель в этих условиях проводится для выявления их потенциальной производственной способности;

- рекомендуемая бонитировочная шкала позволяет оценивать почвы по классам и группам плодородия. В основу выделения классов положено качество почвообразующей породы. Остальные почвенные показатели, в значительной мере нивелируемые орошением, служат

основой подразделения классов на группы;

- потребность почв в различных мелиорациях и их объем в комплексе с исходным и потенциальным плодородием рассматриваются как мелиоративные категории земель, рекомендуемые к практическому использованию при оценке почвенного покрова аридной зоны.

Л и т е р а т у р а

1. Благовидов Н.Д. Качественная оценка земель. М., Изд-во МСХ РСФСР, 1960.
2. Гаврилюк Ф.Я. Бонитировка почв. М., "Высшая школа", 1970.
3. Генусов А.З. и др. Предварительная бонитировочная шкала орошаемых почв УзССР. - В сб.: Вопросы химии и физики почв в свете их генезиса и повышения производительной способности. Ташкент, "Фан", 1966.
4. Генусов А.З. и др. Об оценке почв, подлежащих освоению под хлопчатник. - В сб.: Генезис, география и мелиорация почв Узбекистана. Тр. НИИП МСХ УзССР, вып.8. Ташкент, 1972.
5. Голубев И.Ф. Почвенно-геоботаническое обоснование и использование его при землеустройстве. М., "Колос", 1972.
6. Конобеева Г.М. Апробация бонитировочной шкалы орошаемых почв Узбекистана полевыми опытами с хлопчатником. - В сб.: Генезис, география и мелиорация почв Узбекистана. Тр. НИИП МСХ УзССР, вып.8. Ташкент, 1972.
7. Решетов Г.Г., Шредер В.Р. Бонитировка почв аридной зоны для целей орошения. - "Почвоведение", 1977, № 3.
8. Соболев С.С. - Бонитировка почв. М., Изд-во ВАСХНИЛ, 1965.
9. Рыков С.Н. Почвам высокое плодородие. - "Хлопководство", 1973, № 1.
10. FAO in Co-operation with soils staff. Manual of land classification for irrigation. Soil Inst. of Iran, Ministry of Agriculture Publ. No 205, 1970.
11. Klingebiel A.A., Montgomery P.H. Land capability classification. Agriculture Handbook. No 210, USDA, Washington D.C. 1966.
12. Soil survey staff. Soil classification. A comprehensive system; 7th Approximation U.S., 1960 with Supplements, 1964, 1967.
13. Soil taxonomy. A basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys.

Soil survey staff. Soil conservation service. USDA, Agriculture Handbook. No 436, 1975.

14. Sys C. and Verheye W. Land Evaluation for irrigation of arid Regions by the use of the parameter method. State University, Ghent, Belgium, Transactions of the 10th International Congress of soil science, I, Moscow, 1974.

УДК 631.6:633.51

Т.А.Трунова, канд.с.-х.наук,
руковод. группы
Г.М.Хасанханова, ст. инж.
(Среднегипроводхлопок)

ОПТИМИЗАЦИЯ ОРОСИТЕЛЬНЫХ НОРМ ДЛЯ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ КУЛЬТУР В УСЛОВИЯХ ДЕФИЦИТА ВОДНЫХ РЕСУРСОВ

Проблема нормирования оросительной воды в среднеазиатском регионе в условиях дефицита водных ресурсов должна решаться в двух направлениях: детальный учет всех факторов, влияющих на размер оросительной нормы, и установление оптимальных ее величин на основе технико-экономических расчетов.

Первый аспект этой задачи получил достаточно широкое развитие в работах [1-13], где комплексно, во взаимосвязи рассмотрены вопросы районирования территории, регулирования глубины залегания грунтовых вод и расчете оросительных норм с одновременным прогнозом солевого режима почвогрунтов и подбором элементов техники полива.

В указанных выше исследованиях при районировании территории учитываются климатические, гидрогеологические, почвенные, литолого-геоморфологические условия и освоенность территории.

Методика расчета оросительной нормы разработана в соответствии с предложенным районированием и позволяет обоснованно определить ее составляющие, каждая из которых представлена в виде совокупности числовых значений или аналитических зависимостей. Принцип расчета иллюстрируется блок-схемой (рис.1), где: M - оросительная норма; E_{Σ} - суммарное испарение для почв легко- и среднесуглинистого механического состава; K - коэффициент, учи-

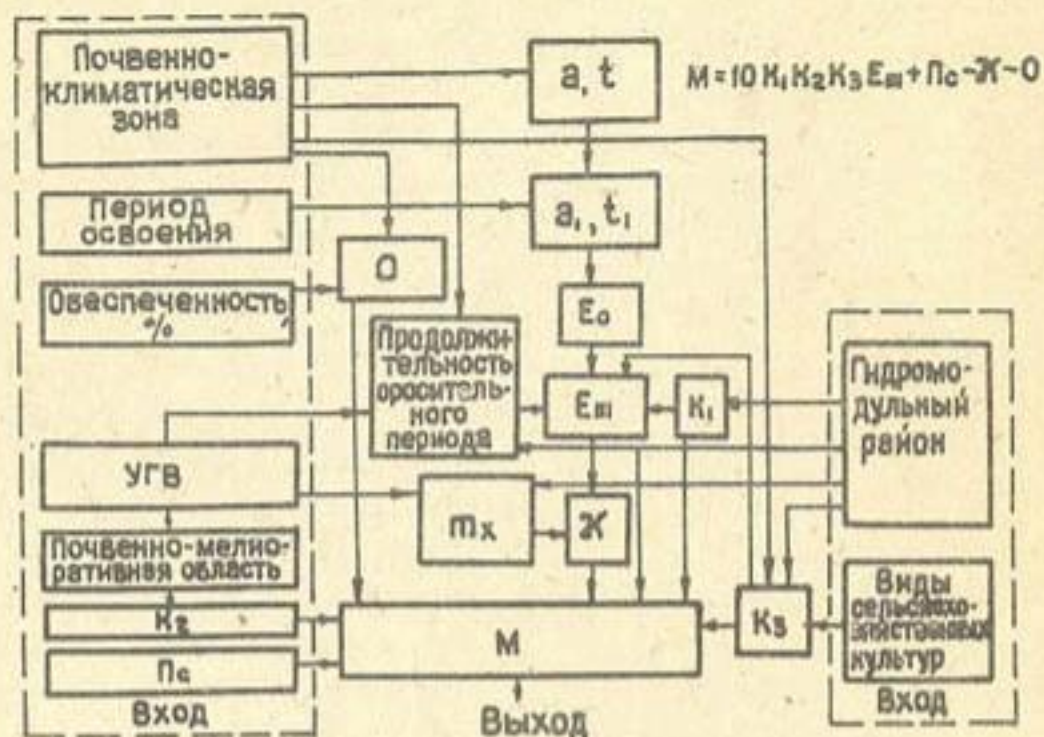


Рис.1. Блок-схема расчета оросительных норм для сельскохозяйственных культур

твляющий влияние водно-физических свойств почв на величину суммарного испарения; K_2 - коэффициент, учитывающий глубинную фильтрацию или дренажный сток (в зависимости от гидрогеологических условий); K_3 - коэффициент, учитывающий вид возделываемой культуры; Пс - поверхностные обросы; Ж - участие грунтовых вод; О - осадки; t, a - температуры и относительная влажность воздуха; t_1, a_1 - то же, с учетом освоения территории; E_0 - испаряемость.

Расчет K_2 и Пс осуществляется по самостоятельным программам, разработанным в институте "Средазгипроводхлопок" в соответствии с методическим руководством [4] и техническими указаниями по выбору элементов техники полива по бороздам и полосам и проектированию внутрихозяйственной сети. В блок-схеме K_2 и Пс представлены в виде входной информации.

Расчетные оросительные нормы, полученные по предлагаемым рекомендациям, предусматривают обеспечение поддержания оптимального водно-солевого режима и получения максимальных урожаев сельскохозяйственных культур. Вместе с тем с экономической точки зрения оросительная норма не является оптимальной в силу того,

что с определенного уровня увеличение водопотребления дает незначительный рост урожайности, как то отмечено в работах [1], [2], [5] и [6]. Зависимость урожайности от водообеспеченности носит параболический характер. Как следствие этой функциональной связи, себестоимость сначала резко падает, затем падение ее затухает, а потом она начинает возрастать.

Задача настоящей работы - установление не только степени снижения урожайности в зависимости от водообеспеченности, но и фазы в развитии растений, когда сокращение водоподачи вызывает минимальные потери урожайности. На этой основе определяются оптимальные периоды снижения оросительной нормы в различных почвенно-климатических зонах и поясах согласно почвенно-климатическому районированию, принятому в институте "Средазгипроводхлопок".

В результате анализа фактического материала испытания схем поливов опытными станциями и экспедициями СовхозНИИ нами обнаружено, что сокращение оросительной нормы до фазы цветения хлопчатника вызывает более резкое снижение урожайности, чем сокращение в период цветения-плодообразования (табл.1).

Зависимость урожайности от водообеспеченности (%) в период до наступления фазы массового цветения хлопчатника иллюстрируется рис.2 и описывается уравнением:

$$\frac{y}{y_{\text{max}}} = 0,002 \left(\frac{Q}{Q_{\text{опт}}} \right)^2 + 0,364 \frac{Q}{Q_{\text{опт}}} + 43,6, \quad (1)$$

где $\frac{y}{y_{\text{max}}}$ - отношение урожайности к ее максимальному значению, %; $\frac{Q}{Q_{\text{опт}}}$ - отношение оросительной нормы к ее значению при максимальной урожайности, %.

Коэффициент корреляции $r = 0,78 \pm 0,04$.

Зависимость урожайности хлопчатника от водообеспеченности в период цветения-плодообразования также показана на рис.2 и описывается уравнением:

$$\frac{y}{y_{\text{max}}} = -0,008 \left(\frac{Q}{Q_{\text{опт}}} \right)^2 + 1,919 \frac{Q}{Q_{\text{опт}}} - 11,77. \quad (2)$$

Коэффициент корреляции $r = 0,89 \pm 0,03$.

Зависимость снижения урожайности от сокращения оросительной нормы в течение всего периода орошения занимает промежуточное положение между рассмотренными вариантами и описывается уравнением

$$\frac{y}{y_{\text{max}}} = 0,002 \left(\frac{Q}{Q_{\text{опт}}} \right)^2 + 0,15 \frac{Q}{Q_{\text{опт}}} + 64,96. \quad (3)$$

Коэффициент корреляции $r = 0,84 \pm 0,01$.

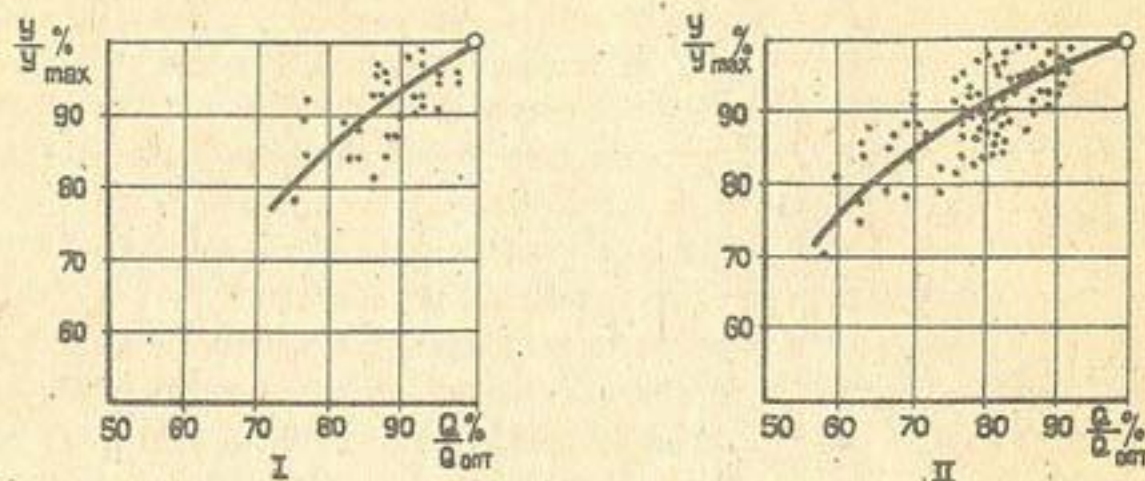


Рис. 2. Зависимость урожайности хлопчатника от водообеспеченности: I - до фазы цветения; II - в период цветения-плодообразования

Представленные зависимости справедливы для первого случая (I) при $70 \leq \frac{Q}{Q_{opt}} \leq 100$; для второго (2) - при $60 \leq \frac{Q}{Q_{opt}} \leq 100$; для третьего (3) - при $80 \leq \frac{Q}{Q_{opt}} \leq 100$.

Расчетные величины урожайности в зависимости от водообеспеченности представлены в табл. I.

Таблица I

Зависимость урожайности от водообеспеченности

Водообеспеченность	При снижении M до цветения		При снижении M в период цветения-плодообразования		При снижении M за весь период орошения	
	$\frac{Q}{Q_{opt}}, \%$	$\frac{y}{y_{max}}, \%$	$\frac{Q}{Q_{opt}}, \%$	$\frac{y}{y_{max}}, \%$	$\frac{Q}{Q_{opt}}, \%$	$\frac{y}{y_{max}}, \%$
100	100	0	100	0	100	0
95	96	4	98	2	97	3
90	93	7	96	4	95	5
85	89	11	94	6	92	8
80	86	14	91	9	90	10

Полученные зависимости позволяют сделать вывод о том, что существуют экономически наиболее целесообразные мера и период снижения оросительной нормы. На этом базируется экономическое

обоснование и оценка оптимальности величины оросительной нормы. Вместе с тем следует учитывать, что данный вопрос должен решаться в каждом конкретном случае отдельно. Например, систематическое снижение оросительной нормы в гидрогеологических условиях подверженности почв засолению (почвенно-мелиоративная область "в" - из работы [7]) может привести к накоплению солей в зоне аэрации и значительному ухудшению мелиоративного состояния земель, особенно в климатических условиях Средней Азии.

С целью практической реализации полученных зависимостей и установления оптимальных периодов снижения оросительной нормы нами проанализированы материалы агрометеорологических станций системы Гидрометслужбы о фактических сроках наступления фазы цветения хлопчатника в различных почвенно-климатических зонах и поясах. Среднегосударственные даты цветения хлопчатника согласно почвенно-климатическому районированию, принятому в институте "Среднеазиатского хлопководства", представлены в табл. 2.

Таблица 2

Среднегосударственные даты цветения хлопчатника по зонам, поясам

Зона, пояс	Пояс			
	А	Б	В	Г
С-П	20 июля			
Ц-П	15 июля	17 июля	20 июля	22 июля
Д-П	12 июля	14 июля	15 июля	17 июля
Д-П	4 июля	5 июля	7 июля	10 июля
Д-П	1 июля	3 июля	5 июля	8 июля

В соответствии с изложенным, при наличии дефицита поливной воды, можно рекомендовать систематическое снижение оросительной нормы в гидрогеологических условиях неподверженности почв засолению и после массового цветения хлопчатника.

Мера снижения оросительной нормы зависит от водообеспеченности района. Однако не рекомендуется снижать ее более чем на 20%. Самое оптимальное снижение - 10-15%. Урожайность при этом уменьшается на 4-6% соответственно. Сокращение оросительной нормы следует осуществлять равномерно в пределах рассматриваемого периода.

Данная работа отражает основные пути оптимизации ороситель-

ных норм в условиях дефицита водных ресурсов. Опубликование количественных значений оптимальных оросительных норм в среднеазиатском регионе по водохозяйственным районам намечено в последующем.

Л и т е р а т у р а

1. Шредер В.Р., Васильев И.К., Трунова Т.А. Гидромодульное районирование и расчет оросительных норм для хлопчатника в условиях аридной зоны. — Сб. науч. тр. Средазгипроводхлопка, вып.8. Ташкент, 1977.
2. Решетов Г.Г., Шредер В.Р., Трунова Т.А. Расчет оросительных норм хлопчатника. — "Гидротехника и мелиорация", 1978, № 4.
3. Васильев И.К., Трунова Т.А. Метод районирования оросительных норм по среднеазиатскому региону. — "Экономика водного хозяйства", вып.2, М., 1979.
4. Методическое руководство по расчету мелиоративного дренажа для условий Средней Азии. (МВХСССР, Средазгипроводхлопок) Ташкент, 1977.
5. Горбачева Р.И. Зависимость урожайности сельскохозяйственных культур от влагообеспеченности. Автореферат канд. диссерт. М., 1980.
6. Гелямин Е.П., Сиптиц С.О. Об использовании методов математического моделирования для расчета продуктивности сельскохозяйственных культур при различных режимах орошения. — В кн.: Биологические основы орошаемого земледелия. М., "Наука", 1974.
7. Шредер В.Р. и др. Расчетные значения оросительных норм сельскохозяйственных культур в бассейнах рек Сырдарьи и Амударьи. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1970.

УДК 626.86:550.3

Н.М.Игнатилов, гл. спец.
(Средазгипроводхлопок)
С.Кенжебаев, гл. спец.
(Узгипроводхоз)

ОПЫТ ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТА ЗАЩИТНОГО ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Развитие орошения целинных земель сопровождается перераспределением ресурсов поверхностных и подземных вод. В этой связи площади с благоприятными для производства сельскохозяйственных культур гидрогеологическими условиями нередко переходят в разряд земель с неблагоприятными, а существующие на них хозяйственные объекты требуют защитных мероприятий от вредного воздействия подземных вод. Проекты таких мероприятий базируются на детальных гидрогеологических работах по определению условий строительства и эксплуатации дренажа. Однако при сравнительно простых гидрогеологических условиях длительные опытно-фильтрационные работы можно совместить со строительством, достигая тем самым экономии как времени, так и средств. Подтверждением сказанному служит пример устройства защитного вертикального дренажа города Желалабада (Демократическая Республика Афганистан), осуществленного по проекту института "Средазгипроводхлопок", при строительстве мелиоративной системы в средней части долины р. Кабул.

Долина здесь представлена обширной внутренней межгорной впадиной юго-восточного простирания, дно которой занято всхолмленно-волнистой предгорной и покаты́й подгорной равнинами, а также собственно долиной Кабула с редкими останцовыми холмами (рис.1). Предгорная равнина вблизи Желалабада к террасам реки спускается уступом в 25-30 м между куполовидными поднятиями; ширина проходов 300-500 м, поверхность расчленена неглубокими оврагами и промоинами, изобилует оползнями, так как на уступе выклиниваются подземные воды. У склонов простирается покаты́й подгорная равнина шириной 2 км; в центре ее выделяется останец предгорной равнины в виде холма высотой 25, шириной 150 и длиной 600 м. Основную часть подгорной равнины составляют конус выноса и сухое русло речки Камбо; уклоны поверхности изменяются от 0,02 у вершины до 0,006 на периферии, где она сливается с третьей террасой р. Кабул. Поверхность террасы наклонена в сторону реки и вниз по течению (уклоны

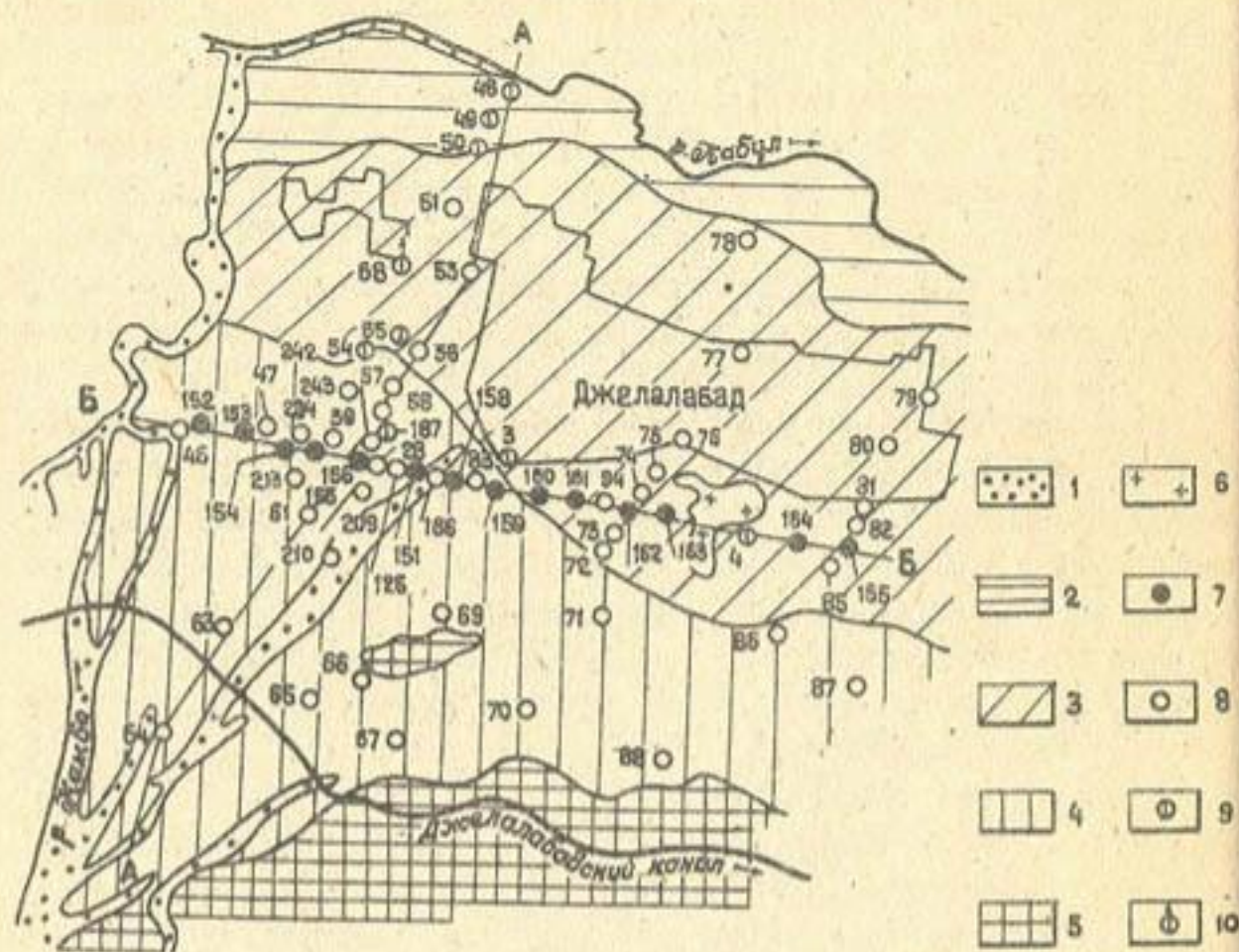


Рис. I. Геоморфологическая карта:

1 - сухое русло и пойма; 2 - первая терраса; 3 - третья терраса; 4 - подгорная равнина; 5 - предгорная равнина; 6 - выходы древних пород; 7 - скважина вертикального дренажа; 8 - наблюдательная скважина; 9 - разведочная скважина; 10 - опытная скважина

0,006-0,008). Здесь расположен город Желалабад. К нижним террасам она обрывается пятиметровым уступом. В тыловой части террасы, на южной стороне города, выделяются низкие останцовые бугры скальных пород, несколько вытянутые с востока на запад. Склоны их пологие ($10-15^\circ$), только в местах существующих карьеров камня имеются характерные уступы забоя высотой 2-3 м. Вокруг этих скал и к югу до предгорной равнины распространяются бугристо-грядовые пески.

Из нижних речных террас в районе прослеживаются первая надпойменная и пойма; на правобережье они тянутся полосой от 150 до 800 м в ширину и возвышаются над урезом воды в межень до 1-2 и более метров.

Геологическое строение территории города и его окрестностей весьма своеобразное. Здесь выходят на поверхность в виде останцовых бугров на третьей террасе гранито-гнейсы палеозойского возраста. На предгорной равнине и в останце на подгорной обнажаются оруднейшие крупногалечниковые конгломераты на прочном известковистом цементе. Они залегают на верховой, местами резной поверхности песчаников и алевролитов верхнего неогена слоем 5-10, редко более метров, смяты в брахиантиклинальные складки, разорваны по оси и сброшены по вертикали до 45 м к северу. В пределах подгорной равнины такие конгломераты вскрыты разведочными скважинами на глубине от 35 до 46 м. Общий уклон их кровли 0,04 к осевой части долины; отметки неварушенной поверхности 635-575 м. На конгломератах залегают галечниково-валунные грунты, в нижней части условно отнесенные к верхнечетвертичному, а в верхней - к современному возрасту (рис. 2). Различия их в том, что нижняя часть

содержит пропластки слабых карбонатно-глинистых песчаников и плотных коричнево-бурых глин, тогда как верхняя сложена более рыхлыми галечниками, преимущественно средними и мелкими, с редкими прослоями песков. Мощность нижнего слоя возрастает от вершины конуса выноса с 10 до 30 м, мощность верхнего колеблется в пределах 20-25 м. Галечники содержат фракций крупнее 20 мм 39-60%, гравия 16-32%, песка 17-34%, пылевого-глинистых частиц 1,3-8,1%. Удельный вес частиц $2,77 \pm 2,81 \text{ т/м}^3$, удельный вес в целика в сухом состоянии $2,05 \pm 2,18 \text{ т/м}^3$, пористость 0,22-0,27 (в среднем 0,25).

Речные террасы с поверхности сложены переслаивающейся толщей супесей и суглинков, мощность которой на третьей террасе достигает 5-15 м, на первой - 2 м. В тыловой части третьей террасы вместо глинистых грунтов часто развиты пылеватые и мелкие пески. Ниже, под покровом глинистых грунтов, залегают галечники, в которых крупных обломков (крупнее 80 мм) содержится 24-33%, средне- и мелкогалечниковых фракций (20-80 мм) 43-46%, гравия (2-20 мм) 3-7%, песка (0,05-2 мм) 15-26%, пыли и глины (мельче 0,05 мм) 0,7-1,6%. Удельный вес частиц $2,79 \pm 2,81 \text{ т/м}^3$, пористость 0,25-0,3. Судя по геофизическим исследованиям, мощность галечников долины 50-60 м, а в отдельных впадинах достигает 140-150 м.

Грунтовые воды до постройки Желалабадского ирригационного канала получали основное питание со стороны предгорной равнины подземным путем; пополнялись они и за счет инфильтрационных вод из р. Камбо в период паводков, а также из каналов города Желалабада.

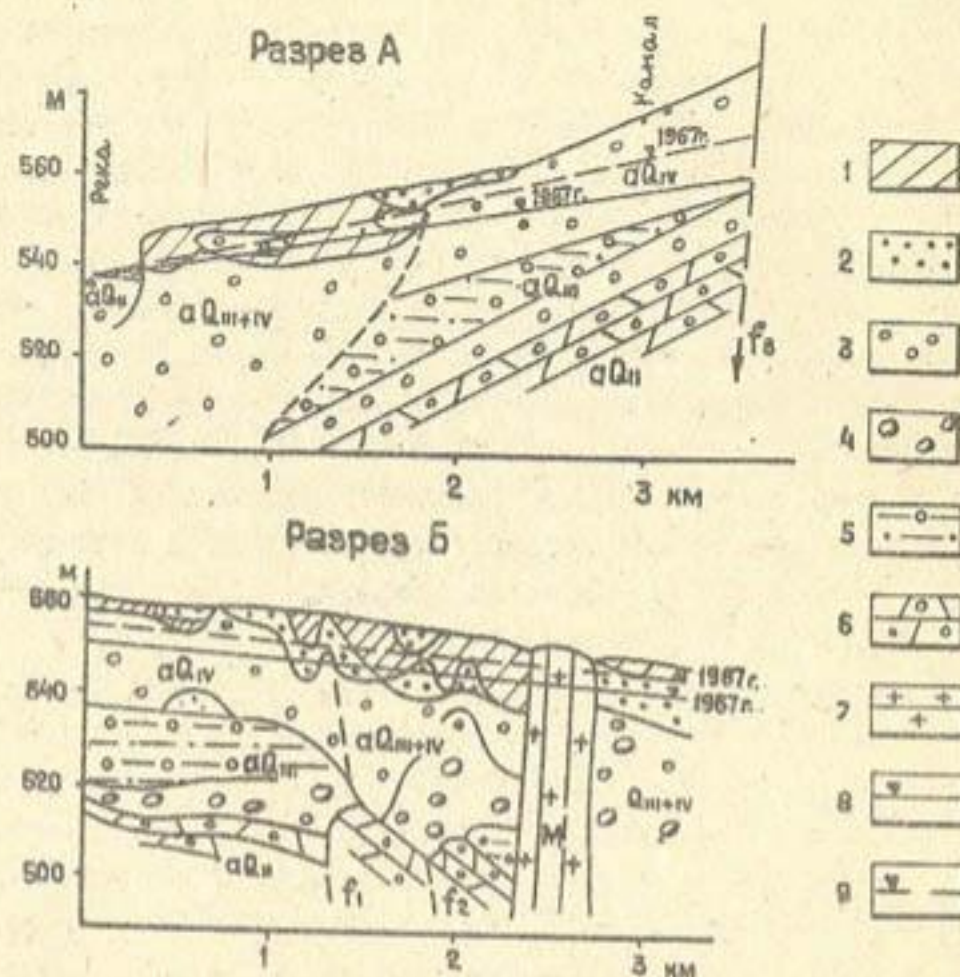


Рис. 2. Гидрогеологические разрезы:

1 - суглинки и супеси; 2 - пески; 3 - галечники; 4 - валуно-галечники; 5 - конгломераты на глинистом цементе и песчаники глинистые; 6 - конгломераты на известковистом цементе; 7 - гранито-гнейсы; 8 - уровень грунтовых вод в 1957 г.; 9 - уровень грунтовых вод в 1967 г.

бада и окрестностей. Глубина залегания их уровня на подгорной равнине превышала 5 м, достигая местами 20-23 м, на третьей террасе составляла 5-12 м, на первой - до 1 м. Уклоны потока соответственно были равны 0,0062; 0,0039 и 0,0028. Воды преимущественно пресные с сухим остатком до 0,8 г/л, гидрокарбонатно-сульфатные, смешанные по катионам.

После пуска воды по новому каналу в январе 1964 г. в наблюдательных скважинах отмечен подъем уровня грунтовых вод. Так, по скважине 63, расположенной в 103 м от канала, за 1964/65 г. подь-

ем составил 1,7 м, за 1965/66 г. - 2,2 м, за 1966/67 г. - 2,8 м, за 1967/68 г. - 2,1 м, за 1968/69 г. - 1,9 м, при этом амплитуда колебаний соответственно была 9,5; 2,5; 4,5; 3 и 2 м. В черте Джадлабада также наблюдался быстрый подъем уровня грунтовых вод, в связи с чем были предприняты гидрогеологические исследования для составления проекта, а затем осуществлено строительство опытно-производственного защитного дренажа, представляющего собой линейный ряд вертикальных скважин. Общая длина ряда в проекте намечалась около 2 км, количество дренажных скважин 10-12, глубина их около 45 м, рабочее понижение 10-15 м, ожидаемый дебит одной скважины 40-70 л/с. Исходными для расчетов послужили данные опытной откачки из одиночной скважины и материалы гидрогеологической съемки, по которым определены средняя мощность и уклоны потока грунтовых вод. Строительство защитного дренажа осуществлялось в 1966-1967 гг.: пробурено 14 скважин глубиной до 40-50 м, расстояние между ними от 163 до 240 м, общая длина ряда около 3 км.

В процессе составления рабочих чертежей и строительства скважин проведены опытные работы по определению гидрогеологических параметров, а также наблюдения за динамикой уровня грунтовых вод.

В галечниках подгорной равнины из скважин 152-160 велись откачки продолжительностью от 3 до 20 сут. По их данным подсчитаны коэффициенты фильтрации и водопроводимость, в том числе и на проектный режим, исходя из того, что при орошении уровень грунтовых вод будет поддерживаться на глубине 2-3 м от поверхности земли, а в скважинах среднее понижение уровня будет около 10 м, что отражено в нижеприведенной таблице.

Коэффициент уровняпроводности этих грунтов определен по методу А.В.Лебедева [1] на основе данных режимных наблюдений в период возмущения потока при подаче воды по магистральному каналу.

Средние гидрогеологические параметры галечников подгорной равнины на проектный режим следующие: водопроводимость $T=1120 \text{ м}^2/\text{сут}$ при мощности $H=34 \text{ м}$, водоотдача $\mu=0,21$ и коэффициент уровняпроводности $\alpha=0,53 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{сут}$.

Галечники третьей террасы опробованы откачкой из несовершенной скважины с тремя наблюдательными по лучу вдоль потока. Дебит ее 1915 $\text{м}^3/\text{сут}$, понижение - 2,6 м. Фильтр длиной 5,3 м и радиусом 0,2 м установлен на 4,5 м ниже уровня воды. По квазистационарному режиму коэффициент фильтрации грунтов подсчитан по формуле В.Д.Бабушкина:

Таблица
Коэффициенты фильтрации и водопроводимость галечников
по данным откачек из опытно-эксплуатационных скважин

Номер скважины	Интервал опробования, м	Дебит $Q, \text{м}^3/\text{сут}$	Понижение $S, \text{м}$	Коэффициент фильтрации $K, \text{м}/\text{сут}$	Средняя водопроводимость $\mu, \text{м}^2/\text{сут}$	Проектный режим	
						мощность водоносного горизонта $m, \text{м}$	водопроводимость $\mu, \text{м}^2/\text{сут}$
I	2	3	4	5	6	7	8
I52	I7,2-39,6	5850	I2	24,2	870	36	900
	I7,2-39,6	3840	7,4	25			
	I7,2-39,6	2660	4,7	26,8			
I53	I6,3-39,4	5100	II,4	23,2	850	37	900
	I6,3-39,4	4320	9,1	24,6			
	I6,3-39,4	3990	7,8	26,1			
I54	I7,2-28	6400	I2	33,3	1070	32	II00
	30,7-36,7	4450	8	33,2			
	38,5-39,7	2760	4,5	36,8			
I55	I6,9-39,5	6920	IO,4	36,5	1300	35	I300
	I6,9-39,5	4320	6,3	37,4			
	I6,9-39,5	2460	3,3	39			
I56	8-23,2	5080	9,6	32,7	1030	32	II70
	29,2-31	4060	6,5	37,4			
	36,5-40,5	3640	5,3	40,5			
I57	20,5-31	3640	7,6	29,5	1000	36	II50
	34-43,1	3060	5,7	32,5			
	34-43,1	2390	4,2	34,1			
I58	I5,3-43	6190	IO,5	33	1110	35	I300
	I5,3-43	5400	8,1	36,7			
	I5,3-43	8640	15,2	32,7			
I59	I6,4-39,5	2580	8,1	17,5	514	33	600
	I6,4-39,5	3460	II,1	18			
	I6,4-39,5	4320	I4	18,6			
I60	I2,3-32,6	4320	II,4	26,1	780	31	780
	I2,3-32,6	1920	4,6	24,5			
	I2,3-32,6	1240	2,9	25,1			
I61	I6-39,9	5780	I2,6	25,7	903	38	1050
	I6-39,9	4940	9,9	27,5			
	I6-39,9	4320	7,7	30,2			
I62	I7,4-39,5	5780	II,7	30	1010	36	II20
	I7,4-39,5	4940	9,1	31,5			
	I7,4-39,5	4320	7,4	33,6			

I	2	3	4	5	6	7	8
I63	I5,7-36,5	4940	5	57,3	1890	32	1890
	I5,7-36,5	3850	3,7	59,3			
	I5,7-36,5	2880	2,6	62,2			
I64	I5,4-37,7	4940	7,4	37	1418	35	1340
	I5,4-37,7	3660	5,2	38			
	I5,4-37,7	2360	3,2	39,5			
I65	II,2-34,5	5530	8,8	34	1238	32	II70
	II,2-34,5	4180	5,8	38			
	II,2-34,5	2640	3,5	38,9			

$$K = 0,183 \frac{Q}{\ell S} (B - 2 \lg \frac{z}{c}), \quad (I)$$

где Q — дебит, $\text{м}^3/\text{сут}$; ℓ — длина фильтра, м; S — понижение уровня воды в скважине, м; $B = 1.83 \left(\frac{c + \ell}{c} \right)$ — параметр несовершенства скважины, определяется по графику В.Д.Бабушкина [27]; z — радиус скважины, м; c — заглубление фильтра под уровень грунтовой воды, м.

Коэффициент фильтрации равен 31,9 м/сут.

Снижение уровня в наблюдательных скважинах в начальный период откачки показано на графике зависимости понижения уровня воды в скважинах от продолжительности откачки (рис.3). Здесь же отра-

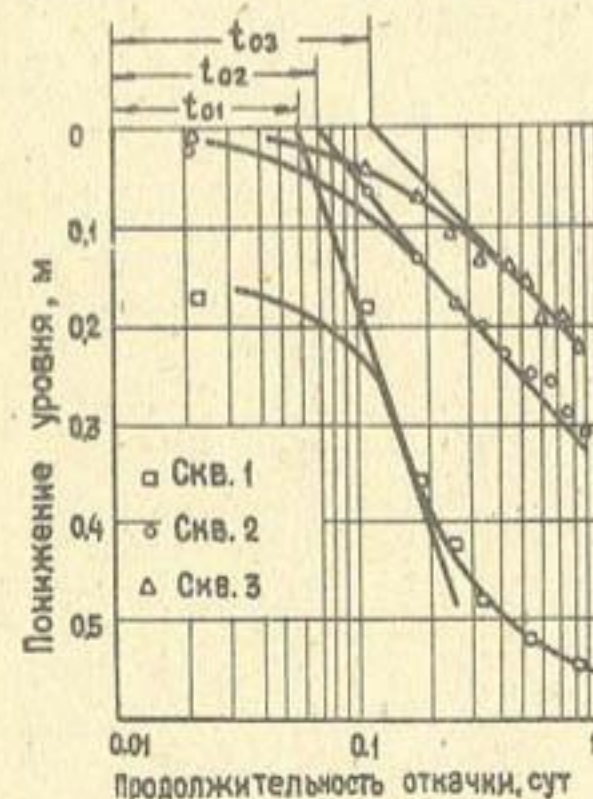


Рис.3. Зависимость понижения уровня воды в скважинах от продолжительности откачки

жен и тот факт, что через некоторое время с начала откачки зависимость становится прямолинейной. В этом случае водопроводимость, согласно К.В.Тейсу, может быть определена по формуле

$$T = 0,183 \frac{Q}{S_2 - S_1} \lg \frac{t_2}{t_1}, \quad (2)$$

где S_2 и S_1 — понижения на прямой, соответствующие времени t_2 и t_1 с начала откачки.

Подсчеты дают следующие результаты: $T_1 = 860$, $T_2 = 1260$, $T_3 = 1590$ м²/сут.

Расчеты уровневпроводности по наблюдательным скважинам, удаленным от центральной на расстояние большее, чем мощность водоносного горизонта, можно производить, как при откачке из совершенной скважины в условиях квазистационарной фильтрации, по формуле

$$S = \frac{Q}{4\pi T} Ei\left(-\frac{r^2}{4at}\right), \quad (3)$$

где $T = K(H - \frac{S}{2})$ — водопроводимость пласта, м²/сут; $a = \frac{T}{\mu}$ — коэффициент уровневпроводности, м²/сут.

Судя по графику (рис.3), наиболее приближенной к квазистационарному режиму является наблюдательная скважина I. Расчеты по ней дают следующие значения уровневпроводности в зависимости от времени:

t сут	0,188	1	2	3
$a \cdot 10^4$ м ² /сут	4,24	2,45	1,64	1,13.

Это изменение вызвано возрастанием водоотдачи грунта при проведении опыте. По графику зависимости $a = f(t)$ установлено предельное значение коэффициента уровневпроводности — $0,65 \cdot 10^4$ м²/сут (рис.4).

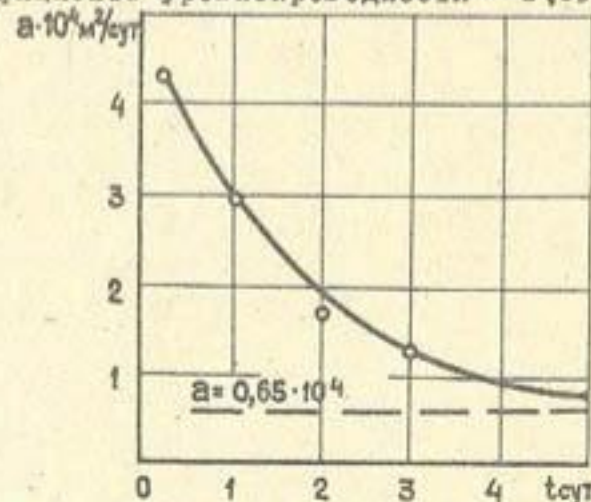


Рис.4. Зависимость коэффициента уровневпроводности a от продолжительности откачки t

В таком случае $\mu = 0,13$. Эта величина водоотдачи характерна для верхнего горизонта песчано-галечниковой толщи, представленного мелкими песками, где происходило снижение уровня при откачке. По режиму колебания уровня в скважинах 6I и 5I водоотдача тоже равна 0,13.

Кроме опытной кустовой откачки, в отложениях третьей террасы проведены откачки из одиночных опытно-эксплуатационных скважин I6I-I65 линейного ряда вертикального дренажа продолжительностью от 3 до 22 сут (см.таблицу).

Проектные гидрогеологические параметры галечников третьей террасы следующие: $T = 1350$ м²/сут; $H = 37$ м; $\mu = 0,13$; $a = 1,04 \cdot 10^4$ м²/сут.

Изменение водопроводимости по площади оценивалось в зависимости от изменения уклона потока грунтовых вод на период отсутствия инфильтрации. Так, например, 4.04.1966 г. между скважинами 64 и 63 уклон потока i был равен 0,021, а между скважинами 6I и I56, где проведено определение водопроводимости, $i = 0,005$. Поскольку поток в пределах этих скважин радиально-расходящийся, расход в любом сечении может быть записан следующей формулой Дарси:

$$Q = b_1 T_1 i_1 = b_2 T_2 i_2, \text{ или } T_1 = \frac{b_2 T_2 i_2}{b_1 i_1}. \quad (4)$$

При $b_1 = 1200$ м, $i_1 = 0,021$, $b_2 = 2800$ м, $i_2 = 0,005$ и $T_2 = 1030$ м²/сут находим $T_1 = 570$ м²/сут.

До пуска воды по каналу средняя водопроводимость между скважинами 63 и 6I составляла 780 м²/сут, средний уклон в мае-июне 1963 г. был 0,0062, ширина фронта фильтрации $b = 2800$ м, откуда $Q_{\text{вот}} = 2800 \cdot 780 \cdot 0,0062 = 13500$ м³/сут = 0,156 м³/с.

Для грунтов третьей террасы, где поток имел плоскопараллельную форму и $b_1 = b_2$ при уклоне $i = 0,0039$, водопроводимость T_2 составляла 1240 м²/сут. Некоторое увеличение водопроводимости (до 1350 м²/сут) в проектных условиях против существующей вызвано возможностью вовлечения в фильтрационный поток верхних прослоев галечников в покровной толще глинистых грунтов.

Инфильтрация воды из магистрального канала определена путем измерения расходов в канале у пикетов I26 и I4I+75; общая протяженность этого участка, за вычетом длины дюкера на р.Камбо, 1550 м. Выполненные замеры послужили построению кривой зависимо-

ти потерь от наполнения канала, что при наличии данных ежедневных наблюдений за горизонтом воды позволило определить среднегодовые потери: 1964/65 г. - $0,122 \text{ м}^3/\text{с}$, 1965/66 г. - $0,164 \text{ м}^3/\text{с}$, 1966/67 г. - $0,158 \text{ м}^3/\text{с}$, 1967/68 г. - $0,189 \text{ м}^3/\text{с}$.

Таким образом, с вводом канала в действие, но без орошения прилежащих земель общее поступление подземной воды на участок было $0,28 \pm 0,31 \text{ м}^3/\text{с}$. Отток ее подземным путем за пределы третьей террасы при естественном уклоне $0,005$, водопроницаемости $1350 \text{ м}^2/\text{сут}$ и ширине фронта потока 3600 м обеспечивался не полностью, так как пропускная способность грунтов третьей террасы составила $Q = 3600 \cdot 1350 \cdot 0,005 = 24300 \text{ м}^3/\text{сут} = 0,28 \text{ м}^3/\text{с}$.

Следовательно, выход грунтовой воды на поверхность земли можно было предотвратить только откачкой ее из скважин.

На рассматриваемом участке, согласно проекту, ожидается значительное пополнение подземной воды: от орошения прилежащих преимущественно галечниково-песчаных земель - $0,32 \text{ м}^3/\text{с}$, от инфильтрации из магистрального канала при проектном наполнении $2,5 \text{ м}$ - $0,27 \text{ м}^3/\text{с}$, что вместе с естественным притоком ($0,16 \text{ м}^3/\text{с}$) дает $0,75 \text{ м}^3/\text{с}$ подземной воды. Пропускная способность грунтов третьей террасы $0,28 \text{ м}^3/\text{с}$, следовательно, избыток подземной воды $\Delta Q = 0,47 \text{ м}^3/\text{с}$. При наибольшем дебите дренажных скважин $0,07 \text{ м}^3/\text{с}$ эксплуатационный дебит, принимаемый равным $2/3$ от наибольшего, составляет $0,045 \text{ м}^3/\text{с}$. Тогда с учетом коэффициента прерывистости работы скважин $1,2$ и запаса в 20% количество скважин, необходимых для отвода избытка подземных вод, определится из следующего уравнения:

$$N = n \frac{\Delta Q}{Q_c} = 15 \text{ скв.},$$

где ΔQ - разность между притоком и оттоком подземных вод, $\text{м}^3/\text{с}$; Q_c - эксплуатационный дебит одной скважины вертикального дренажа, $\text{м}^3/\text{с}$; n - обобщенный коэффициент прерывистости работы скважин и запаса.

Средний фактический эксплуатационный дебит скважин $0,055 \text{ м}^3/\text{с}$; следовательно, для тех же условий необходимо 12 скважин. Таким образом, построенная система из 14 скважин может предотвратить подтопление города Желалбеда.

Рассмотренный пример показывает, что существующие методы расчетов дают возможность в условиях межгорных и подгорных равнин Средней Азии выполнить аналитическим путем достаточное гидрогеоло-

гическое обоснование дренажа на основе материалов общих гидрогеологических исследований без постановки специальных опытных работ. Необходимые же коррективы в проект могут быть внесены в рабочую документацию после опробования дренажных сооружений по мере их готовности.

Л и т е р а т у р а

1. Бочевер Ф.М., Гармонов И.В., Лебедев А.В., Шестаков В.М. - Основы гидрогеологических расчетов. М., "Недра", 1969.
2. Скабелланович И.А. Гидрогеологические расчеты. М., Госгортехиздат, 1960.
3. Биндемен Н.Н. К определению запасов грунтовых вод эандровых и элливиальных равнин. - "Разведка и охрана недр", 1960, № 10.

УДК 626.86:621.64

Л.Л.Верзилов, гл. инж. проекта
С.Ф.Реслер, руковод. группы
(Среднеазиатского филиала)

СИСТЕМАТИЧЕСКИЙ ДРЕНАЖ НА ЗЕМЛЯХ III ОЧЕРЕДИ ОСВОЕНИЯ КАРШИНСКОЙ СТЕПИ

В Каршинской степи около 1 млн. га пахотнопригодных земель. В настоящее время осваиваются площади I очереди, и по состоянию на 1.01.82 г. из 200 тыс. га, подлежащих освоению на этом этапе, введено в сельскохозяйственный оборот 169,43 тыс. га. Для поддержания УГВ на глубине 2-2,5 м от поверхности земли построено: около 500 км межхозяйственных коллекторов, свыше 1000 км внутрихозяйственных коллекторов, более 3000 км горизонтальных закрытых дрен, около 200 скважин вертикального дренажа и свыше 2000 самоизливающихся скважин-усилителей.

Для наблюдения за уровнем и режимом грунтовых вод построено около 1000 наблюдательных скважин и пьезометров.

По II очереди освоения земель Каршинской степи - 102 тыс. га - ведутся подготовительные проектно-исследовательские работы.

Дренажные мероприятия на территории III очереди освоения проработаны на стадии ТЭО на базе материалов гидрогеологических и почвенно-мелиоративных изысканий с корректировкой расчетных данных

по результатам, полученным на опытно-производственных участках I очереди освоения Каршинской степи.

В итоге на территории III очереди принята дренажная система, состоящая из магистральных открытых коллекторов, внутрихозяйственных коллекторов, расположенных в плане через 800-1200 м, и закрытого горизонтального дренажа, на отдельных участках усиленного самоизливающимися скважинами.

В контуре III очереди 189 тыс. га брутто или 160 тыс. га нетто пахотнопригодных целинных земель.

Большая часть территории занята аллювиально-дельтовой равниной, в формировании которой активное участие принимала река Кашкадарья.

Водосодержащими породами являются суглинки, супеси, пески, песчаники, водоупоры - глины, алевролиты. Частая изменчивость пород в вертикальном и горизонтальном направлениях способствует гидравлической связи выделенных горизонтов и образованию в отдельных случаях субнапорных вод. Водонесные комплексы представляют единую водоносную систему, которая питается за счет подземного притока со стороны Зарафшанского и Гиссарского хребтов, временно действующих водотоков, атмосферных осадков и подземного потока со стороны орошаемых земель I и II очереди освоения Каршинской степи.

В настоящее время суммарный подземный поток по неогеновым и четвертичным отложениям составляет около $3 \text{ м}^3/\text{с}$. Существенной разгрузки потока на землях III очереди не отмечено, поток проходит транзитом.

Солевой режим рассматриваемой территории тесно связан с режимом грунтовых вод, их передвижением в горизонтальном и вертикальном направлениях.

Химический состав грунтовых вод, при устойчивом сульфатно-хлоридном и сульфатно-хлоридно-гидрокарбонатном типе засоления, изменчив по катионному составу с преобладанием ионов натрия.

Минерализация грунтовых вод изменяется в широких пределах - от I до 50 г/л и более, причем на большей части площади от I,5 до 20 г/л. Пресные грунтовые воды развиты в виде узких полос в долине реки Кашкадарьи и временных водотоков.

Наименьшие глубины до уровня грунтовых вод (3-5 м) отмечены в Шорсайском понижении. На примыкающей к нему центральной части юго-западного района преобладает глубина 5-10 м. Отдельными участ-

ками вырисовываются площади с глубиной 10-20 м, в южной части - с глубиной, превышающей 20 м.

При орошении гидрогеологический режим изменится - грунтовые воды получат значительную дополнительную подпитку за счет инфильтрации с полей орошения и потерь из оросительной сети.

Подземные приток и отток в среднем по массиву равны и не изменяют нагрузку на дренаж, которая обрезается в основном за счет инфильтрации с полей орошения и потерь из оросительной сети. На отдельных участках будет наблюдаться перетекание объемов воды, которое повлияет только на скорость подъема УГВ до глубин заложения коллекторно-дренажной сети и не будет иметь существенного значения в эксплуатационный период, после стабилизации УГВ.

Как показали замеры, выполненные институтом "Среднеазиатгипродропхлопок", на массиве I очереди освоения Каршинской степи скорость подъема УГВ до 2-3 м от поверхности земли на орошаемых участках в зависимости от исходной глубины залегания УГВ составляет:

Исходная глубина залегания УГВ (м)	Период, за который происходит подъем УГВ (год)
до 5	I
5-10	I-3
10-20	3-7.

Скорость подъема УГВ на землях, примыкающих к осваиваемым массивам, 0,2-0,5 м в год.

Мощность строительных организаций Каршистроя, ведущих освоение Каршинской степи, позволяет ежегодно вводить в сельскохозяйственный оборот 15-20 тыс. га целинных земель, и, следовательно, освоение 160 тыс. га возможно за 8-10 лет, причем планируется строительство одного совхоза за 2-3 года и одновременно в стадии строительства будут находиться 10-12 совхозов массива III очереди освоения.

Земли III очереди начнут осваивать после освоения территории II очереди, т.е. спустя 9-10 лет со времени определения изысканиями уровня грунтовых вод.

В соответствии с вышеизложенным принято, что уровень грунтовых вод на землях совхозов № I-9, II, I2, I4, I5, I7 будет находиться на глубинах, превышающих 5 м от поверхности земли, и коллекторно-дренажная сеть будет строиться в сухих грунтах. В остальных совхозах к моменту строительства УГВ поднимется до глубин менее 5 м и оно будет вестись в переувлажненных грунтах.

В этих условиях задача дренажа — поддерживать на орошаемых участках глубины до УГВ, близкие к заданной норме осушения (2+2,4 м), и обеспечивать в зоне аэрации благоприятный солевой режим, предотвращающий вторичное засоление в период эксплуатации.

Нагрузка на дренаж определена для совхозов хлопкового направления при соотношении хлопчатника и люцерны в севообороте 6:3, при КПД системы оросительной сети 0,85, при режиме орошения для почвенно-климатической зоны Ю-І-А, почвенно-мелиоративной области "в".

В процессе расчета горизонтального и комбинированного дренажа установлено средневегетационная нагрузка на третий период освоения мелиоративной области "в" при норме осушения для ІУ гидромульного района 2,4 м, для У — 2+2,2 м.

Для вертикального дренажа принималась среднегодовая нагрузка эксплуатационного периода. Режим орошения принят по II и III гидромульным районам почвенно-мелиоративной области "в" исходя из условий поддержания вертикальным дренажем глубин на контуре питания не ниже 3 м (табл.І).

Таблица І

Нагрузка на дренаж для различных расчетных условий

Гидро- модуль- ный район	Почвенно- мелиора- тивная область	Норма осуше- ния	Вид нагруз- ки	Нагрузка с площади нетто	
				л/(с·га)	м ³ /(сут·м ²)
II	в	≥3	Среднегодовая	0,19	0,0016
III	в	≥3	Среднегодовая	0,18	0,0016
ІУ	в	2,4	Средневегетаци- онная	0,2	0,0017
У	в	2,2	Средневегетаци- онная	0,21	0,0018

Исследования САНИИРИ и института "Среднеазиатский хлопковод" на территории І очереди освоения Каршинской степи, проведенные в 1976-1981 гг., показали, что на вводимых целинных землях в совхозах № 9,10,11,21,22,26 и других с режимами орошения по ІУ и У гидромульным районам дренажный модуль составил 0,1+0,26 л/(с·га). На участках с полностью построенной и работающей дренажной сетью он равен 0,16+0,18 л/(с·га), что в годовом разрезе, при анализе элементов водного баланса по восточной и западной частям региона,

составило 25-30% от суммы водоподдачи и атмосферных осадков, причем за невегетационный период 37-50%, за период вегетации — 23+28%.

На основе анализа материалов о строении грунта с точки зрения проводимости пластов и их взаимного расположения в проекте намечено 30 схем с различным фильтрационным строением (рис.І). Причем в І4 из них, с индексом І, неоген-древнечетвертичные отложения, представленные глинами и алевролитами, приняты за условный водоупор; в І6 же, с индексом II, неоген-древнечетвертичные отложения, представленные песчаниками и слабоцементированными песками с общей проводимостью 150 м²/сут, учтены при расчетах типа и мощности дренажа.

Такая детализация позволяет более полно учитывать маломощные покровные отложения и слои песка с различными коэффициентами фильтрации при схематизации территории.

Расчеты выполнены для горизонтального, комбинированного и вертикального типов дренажа, работающего на фоне открытых коллекторов, причем прежде всего выделялись зоны влияния открытых коллекторов, расположенных в 800-1200 м друг от друга.

Горизонтальный дренаж рассчитывался для всей оставшейся территории, комбинированный — для районов с покровными отложениями, превышающими 5 м и подстилаемыми песками, вертикальный — для районов с проводимостью грунтов более 100 м²/сут и мощностью до водоупора, достаточной для устройства скважин.

Схема размещения межхозяйственной и внутрихозяйственной коллекторно-дренажной сети в увязке с оросительной практически не отличается от планового ее размещения в совхозах І очереди освоения Каршинской степи.

В коллекторно-дренажной системе наиболее важными и ответственным звеном являются открытые коллекторы, которые помимо того, что принимают воду от дрена, проложенных на определенных отметках, и отводят ее за пределы орошаемых массивов, служат дренами, причем более глубокими, работающими с большими напорами, с большей поверхностью приема грунтовых вод, с меньшими сопротивлениями на вход грунтовой воды в коллектор.

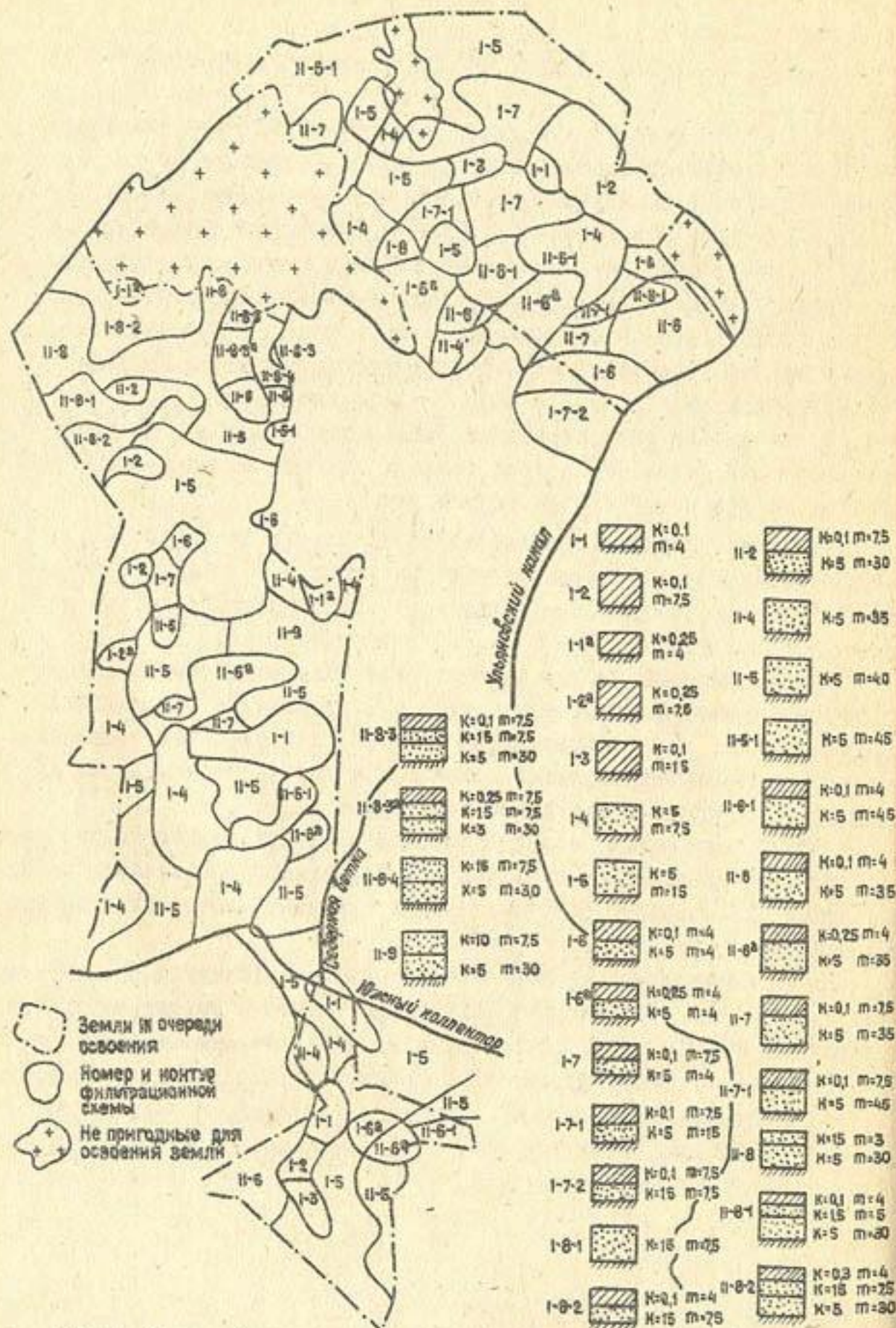


Рис.1. Схема фильтрационного строения территории III очереди освоения Карпинской степи

Расчеты дренажной системы выполнены согласно ВСН-П-8-74. Часть УШ. Тип дренажа (горизонтальный, комбинированный или вертикальный) выбран на основе технико-экономического сопоставления по минимуму приведенных затрат.

В результате расчетов принято следующее дренирование площадей: открытыми коллекторами - 88 тыс.га, горизонтальным закрытым дренажем - 76 тыс.га, комбинированным дренажем - 25 тыс.га.

По запроектированной коллекторно-дренажной системе получены объемы, приведенные в табл.2.

Таблица 2
Объемные показатели коллекторно-дренажной системы

Наименование	Ед. изм.	Количество	
		всего	на I га нетто
Открытые коллекторы разного порядка	м	2613000	16,3
Закрытые дрены	м	7293000	45,6
Количество скважин-усилителей	шт.	2611	-
Среднегодовой дренажный расход	м ³ /с	23	-
Средневегетационный расход	м ³ /с	33	-
Годовой сток дренажных вод	млн.м ³	700	4375
Дренажный сток, используемый на орошение	млн.м ³	300	1875

Прогнозируемая среднегодовая минерализация дренажного стока 10,7 г/л.

Согласно выполненным расчетам половина территории III очереди освоения Карпинской степи может быть дренирована только открытыми коллекторами глубиной 4-4,5 м, расположенными друг от друга в 800-1200 м. В этом случае удельный средневегетационный приток на 100 м коллектора составляет 1,5-2 л/с, в отдельные периоды года на некоторых участках он значительно больше.

На коллекторах, построенных в аналогичных условиях на землях I очереди, выклинивание происходит на откосе шириной 1-1,5 м (рис.2, п.1). В сухую погоду четко видна белая полоса отложений хлоридных и сульфатных солей.

В устойчивых грунтах (тяжелые суглинки, глины, сцементированные пески) коллекторы, принимая дренажную воду, не изменяют формы сечения (например коллектор БК-1 в совхозе №10), в плавунных же

грунтах (легкие суглинки, супеси, мелкозернистые глинистые пески) откосы коллекторов оплывают, теряется форма сечения, уменьшается рабочая глубина (например коллекторы III агроучастка совхоза № 9, ГК-4-I совхоза "Талача" и др.).

За землях III очереди освоения многие коллекторы проходят в супесях и мелкозернистых песках, в связи с чем имеются серьезные опасения, что система коллекторов из-за оплывания откосов и уменьшения рабочей глубины не справится с задачей поддержания уровня грунтовой воды на проектных глубинах.

Для сохранения рабочей глубины коллекторов и предотвращения оплывания откосов в проекте проработаны четыре типа конструкций.

Первый тип (рис.2). Для укрепления стенок коллектора вдоль него с двух сторон прокладываются горизонтальные закрытые дрены,

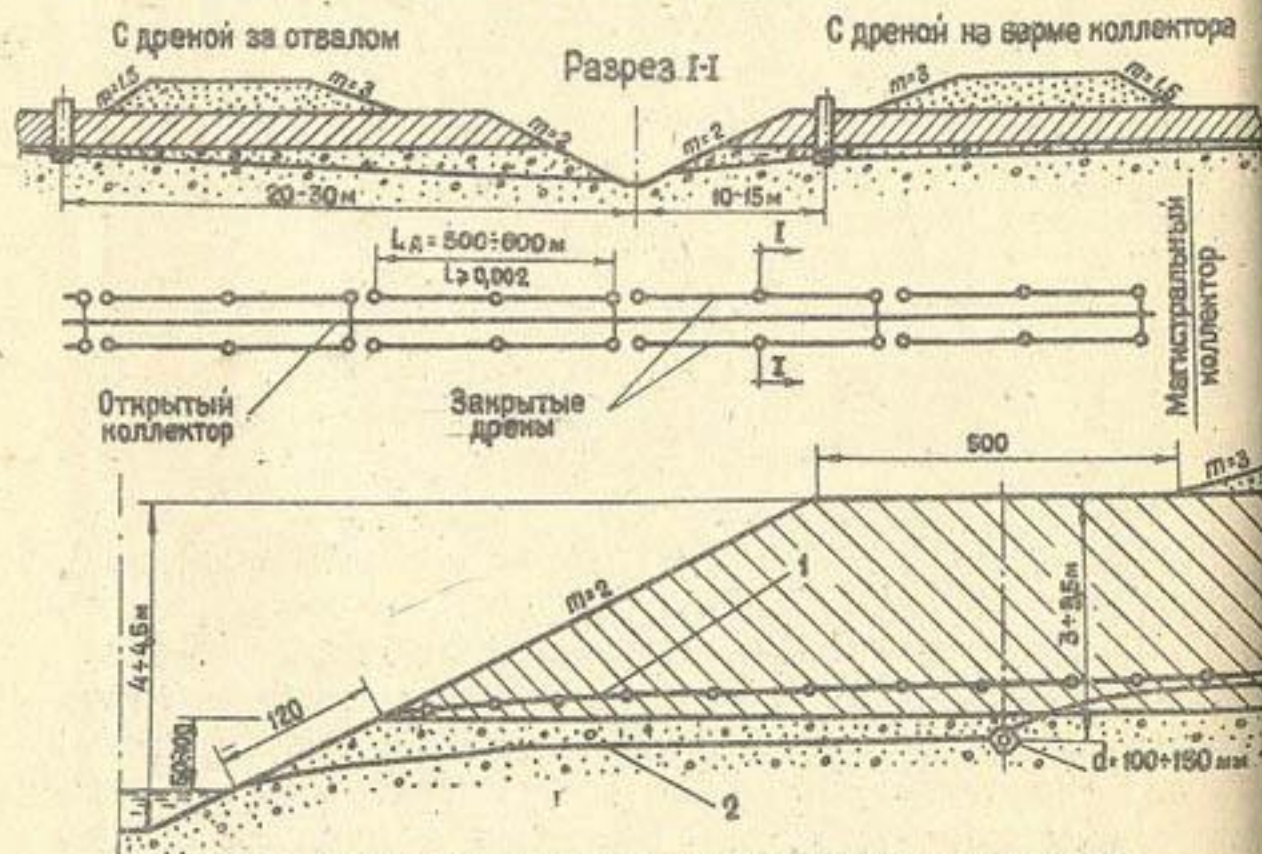


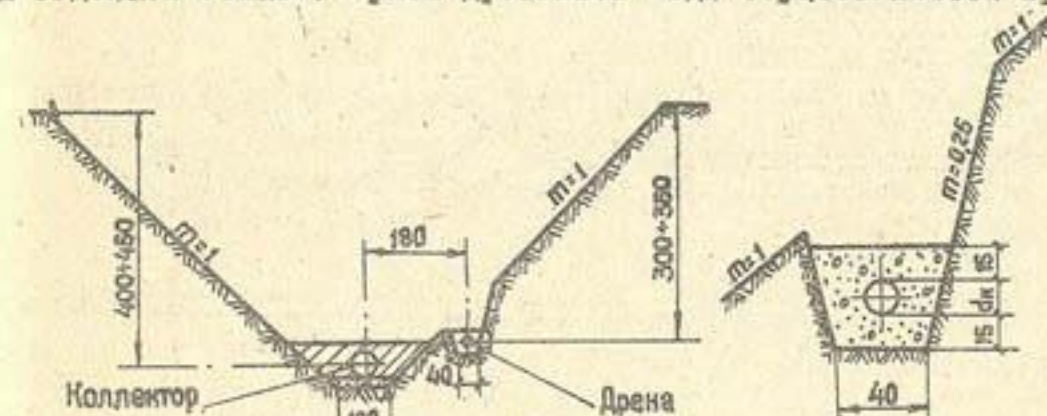
Рис.2. Открытый коллектор с перехватывающей дренами:

1 - кривая депрессии без перехватывающей дрены; 2 - кривая депрессии на коллекторе с перехватывающей дренами

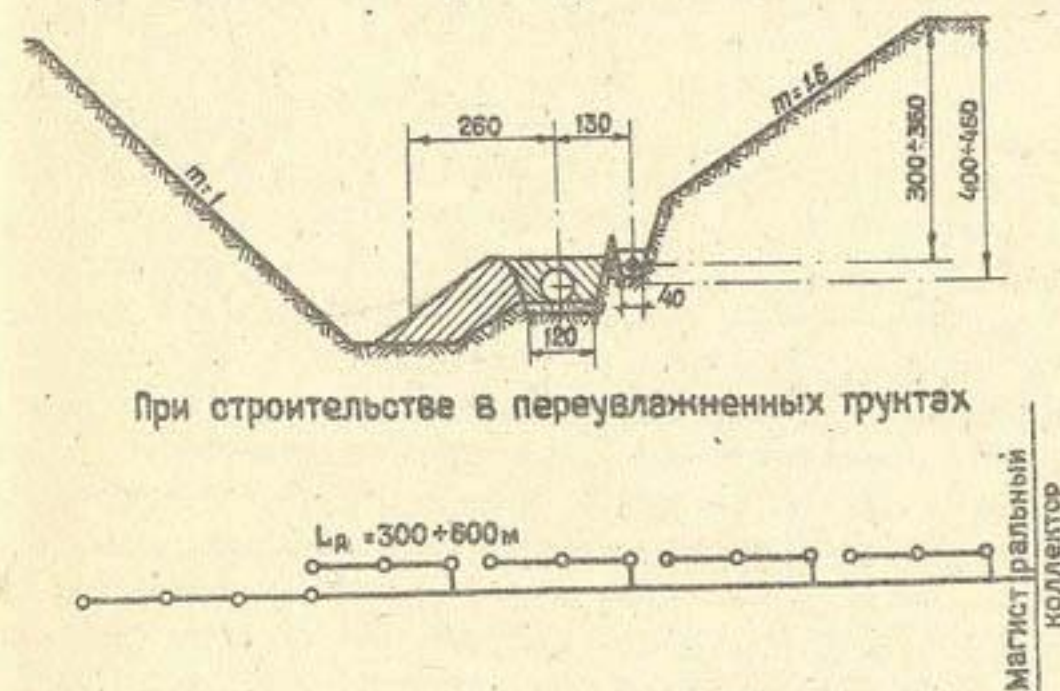
которые, приняв часть дренажной воды, снижат напор на борту коллектора, сократят приток в него, предотвратят суффозию и предотвратят откосы от оплывания. Дрены могут быть проложены как по борту коллектора, так и за его отвалом, с устройством сосредоточенных

впусков через 500-600 м.

Второй тип (рис.3). Предполагается все внутрихозяйственные коллекторы протяженностью от I до 8 км выполнить закрытыми, для чего могут быть использованы трубы асбестоцементные $D=300-500$ мм и железобетонные $D=500-1000$ мм, которые укладываются с герметичной заделкой стыков. Прием дренажной воды осуществляется проложен-



При строительстве в сухих грунтах Сечение по дренам



При строительстве в переувлажненных грунтах

Рис.3. Закрытый коллектор с боковыми дренами

ными в этой же траншее горизонтальными дренами протяженностью 300-600 м из керамических дренажных труб с фильтровой обсыпкой и организованным впуском воды в верхнюю часть глухой транспортирующей трубы.

Третий тип (рис.4). Дно и откосы коллекторов крепятся на глу-

бину I+I,5 м сборными плитами из бетона разной плотности. Возмож-

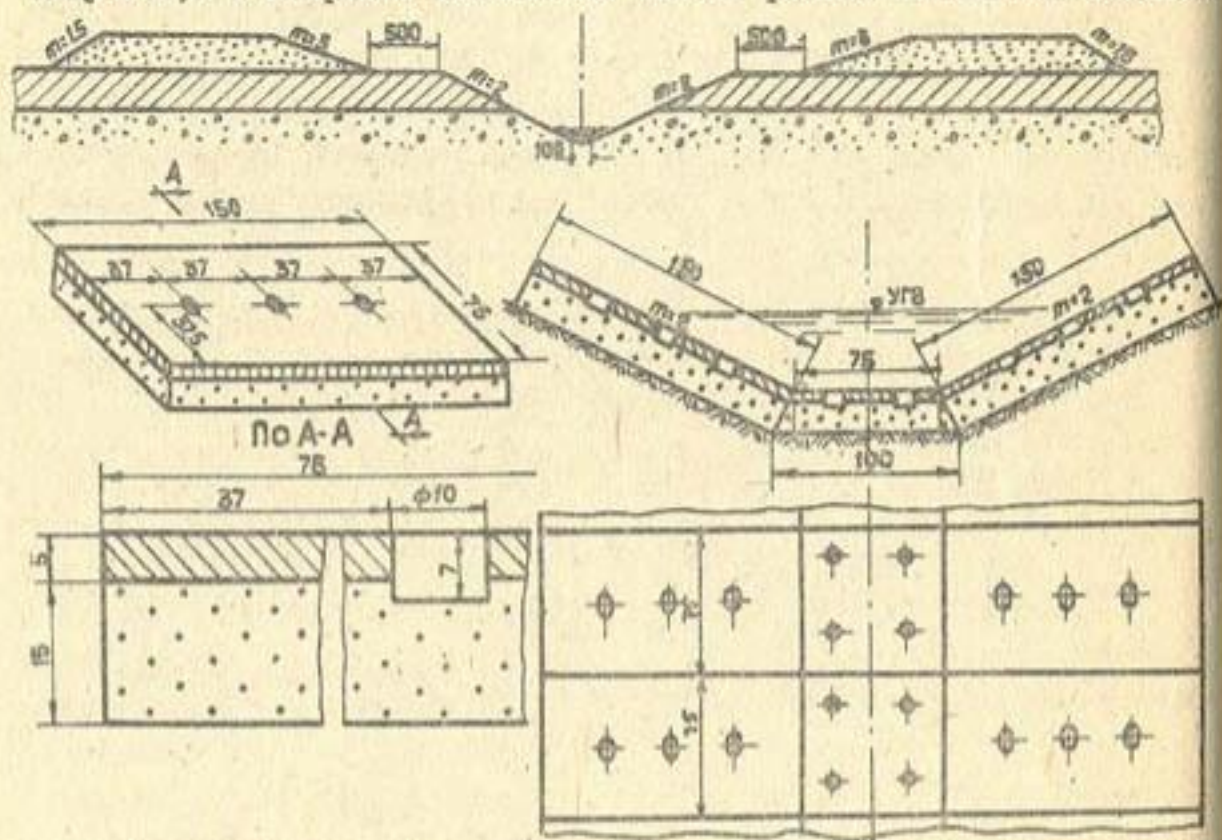


Рис.4. Открытый коллектор с облицовкой сборными железобетонными

ность их изготовления теоретически обосновано, а их изготовление может организовать Каршинский комбинат строительных материалов.

Четвертый тип. Решается строительство системы мелких коллекторов глубиной 2,5-3,5 м через 800-1000 м и между ними, через 200-300 м, горизонтальных закрытых дрен глубиной заложения 2-2,5 м. Однако заданная норма осушения будет выдерживаться не везде и на отдельных участках потребуются пересмотр режима орошения.

Все четыре типа конструкций по затратам на капитальное строительство равнозначны. В проекте рекомендован к осуществлению первый тип конструктивных решений - с прокладкой боковых дрен вдоль коллекторов - как более простой в строительстве и удобный в эксплуатации. Это техническое решение проваряется в опытно-производственных условиях на строящихся коллекторах в совхозе "Талача" I очереди освоения Каршинской степи.

УДК 550.30:626.86:631

Б.Я.Нейман, канд.геол.-минерал.
наук, гл.геолог отд.

А.А.Чернышев, канд.геол.-
минерал.наук, ст.гидрогеолог
(Среднезигпроводохлосок)

КРУПНОМАСШТАБНОЕ ГИДРОГЕОЛОГО-МЕЛИОРАТИВНОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ
ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ ПРОЕКТОВ МЕЛИОРАЦИИ ЗЕМЕЛЬ В АРИДНОЙ ЗОНЕ
СРЕДНЕЙ АЗИИ

Гидрогеолого-мелиоративное районирование земель служит для гидрогеологического обоснования мелиоративных мероприятий и прогнозов на всех стадиях проектирования. Принципы и таксономические схемы составления карт гидрогеолого-мелиоративного районирования Средней Азии освещены во многих работах [1-5]. В результате их анализе Н.Н.Ходжибековым разработана принципиальная схема районирования [5], которая на сегодня считается наиболее приемлемой для мелиоративного проектирования. За высшую единицу районирования в ней принята область - бассейн грунтовых и субнапорных вод. В области выделяются подобласти (группы потоков) и районы (отдельные потоки). Подрайон делится на этапы гидрогеологического процесса, которые, в свою очередь, расчленены на участки по глубине залегания, минерализации, динамике грунтовых вод и солевой эпюре зоны аэрации. В этой схеме лишь качественно, в зависимости от условий стока, оценивается общий и местный сток (естественная дренированность земель), что позволяет только в общих чертах судить о необходимости дренажа в проектных условиях освоения земель.

Мы сделали попытку детализировать схему гидрогеолого-мелиоративного районирования Н.Н.Ходжибаева, дополнив ее количественными показателями естественной дренированности и испарения грунтовых вод, которые являются основополагающими при определении проектных решений по дренажу орошаемых земель. При этом мы исходили из следующих предпосылок.

Поливная норма хлопчатника - основной возделываемой в Средней Азии культуры - не превышает 7-10 тыс. м³/га в год, из которых на инфильтрационное питание грунтовых вод при промывном режиме орошения идет 20-30%. Во всех проектных проработках последнего десятилетия инфильтрационное питание грунтовых вод W, на которое рассчитывается дренаж при промывном режиме орошения, принимается

равным примерно 2000 м³/га в год.

Следовательно, при расчетах дренажа можно задать два крайних условия количественного учета естественной дренированности земель: первое - если она выше 2000 м³/га в год, дренаж при орошении не требуется; второе - если она меньше 200 м³/га в год, дренаж должен полностью срабатывать инфильтрационное питание грунтовых вод: 200 м³/га в год составляет 10% от W , что не превышает точности проектных балансовых расчетов. Исходя из этой предпосылки количественная оценка дренированности земель аридной зоны Средней Азии, применительно к обобщенной классификации Д.М.Каца [37], представляется в следующем виде (табл.1).

Таблица 1

Количественная оценка дренированности земель

Дренированность	Отток грунтовых вод	
	м ³ /га в год	в процентах от инфильтрационного питания W
Интенсивная	Более 2000	Более 100
Частичная	1000-2000	50-100
Слабая	500-1000	25-50
Весьма слабая	200-500	10-25
Отсутствует	Менее 200	Менее 10

Для определения прогнозной дренированности территорий проектируемого орошения проводятся известные разведочные расчеты и моделирование.

При гидрогеологическом обосновании проектов освоения земель, размещенных в зонах разгрузки потоков грунтовых вод, где соленые грунтовые воды почти повсеместно залегают близко к поверхности земли, мелиоративный дренаж следует рассчитывать на сработку восходящих расходов воды, которые в естественных условиях идут на испарение. При гидрогеолого-мелиоративном районировании предлагаем учитывать испарение грунтовых вод в зависимости от глубины их залегания (табл.2).

Таблица 2

Испарение грунтовых вод		
Глубина залегания грунтовых вод, м	Испарение, м ³ /га в год	
3-5	Несущественное	0
2-3	Умеренное	1100
1-2	Среднеинтенсивное	4000
0-1	Интенсивное	Более 6000

Таблица 3

Таксономическая схема крупномасштабного гидрогеолого-мелиоративного районирования для обоснования проектов мелиорации земель на примере II очереди Джизакской степи в УзССР

Район	Подрайон		Участок	Оценка гидрогеолого-мелиоративных условий и рекомендации по дренажу
	Этап гидро-геологического процесса	Геоморфология	Испарение грунтовых вод, м ³ /га в год	
Площадь грунтовых вод (субэвaporационная)	Питание и транзит потока	Вершинная часть конуса выноса, сложенная галечниками, с уклоном поверхности земли более 0,01	Интенсивная - более 2000	Уровень грунтовых вод гидроинизация (соотношение УГВ с ПУВ $\pm \Delta h$) Минерализация и тип химизма
	Подпор и разгрузка потока	Вершинная и средняя часть конуса выноса, сильно расчлененная, уклоны поверхности земли более 0,01, водоразделы шириной 200-500 м, склоны крутые	Частичная - 1000-2000	Общая оценка гидрогеолого-мелиоративных условий: благоприятные, удовлетворительные, неблагоприятные. Необходимость в дренаже: тип, вид. Нагрузка на дренаж с учетом естественной дренированности при орошении и величины естественного испарения. Возможность использования подземных вод для орошения и технических целей
Площадь грунтовых вод (эвaporационная)	Питание и транзит потока	Средняя часть конуса выноса, от сильно расчлененной до плоской покатой равнины, уклоны поверхности земли от 0,005 до 0,01, глубина вреза логов 5-10 м и более, водоразделы шириной 0,2-1 км	Отсутствует	Уровень грунтовых вод гидроинизация (соотношение УГВ с ПУВ $\pm \Delta h$) Минерализация и тип химизма
	Подпор и разгрузка потока	Средняя и периферийная часть конуса выноса, слабо расчлененная равнина, уклоны на поверхности земли 0,005-0,003	Частичная (от водоразделов к линиям логов) - 1000-2000 и слабее - 500-1000	Уровень грунтовых вод гидроинизация (соотношение УГВ с ПУВ $\pm \Delta h$) Минерализация и тип химизма
Площадь грунтовых вод (гипоэвaporационная)	Питание и транзит потока	Периферийная часть конуса выноса, плоская равнина с уклонами 0,002-0,001	Весьма слабая - 200-500	Уровень грунтовых вод гидроинизация (соотношение УГВ с ПУВ $\pm \Delta h$) Минерализация и тип химизма
	Подпор и разгрузка потока	Периферийная часть конуса выноса, плоская равнина с уклонами 0,002-0,001	Отсутствует - менее 200	Уровень грунтовых вод гидроинизация (соотношение УГВ с ПУВ $\pm \Delta h$) Минерализация и тип химизма

Два рассмотренных количественных показателя рекомендуется отображать на крупномасштабных картах гидрогеолого-мелиоративного районирования. Пример районирования с применением этих показателей для обоснования проекта освоения земель Джизакской степи приведен в табл.3.

Учет рассмотренных показателей позволил значительно сократить удельную протяженность дренажа на землях II очереди освоения Джизакской степи.

Л и т е р а т у р а

1. Гейнц В.А. О принципах гидрогеолого-мелиоративного районирования. - "Разведка и охрана недр", 1950, № 4.
2. Крылов М.М. Основы мелиоративной гидрогеологии Узбекистана. Ташкент, "ФАН", 1977.
3. Кац Д.М. Влияние орошения на подземные воды. Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1970.
4. Роговская Н.В. Методика гидрогеологического районирования для обоснования мелиорации. М., Госгеолтехиздат, 1959.
5. Ходжибаев Н.Н. Гидрогеолого-мелиоративное районирование. Ташкент, "Фан" УзССР, 1975.

УДК 626.86:551.48:631.6
А.Н.Морозов, гл. спец.
(Среднеазиатский филиал)

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СТОКА КОЛЛЕКТОРНО-ДРЕНАЖНОЙ СЕТИ В ПРОЕКТАХ ОРОШЕНИЯ НОВЫХ ЗЕМЕЛЬ

Решение больших задач по увеличению производства всех сельскохозяйственных продуктов в республиках Средней Азии во многом зависит от рационального использования водно-земельных ресурсов.

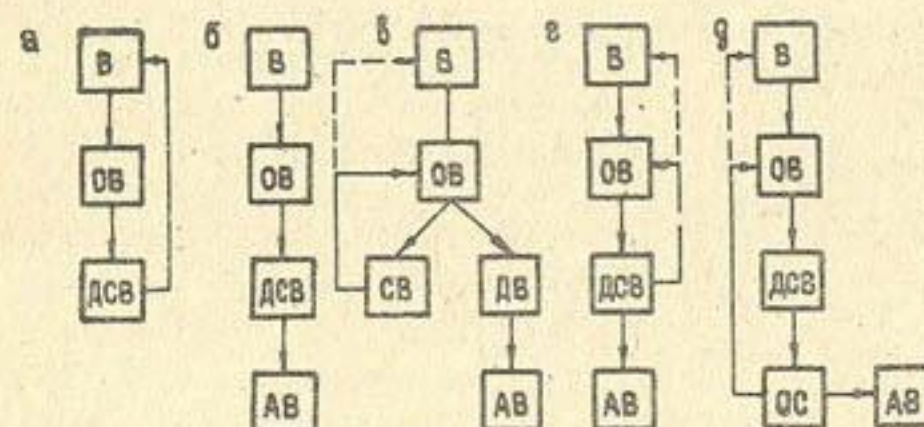
По наличию земельного фонда, пригодного для сельскохозяйственного применения, эта территория - один из самых богатых районов нашей страны. Ограничивающим фактором на пути дальнейшего развития орошаемого земледелия становится нарастающий дефицит оросительной воды.

Существенным резервом для расширения орошения является сток дренажно-сбросных вод (ДСВ), формирующийся на действующих ирригационных системах.

Однако ДСВ, как правило, имеют высокую степень минерализации

и химический состав, существенно отличающийся от состава речных вод [1]. Это и ряд других обстоятельств накладывают определенные ограничения при проектировании систем с использованием ДСВ.

На рисунке представлено несколько возможных схем отвода и использования ДСВ. Рассмотрим их и проанализируем достоинства и



Схемы возможного использования стока ДСВ на оросительных системах:

В - водоисточник; ОВ - оросительные воды; ДСВ - дренажно-сбросные воды; АВ - аккумулирующий водоем; СВ - сбросные воды; ДВ - дренажные воды; ОС - оросительная станция

недостатки каждой в следующих аспектах: степень технической сложности, целесообразность с точки зрения охраны окружающей среды и перспективы на будущее.

Схема "а" наиболее широко распространена на существующих оросительных системах зоны старого орошения в Голодной степи, Ферганской долине и низовьях Амударьи. Она самая простая в техническом отношении. Как правило, ДСВ отводятся самотеком. Используется смесь ДСВ и вод источника (реки) на ирригационных системах, забирающих воду ниже сброса ДСВ. В этом случае широкое развитие орошения при высокой степени использования стока приводит к повышению минерализации, ухудшению химизма и санитарного состояния вод рек, служащих источником не только для ирригации, но и для питьевого и промышленного водоснабжения. Такая схема не может быть одобрена как перспективная и будет иметь ограниченное значение санитарных норм и стандартов на качество речных вод применение.

Схема "б" действует в зоне нового орошения Голодной степи и пока существует на землях I очереди освоения Каршинской степи.

Проста в техническом отношении, обычно самотечная. При такой схеме ДСВ практически теряются безвозвратно на испарение из аккумулирующих водоемов (АВ). Она оптимальнее схемы "а" с точки зрения охраны окружающей среды, так как позволяет локализовать в отдельном водоеме накопление вредных веществ.

Схема "в" предусматривает раздельный ствод дренажных и сбросных вод с использованием последних внутри либо за пределами оросительной системы. Она идеальна в мелиоративном аспекте, так как позволяет отделить высокоминерализованные стоки от пресных и резко уменьшить влияние на минерализацию в водоисточнике, но практически не осуществима из-за технических трудностей раздельного отвода сбросных и дренажных вод, а также малоперспективна в связи с тем, что совершенствование техники и технологии полива со временем сведет сбросы к минимуму.

В современных условиях часто применяется схема "г", по которой наиболее пресная часть ДСВ используется на орошение внутри оросительной системы или за ее пределами, а сильноминерализованная — сбрасывается в АВ. Она действует в дополнение к схемам "а" и "б" практически на всех ирригационных системах Средней Азии и особенно в условиях маловодных лет.

В зависимости от рельефа местности и расположения в плане оросительных каналов водозабор из коллекторно-дренажной сети осуществляется самотеком либо насосными станциями.

В качестве примера рассмотрим проектные решения по Джизакской степи.

Значительная часть Джизакского массива характеризуется сложным пересеченным рельефом, большими уклонами и пониженной водопроницаемостью почв. Эти обстоятельства предопределяют при существующей технике и технологии бороздкового полива сбросы оросительной воды. На основании районирования всей территории Джизакской степи по элементам техники бороздкового полива установлены размеры сброса в зависимости от уклонов поверхности и водопроницаемости почв. Сброс в среднем по массиву составляет 20–25% от оросительной нормы.

По расчетам, выполненным на период полной освоенности массива, дренажные расходы достигнут в пик водопотребления 30 м³/с, что отражено в таблице. Там же приведена их минерализация.

Химический состав этих вод, оцененный по существующему составу грунтовых вод, — в основном смешанного типа (сульфатно-хлоридный) с кальциево-магниевым-натриевым составом катионов.

Таблица
Распределение дренажных расходов по минерализации

Минерализация, г/л	До 1	2-3	3-4	4-5	5-7	7-10	Более 10
Максимальный расход, м ³ /с	7,6	0,8	0,9	1,4	3,3	2,8	13,2

Минерализация и состав грунтовых вод на массиве подчиняются известным закономерностям, приведенным в работе [2], т.е. в предгорной части грунтовые воды слабо минерализованы и имеют гидрокарбонатно-сульфатный состав, гипсометрически ниже — в средней части массива — минерализация варьирует в пределах 2–7 г/л с изменением состава на хлоридно-сульфатный, а в самой нижней части достигает 7–10 г/л и более при сульфатно-хлоридном составе с преобладанием натрия в составе катионов.

Такая гидрохимическая зональность позволила применить схему "г" и использовать ДСВ с гипсометрически выше расположенных территорий в каналах ДМ-3, ДМ-2 и ДМ-1. ДСВ с территории, подкомандной ДМ-1, имеют высокую минерализацию (10 г/л и больше), неблагоприятный состав катионов с преобладанием натрия и поэтому отводятся в ДГК.

Прогнозная максимальная минерализация смеси ДСВ с оросительной водой достигает на части территории (менее 10% площади) 2 г/л, показатель $SAR < 5$, что для почв Джизакского массива, имеющих низкую емкость катионного обмена (менее 15 мг-экв на 100 г) и относительно большие резервы кальция в виде гипсов и карбонатов, является допустимым при условии проектной дренарованности и промывного режима орошения.

Прогноз солевого режима, выполненный на ЭВМ для проектных условий при орошении водами повышенной минерализации, показал, что уровень засоления практически стабилизируется на 5–7 год, а его максимальное значение в критические фазы развития растений не превышает 1 мг-экв/100г почвы по содержанию натрия.

Практически аналогичная схема использования ДСВ применена на объекте II очереди орошения и освоения Каршинской степи.

Результаты исследований и прогнозные расчеты позволяют рекомендовать использование ДСВ или их смеси с оросительными водами

более высоких концентраций (от 2 до 5 г/л) только по индивидуальным проектам, предусматривающим учащенный режим поливов, усиленный дренаж, и, как правило, на почвах легкого механического состава, обладающих низкой емкостью катионного обмена, высокой водопроницаемостью и промываемостью.

Усовершенствование опреснительной техники и снижение стоимости опреснения позволяют в перспективе серьезно ставить вопрос о переводе оросительных систем, как и промышленных предприятий, на обратное водоснабжение (схема "д" рисунка). В этом случае очищенные от избытка солей ДСВ будут возвращаться в водоисточник либо использоваться на орошение на месте, а высококонцентрированные рассолы — вакуумироваться в понижениях либо использоваться как химическое сырье.

Эта схема позволит использовать практически весь сток ДСВ и радикальным образом улучшить гидрохимический режим водоисточников.

Л и т е р а т у р а

1. Ковда В.А. Проблема использования минерализованных вод. — Сб. науч. тр. В/О "Союзводпроект", № 53. М., 1980.

2. Панков М.А. Засоленные почвы Узбекской ССР и пути их мелиорации. — В кн.: Проблемы использования земельно-водных ресурсов Узбекской ССР. Ташкент, "Фан", 1969.

УДК 333.93:551.49:631.6

В.А.Демин, канд. техн. наук,
доц.

(ТИИИМСХ)

ВОДООХРАННОЕ И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННОЕ ЗНАЧЕНИЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СТОЧНЫХ ВОД НА ОРОШЕНИЕ В БАССЕЙНЕ АРАЛЬСКОГО МОРЯ

В общем водохозяйственном балансе каждого административно-хозяйственного района и каждого речного бассейна страны определенные, всевозрастающие объемы составляет вода, забираемая из природных источников в системы водопроводов и возвращаемая в виде загрязненных сточных вод.

Сточными водами считаются.

— коммунально-бытовые и промышленные, поступающие в систему канализации и надлежаще учитываемые органами коммунального и вод-

ного хозяйства;

— коммунально-бытовые и промышленные, выводимые к сбросам помимо системы канализации (разница между объемами водопотребления и учтенного водоотведения), а также поверхностные сбросы атмосферных вод, не учитываемые органами коммунального и водного хозяйства;

— сток сельскохозяйственных объектов, в том числе животноводческих комплексов.

В составе сточных вод коммунально-бытовые дают примерно 50%, промышленные — около 15%, стоки сельскохозяйственных объектов — 8% и поверхностные сбросы — 27%.

Выведение сточных вод на почву для орошения сельскохозяйственных угодий можно считать одним из наиболее эффективных способов, обеспечивающих действенную охрану поверхностных водоисточников и повторное использование воды.

Сточная вода, выведенная на почву, не попадает в поверхностные водоемы и водотоки, что является самым надежным заслоном их от загрязнения.

Проблема использования сточных вод на орошение давно привлекает внимание. Создано всесоюзное научно-производственное объединение "Прогресс", занимающееся вопросами сельскохозяйственного применения сточных вод. Ряд ведущих проектных институтов, в том числе "Средазгипроводхлопок" и "Союзгипроводхоз", включают в свои схемы использования и охраны водных ресурсов специальные разделы по сельскохозяйственному применению сточных вод.

Орошение сточными водами позволит обеспечить увеличение объема сельскохозяйственной продукции, откроет дополнительные возможности для развития централизованного водопроводно-канализационного хозяйства села, что соответствует решениям XXVI съезда КПСС и Продовольственной программе (1982 г.).

В настоящее время сточные воды после очистки в той или иной мере, а зачастую и без нее, сбрасываются либо в общехозяйственные водотоки — реки и оросительно-обросные сети, либо в естественные бессточные понижения рельефа и пески; лишь незначительная их часть используется непосредственно на орошение. Оросительно-обросные сети не обеспечивают необходимого разжижения сточных вод и, по сущест-

ву, превращаются в открытые канализационные коллекторы. Вследствие беспрепятственного доступа к ним населения и скота в местах сброса сточных вод и прохождения загрязненных водотоков, особенно в районах, расположенных ниже городов и крупных райцентров, отмечается высокий процент кишечных заболеваний. Сточные воды, сбрасываемые в естественные понижения рельефа и пески, идут на испарение и фильтрацию и выпадают из водохозяйственного баланса. При сложившемся положении в общехозяйственном балансе участвует примерно половина образующихся сточных вод.

К специфическим чертам орошения сточными водами относятся:

- круглогодичное ежесуточное поступление сточных вод из канализованных объектов к орошаемым полям и необходимость обеспечения такого режима орошения, при котором исключался бы бесполезный сброс;

- качество воды, отличное от качества естественных источников и зависящее от состава и характера канализуемых объектов. Хозяйственно-бытовые сточные воды отличаются повышенным содержанием органических веществ, промышленные - содержанием различных примесей (иногда и токсичных);

- необходимость очистки сточных вод до поступления на орошение за счет организаций, выводящих эти воды на орошение;

- необходимость соблюдения более строгих санитарно-гигиенических правил и требований в части состава сельскохозяйственных культур, режима орошения, реализации урожая, охраны здоровья подвальных, осуществления ветеринарного надзора.

К дополнительным затратам при организации орошения сточными водами следует отнести:

- в случае использования круглогодичного объема - устройство регулирующих прудов-накопителей, обеспечивающих аккумуляцию сточных вод, которые образуются в невегетационный период, и последующее их использование;

- устройство выводных коммуникаций от канализованных объектов до орошаемых полей;

- устройство в районе орошения сточными водами водопровода с хозяйственно-питьевой водой.

Дополнительные затраты на осуществление систем орошения сточными водами при увеличении чистого дохода на 70-100 руб. в год на I га практически окупаются за короткое время, причем часть затрат

на устройство выводных коммуникаций может быть отнесена за счет вододателей.

В соответствии с ВСН-П-28-76 (Инструкции по проектированию ЗПО) годовая оросительная норма (норма нагрузки) обуславливается необходимостью обеспечить максимальное повышение урожайности сельскохозяйственных культур, непрерывное повышение плодородия почвы, обезвреживание и доочистку сточных вод, которые могут быть приняты и реализованы на ЗПО в течение года. В таблице приводятся примерные нормы орошения сточными водами.

Таблица

Почвы	Оросительные нормы (м ³ /га) по климатическим зонам			
	аридная	недостаточного увлажнения	неустойчивого увлажнения	избыточного увлажнения
Песчаные, с глубоким залеганием грунтовых вод	30 [*] 11000	20 7000	15 5000	10 3500
Супесчаные	25 9000	16 5500	11 4000	6 3000
Легко- и среднесуглинистые	20 7000	13 4500	8 3000	5 2000
Тяжелосуглинистые	15 3000	10 3500	5 2000	

* Над чертой приведены суточные нормы, под чертой - годовые.

Режим приема сточных вод на орошаемые поля определяется установленным режимом поливов, т.е. распределением оросительной нормы по периодам года: вегетация, зимние влагонакопительные, удобри-тельные поливы, - в зависимости от естественных условий и состава сельскохозяйственных культур.

Поливные гидромодули, как правило, достигают в вегетацию 0,5-0,6 л/с на га, в другие периоды года могут снижаться до 0,25-0,3 л/с на га, т.е. наполовину.

В системах орошения без накопительных прудов используется в основном объем сточных вод, выводимых в вегетационный период, т.е. не более 50% от общего годового объема сточных вод. Использование сточных вод в невегетационный период зависит от организации орошения и в лучшем случае может достигать не более 20% годового объема.

Непроизводительный сброс сточных вод в невегетационный период можно уменьшить обеспечением максимального вегетационного гидромодуля за счет ирригационной воды.

При условии, что чаще всего не будет надлежащей организации использования воды в невегетационный период и продолжительность вегетационного периода менее полугода, для определения базового прироста орошаемой площади принимается объем сточных вод $0,5 W_{cr}$ (50% от среднегодового).

В системах орошения с накопительными прудами теоретически может быть использован весь годовой объем сточных вод. Практически же с учетом коэффициента полезного действия накопительных прудов 0,6 будут использованы сточные воды в вегетационный период в размере $0,5 W_{cr}$; сточные воды, накопленные в пруде, $0,6 \cdot 0,5 W_{cr} = 0,3 W_{cr}$ (итого $0,8 W_{cr}$).

Ввиду того, что система обеспечивает необходимые гидромодули без подпитывания свежей водой, учитывается ее привлечение только для разбавления и замены сточной воды в размере $0,2 W_{cr}$. Общий объем воды, участвующей в орошении, будет равен

$$0,8 W_{cr} + 0,2 W_{cr} = 1 W_{cr}.$$

Для определения базового прироста орошаемой площади при наличии накопительных прудов может быть принят объем сточных вод $0,8 W_{cr}$.

Результаты расчетов по бассейну Аральского моря с подразделением по бассейнам рек, республикам и областям показали, что из общих объемов образующихся сточных вод в пределах перспективы до 2000 г. может быть использовано на орошение к 1990 г. около 50%, к 2000 г. — около 63%. При этом из условий более или менее реального осуществления за указанный период с учетом конъюнктурных коэффициентов вероятны к использованию на 1990 г. только 50% и на 2000 г. — 63%, что позволит обеспечить за вегетацию орошение значительных площадей.

Водоохраный эффект достигается за счет предельного сокращения (или полного прекращения) сбросов сточных вод в водоемы.

Экономический эффект обеспечивается за счет повторного использования воды и выражается в приросте площадей орошения при уменьшении водозабора из водисточников, а также за счет возможного сокращения состава очистных сооружений по сравнению со сбросом в водоемы. Поскольку поля орошения сами являются высокоэффек-

тивными сооружениями, можно ограничиться сооружениями для обычной биологической (или даже только механической) очистки без углубления ее различными видами доочистки.

Поля, принимающие сточные воды, становятся самым надежным заслоном естественных и искусственных водоемов от всевозможных сбросов сточных вод (среди которых обязательно будут и недостаточно очищенные), что обеспечит поддержание в водоемах качества воды, потребного для источников централизованного водоснабжения, рыбозаведения и культурно-спортивного использования.

Всесторонняя экономическая оценка водоохранного эффекта представляется весьма сложной задачей, так как зависит от целого ряда факторов. В простейшем виде она может быть выражена, как указано ранее, в исключении из состава очистки как минимум сооружений доочистки сточных вод, как максимум — и биологической очистки.

Орошение сточными водами повышает урожайность сельскохозяйственных культур и увеличивает чистый доход на 10–20%.

Широкое внедрение сельскохозяйственного использования сточных вод требует разработки конкретных реальных планов, согласованных и утвержденных для обязательного осуществления, а также конкретных проектов, разработанных на базе научно обоснованных рекомендаций.

Имеющиеся предложения по отдельным областям пока носят общий характер и должны быть конкретизированы.

Из сказанного следует, что сельскохозяйственное использование сточных вод:

- нужно рассматривать как одно из наиболее эффективных мероприятий в общем комплексном использовании и охране водных ресурсов, так как оно обеспечивает предельно максимальное сокращение (или полное прекращение) сбросов загрязненных вод, получивших очистку или не получивших ее, в естественные водоемы, а также утилизацию сточной воды со всеми содержащимися в ней полезными компонентами для увеличения орошаемых площадей;

- является сложной многосторонней проблемой, осуществление которой требует специального изучения и действенной координации министерств мелиорации и водного хозяйства;

- должно базироваться на разработке конкретных проектов и научно обоснованных рекомендаций проектными институтами водохозяйственного направления.

УДК 333.93:631.6
Р.Джурев, инж.
(САНИИРИ)

ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ВОДНЫХ РЕСУРСОВ БАССЕЙНА РЕКИ СУРХАНДАРЬИ

Бассейн Сурхандарьи почти целиком входит в Сурхандарьинскую область Узбекской ССР, расположенную на юге республики и занимающую площадь около 20 тыс. км². Территория включает равнины, горные участки, долины рек Сурхандарьи, Сангардака, Ходжаипака, Тупаланга и часть правобережья Амударьи.

Из факторов, определяющих условия формирования и использования водных ресурсов, главным является размещение рассматриваемого массива в поясе Туранского климатического района. Разнообразие высотных зон, изрезанность рельефа и положение в субтропических широтах обусловили его климатические особенности. Так, значительной солнечной радиацией и размещением в глубине обширного материка объясняются засушливость и резкие годовые и суточные колебания температуры воздуха в равнинной части.

В равнинной части бассейна годовые средние многолетние температуры превышают 17°. Это самые высокие температуры в Узбекистане. Внутри года температура характеризуется плавным подъемом от января к июлю и последующим столь же плавным спадом. Симметричность температурных кривых, хотя и относительная, вообще присуща эридным зонам [1].

Распределение атмосферных осадков по бассейну крайне неравномерно из-за различия высот и особенностей условий на наветренных и подветренных склонах. В низовьях Сурхандарьи, наиболее засушливом районе, норма осадков лишь немногим превышает 100 мм. Вдоль долины к северу от Амударьи до абсолютных высот примерно 450-500 м (на широте Шурчи) и северо-западнее по склонам Байсунтау и Кугитангтау до высот около 650-700 м лежит зона с годовым количеством осадков от 130 до 250 мм. Внутригодовой ход осадков характеризуется общими, свойственными климату Средней Азии чертами: зимне-весенний максимум и глубокая летняя засуха. Наиболее влажный месяц — март.

Однако общее количество осадков дает очень приблизительное представление о характере увлажнения территории. Условия, необходимые для получения такого рода характеристик, создаются при

комплексном рассмотрении параметров прихода влаги и ее расхода.

Комплексной характеристикой расхода влаги считается испаряемость, т.е. потенциальное испарение в данных климатических условиях.

Для Средней Азии испаряемость обычно вычисляют по формуле Н.Н.Иванова [2] с редуцированным коэффициентом Л.А.Молчанова

$$E_0 = n(t^{\circ} + 25)^2(100 - \tau),$$

где E_0 — испаряемость, мм/мес; n — численный коэффициент с учетом редукиции; t° — среднемесячная температура воздуха, град; τ — среднемесячная относительная влажность воздуха.

Расчеты показывают, что суммы испаряемости весьма велики — они колеблются от 1330 (ст.Денеу) до 1860 мм/год (ст.Термез). Однако они слишком превышают размер атмосферных осадков, чем обусловлена засушливость территории и возможность развития сельскохозяйственного производства только на основе орошения.

Водные ресурсы Сурхандарьи (без подземных почвенных вод), по оценке В.Л.Шульца и Л.И.Шалаговой [3], составляют 146 м³/с, а реки Шерабад — всего 7,5 м³/с. Некоторые сведения о реках бассейна Сурхандарьи помещены в табл. I.

Таблица I

Основные сведения о реках бассейна Сурхандарьи

Река	Площадь водосбора, км ²	Длина реки, км	Средне-годовой расход воды, м ³ /с	Сток, % от годового			Средне-много-летний модуль стока, л/с·км ²
				III-IV	УП-IX	X-XI	
Тупаланг	2200	124	52,2	61,1	28,5	10,4	23,6
Сангардак	889	98	15,2	68	19,2	12,8	17,6
Ходжаипак	794	88	6,5	79,4	9	11,6	8
Шерабад	2950	171	7,5	62,3	17,4	20,3	2,5
Сурхандарья	13610	196	23,4	70,3	10,4	19,3	22
Дашнабад	311	64	6,1	68,7	16	15,3	19,7
Маргунь	56	38	0,9	67,3	14	18,7	16,1

По данным М.М.Тунеева и А.В.Беднякова [4], общий земельный фонд Сурхандарьинского района равен 2,03 млн.га (шестое место в Узбекистане). По подсчетам института "Среднеазиатский хлопководство" общий земельный фонд бассейна 2,099 млн.га, из них пригодно для орошения около 451 тыс.га (брутто). Эта территория расположена в основном в равнинной части и представляет собой плодородные земли с возможным возделыванием (при орошении) всех сельскохозяйственных куль-

тур. Горами, массивами песков и галечников, реками, озерами, водохранилищами и т.п. занято свыше 75% общей площади.

В сельскохозяйственном производстве преобладает растениеводство, основу которого составляет орошаемое земледелие. Орошаемые земли занимают около 11% территории и весьма интенсивно используются под посевы преимущественно технических культур. Под хлопчатником, в частности, занято 140 тыс.га, или свыше 60% орошаемых площадей.

Наибольшие площади орошаемых земель сосредоточены в Шурчинском и Шерабадском районах (около 35 тыс.га). Свыше половины их (65%) занято под хлопчатник и около 10% засеяно люцерной.

Фонд орошаемых земель делится на земли с более и менее благоприятным мелиоративным состоянием. Первые составляют 84% и сосредоточены в Сармассинском, Денеуском, Шурчинском и Джеркурганском районах, в то время как вторые (16%) расположены главным образом в Термезском и Шерабадском районах.

По данным Средазгипроводхлопка, в настоящее время в Сурхандарьинской области из 160 тыс.га свободных земель, пригодных для орошения, около 80 тыс.га требуют проведения различных мелиоративных мероприятий.

Первая инженерная система на территории бассейна Сурхандарьи, построенная в 1906 г., служила для водоснабжения Термеза и прилегающих к нему земель. Ко времени присоединения Туркестана к России ирригационные системы рассматриваемого района представляли собой сеть многочисленных каналов с примитивными водозаборами из рек и полной зависимостью от их гидрологического режима. Построенные в 1932-1938 гг. каналы Хазарбаг и Кумкурган позволили оросить около 30 тыс.га целинных земель. К этому же периоду относится осушение Денеу-Юрчиных болот. В конце 40-х годов были освоены земли Талимаранского массива за счет расширения канала Занг. Сооружение Большого Гиссарского канала позволило подавать часть расхода воды реки Кафирниган в бассейн Сурхандарьи. С завершением в 1955 г. Учкымыловского наливного водохранилища стало возможным, кроме дополнительного прироста новых земель (около 5 тыс.га), полностью водоснабжать орошаемые земли Термезского района. После 1960 г. развернулись большие работы по развитию орошения в Сурхандарьинской области УзССР, особенно в ее южной части, имевшей немалый фонд свободных земель, пригодных к орошению. Для орошения массива Шерабадской степи, расположенного на правом берегу Карасу, выполня-

ны реконструкция магистрального канала Занг и работы по продолжению его за Карасу. В 1967 г. сооружен плотинный головной гидроузел на Сурхандарье. В 1961-1967 гг. были построены Южно-Сурханское водохранилище, Шерабадский магистральный канал с левой веткой, Шерабадская насосная станция, обеспечивающие орошение Шерабадской степи выше зоны канала Занг.

Осуществление всех этих мероприятий позволило довести общую площадь орошаемых земель в области до 259,3 тыс.га (1980 г.), причем особенно заметный рост имел место в последние годы (табл.2).

Таблица 2

Динамика орошаемых площадей (тыс.га)

Год	Орошаемая площадь	В том числе под хлопчатником	Год	Орошаемая площадь	В том числе под хлопчатником
1929	71,9	19,2	1953	124,6	64,2
1930	95,8	56,1	1955	137,2	82,2
1932	106,3	57,1	1960	152,3	95,1
1935	100,2	46,2	1965	168,1	109,1
1937	102,8	46,6	1968	188,3	116,1
1940	122,6	47,1	1970	195,4	119,3
1942	159,6	51,1	1973	210,6	129,1
1945	114,5	42,9	1975	225,1	138,1
1947	117,7	50,9	1980	259,3	153,1
1950	121,5	58,5			

В соответствии с физико-географическим и почвенно-климатическим районированием, с характером питания и технической оснащенностью оросительная система Сурхандарьинской области условно подразделяется на систему северной и южной зоны.

Более 20% межхозяйственной оросительной сети - с бетонным покрытием; 17,5% внутрихозяйственной оросительной сети - в бетонной облицовке.

В целом техническое состояние основных элементов ирригационной сети определяет весьма существенное расхождение между водопотреблением брутто и нетто. В этом отношении исследуемый регион отличается пестротой КПД в пределах одной и той же зоны речного бассейна. Так, системы массивов нового орошения с полуавтоматическим распределением воды простейшими автоматами обеспечивают относительно высокий КПД - 0,8. Это системы канала Занг зоны нового орошения и левой ветки Шерабадского магистрального канала. Прочие характеризуются низким КПД (0,58-0,6) и требуют переустройства. В целом по Сурхандарьинской области КПД ирригационных систем колеблется в

пределах 0,58-0,8, составляя в среднем 0,64 (табл.3) из 57.

Таблица 3

КПД ирригационных систем и
оросительная норма брутто

Система	КПД	Оросительная норма, м ³ /га
Северной зоны	0,59	14100
Южной зоны		
Шерабадский магистральный канал	0,73	16470
Канал Занг	0,75	14200
в том числе зона нового орошения	0,8	14500
Шерабад	0,58	16450
Левый берег Сурхандарьи	0,6	16700
Среднее по области	0,64	15800

Поскольку величина коэффициента полезного действия ирригационных систем обратно пропорциональна водопотреблению, любые технические мероприятия, направленные в конечном счете на сокращение всякого рода потерь воды, будут способствовать сокращению водопотребления брутто и более рациональной утилизации водных ресурсов всего исследуемого района.

Сведения об абсолютном учетном годовом суммарном водозаборе приведены в табл.4. В ней эти данные сгруппированы по всему бассейну, его северной и южной зонам, причем границей между зонами условно приняты гидрометеостанция Шурчи на Сурхандарье. Здесь же приведены и величины коллекторно-дренажного стока, который, как мы покажем дальше, существенно влияет на режим водопотребления.

Анализ режима водопотребления свидетельствует об устойчивом росте объемов водозабора со времени начала эксплуатации Южно-Сурханского и Учкызылского водохранилищ. Причем общий рост водопотребления по всему Сурхандарьинскому бассейну происходит за счет южной зоны, где больше, чем в северной, пригодных для орошения земель и речной сток зарегулирован.

Ежегодные колебания водопотребления на фоне общей тенденции к росту являются следствием динамики водности источников орошения, обусловленной гидротермическими данными каждого конкретного года.

Изменчивость гидротермических условий представляет собой естественный процесс, который, однако, не должен отражаться на режи-

Таблица 4

Суммарный водозабор и коллекторно-дренажный
оброс в бассейне Сурхандарьи (м³/с)

Год	Суммарный водозабор			Коллекторно-дренажный оброс		
	по бассейну	в северной зоне	в южной зоне	по бассейну	в северной зоне	в южной зоне
1947	76,1	55,3	20,8			
1948	79	57,1	21,9			
1949	71,6	52,9	18,7			
1950	70,6	50,1	20,5			
1951	79,8	55,5	24,3			
1952	69,9	46,2	23,7			
1953	71	47,2	23,8			
1954	84,3	56,2	28,1	3,1		
1955	90,8	61,6	29,2	3,2		
1956	84	54,7	29,3	3,3		
1957	88,5	58,8	29,7	2,9		
1958	96,6	62,1	34,5	2,4		
1959	93,9	61,3	32,6	3,4		
1960	89,6	55,5	34,1	4,2		
1961	91	57,5	33,5	4,1		
1962	107	66,5	40,5	3,7		
1963	101	60,5	40,5	2,4		
1964	110	62,5	47,5	4,1		
1965	101	58,1	42,9	7		
1966	109	64,9	44,1	8,9		
1967	113	60,6	52,4	10,2		
1968	123	60,6	62,4	12,9		
1969	120	53,1	66,9	21,2		
1970	148	62,7	85,3	22,3		
1971	111	50,7	60,3	12,1		
1972	137	57,1	79,9	17		
1973	136	45,5	90,5	16,4		
1974	107	44,5	62,5	12,8		
1975	114	48	66	14		
1976	140	47,5	92,1	38,7		
1977	132	53,9	78,3	30,3		
1978	156	64,2	92,3	35,6		
1979	145	60,5	84,5	41,6		
1980	(121)	(48)	(74)	38,5	14,9	23,6

ме водопотребления, если последнее строго рассчитано в соответствии с потребностями состава сельскохозяйственных культур и имеет оптимальные технические характеристики, в частности водозабор инженерного типа, а также стабильно высокие значения КПД ирригационной сети.

Такие условия в совокупности с гарантированным однократным использованием водных ресурсов должны были бы обусловить исключительно тесную прямую зависимость между водопотреблением и интенсивностью ввода в эксплуатацию новых земель. Другими словами, пло-

щади орошаемых земель можно было бы рассматривать в качестве единственного информативного аргумента, полностью определяющего дисперсию водопотребления.

Для проверки высказанной гипотезы воспользуемся информацией о динамике орошаемых земель в Сурхандарьинской области Узбекской ССР, учет которых ведется с 1929 г. (табл. 2). Правда, в таблице отражены не все годы, поэтому на графике зависимости суммарного водопотребления и динамики валовой орошаемой площади (рис. I) всего девять фактических точек, что, к сожалению, не позволяет дать количественную оценку этой связи с помощью современных методов математической статистики.

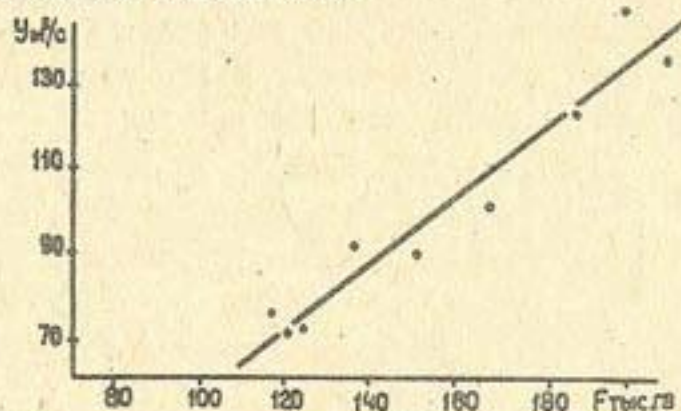


Рис. I. Связь суммарного водопотребления с динамикой орошаемых площадей

Из графика видно, что фактические точки существенно отклоняются от линии связи, характеризующей в данном случае некие средние условия. Очевидно, что положение фактических точек свидетельствует о воздействии других (помимо валовой площади орошения) факторов, в частности водности, колебаний КИД ирригационных систем (во всех звеньях), а также повторного использования водных ресурсов. Вероятно также, что величина среднеквадратического отклонения в тот или иной период пропорциональна значению аргумента, доля вклада которого в формирование совокупности мешающих факторов в этот период наибольшая.

Но следует констатировать, что на современном этапе выполнить специальную дифференциацию различных аргументов, прямо или косвенно влияющих на режим водопотребления, а также установить причинную количественную связь между каждым аргументом и водопотреблением — довольно сложная задача, решение которой целесообразно проводить поэтапно с учетом перспективных планов орошения и освоения новых земель, реконструкции ирригационной сети, прогрессивного

сивного роста КИД и т. д.

Однако в настоящее время связи, аналогичные представленной на рис. I, чрезвычайно полезны и прежде всего по той причине, что способствуют раскрытию физического смысла исследуемого процесса. Кроме того, они могут быть использованы и в прогностических целях, когда известны перспективные планы динамики валовой орошаемой площади в бассейне. В этом случае (аргумент — валовая орошаемая площадь) связь подчиняется уравнению:

$$Y = 0,795 F - 23,$$

где Y — суммарный водозабор в бассейне, м³/с; F — валовая орошаемая площадь в бассейне, тыс. га.

Если же необходимо использовать в качестве аргумента лишь орошаемую площадь, занятую под посевы хлопчатника, то численные коэффициенты уравнения связи несколько изменятся:

$$Y = 0,758 F_x + 34,$$

где F_x — орошаемая площадь под хлопчатником, тыс. га.

Поскольку в формировании режима водопотребления важную роль играет коллекторно-дренажный сток, представляется нужным дать краткую характеристику существующей в бассейне коллекторно-дренажной сети.

Согласно имеющимся данным она наиболее развита на землях нового орошения в Гагаринском и Шерабадском районах. По своему техническому состоянию отличается от дренажной сети зоны старого орошения и представляет собой инженерную систему из открытых и закрытых дрен, а также магистральных коллекторов-сбросов, обеспечивающую расчетный режим орошения сельскохозяйственных культур. Системы зоны старого орошения представлены открытыми коллекторами различной протяженности.

Наблюдения за динамикой относительных величин коллекторно-дренажных сбросов, удобных с точки зрения отсутствия влияния водозаборов, позволяют констатировать их прогрессивный рост, особенно заметный с начала интенсивного освоения земель южной зоны бассейна (табл. 5).

Влияние коллекторно-дренажного стока на режим водопотребления представляется довольно сложным, в частности из-за очевидной неоднозначности. Действительно, с одной стороны, любой рост коллекторно-дренажного стока, пригодного для повторного использования, должен снизить водопотребление. Но с другой стороны, коллекторно-дренажный сброс — это следствие ирригации или, говоря шире,

утилизации водных ресурсов и потому сокращение водопотребления неизбежно должно привести и приводит к уменьшению интенсивности коллекторно-дренажного стока.

Таблица 5

Коллекторно-дренажные сбросы в бассейне Сурхандарьи (в долях от суммарного водозабора)

Год	Весь бассейн	Северная зона	Южная зона
1955	0,03	0,06	0,01
1960	0,04	0,07	0,01
1965	0,07	0,07	0,06
1970	0,15	0,22	0,1
1975	0,12	0,19	0,07
1980	0,31	0,31	0,3

И если это так, то должна существовать связь между интенсивностью коллекторно-дренажного стока и суммарным водозабором, поддающаяся количественной оценке и дифференцированная по зонам бассейна. Статистическая обработка имеющегося фактического материала подтвердила наличие довольно тесной зависимости между среднегодовым суммарным водозабором и коллекторно-дренажным стоком, что отражено на рис. 2.

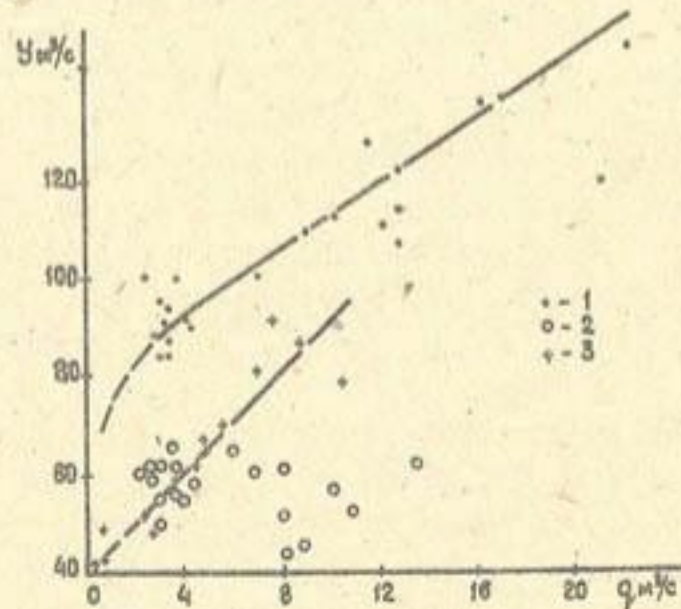


Рис. 2. Связь суммарного водозабора в бассейне Сурхандарьи в целом (1), выше (2) и ниже (3) от Шурчи с коллекторно-дренажным стоком

Из рисунка видно, что эта связь имеет место лишь в южной зоне бассейна с ее развитой коллекторно-дренажной сетью инженерного типа и, следовательно, в бассейне в целом.

Сложность установления однозначной связи между суммарным водозабором и коллекторно-дренажным стоком, особенно в районах, аналогичных северной зоне Сурхандарьинского бассейна, усугубляется тем, что в практике орошаемого земледелия дренажная сеть обычно объединяется с коллекторно-сбросной. Поэтому наличие сбросных вод в составе дренажного стока приводит к систематическому рассогласованию между теоретически рассчитанным дренажным стоком и данными натурных наблюдений [6]. Кстати сказать, доля сбросных вод, по результатам специальных наблюдений, составляет от 22-28 до 40-50% общего стока, зафиксированного в коллекторно-дренажной сети [7].

Таким образом, в современных условиях водопотребление в исследуемом бассейне представляет собой сложное явление, формирующееся при одновременном воздействии многих факторов. В перспективе суммарное водопотребление станет все более приближаться к фактическим потребностям сельского хозяйства и других водопользователей.

Результаты данного исследования могут представлять практический интерес при разработке схем и проектов развития мелиорации и водного хозяйства в бассейне Сурхандарьи.

Л и т е р а т у р а

1. Бабушкин Л.Н. Климатические особенности (Сурхандарьинской области). - Тр. ТашГУ, вып. 185, геогр. науки, кн. 21. Ташкент, 1961, с. 31-47.
2. Иванов Н.Н. Об определении величины испаряемости. Т. 86, Изд-во ВГО, 1954, с. 189-195.
3. Шульц В.Л., Шалетова Л.И. Режим рек (Сурхандарьинской области). - Тр. ТашГУ, вып. 185, геогр. науки, кн. 1. Ташкент, 1961, с. 199-211.
4. Тунеев М.М., Бедняков А.В. Земельные фонды и водное хозяйство (Сурхандарьинской области). - В кн.: Система ведения сельского хозяйства в Сурхандарьинской области. Ташкент, 1960, с. 11-19.
5. Иригация Узбекистана. Т. III. Ташкент, "Фан", 1979.
6. Побережский Л.Н. Водный баланс зоны орошения в условиях орошения. Л., Гидрометеоиздат, 1977, с. 158.
7. Леонов Е.А. Дренажно-коллекторный сток на орошаемых землях. - Тр. ГТИ, вып. 158, 1969, с. 72-82.

Г.С.Яхшиев, гл.геолог объекта
(Средазгипроводхлопок)

НОВЫЙ МЕТОД АНАЛИЗА ПЛОСКОЙ СТАЦИОНАРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ, ПОДЧИНЯЮЩЕЙСЯ ЗАКОНУ ДАРСИ

Теоретические разработки и экспериментальные исследования последних десятилетий развили ряд положений динамики подземных вод в целом и расчета дренажных систем в частности, что отражено в многочисленных публикациях.

Однако местами продолжает ухудшаться мелиоративное состояние земель Средней Азии, эксплуатируемых на фоне различного дренажа, из-за ошибок, допущенных при изысканиях, проектировании, строительстве или эксплуатации. Нередки и такие случаи, когда при выходе из строя до 90% вертикального или закрытого горизонтального дренажа работники хозяйств сохраняют мелиоративное благополучие земель, уменьшая нормы полива и проводя одну зимнюю промывку на фоне дренирующего действия магистральных коллекторов глубиной 5-6 м, расположенных на расстоянии около 1 км, при той же общегодовой водоподдаче.

Перед инженером-практиком, будь то мелиоратор, гидротехник или гидрогеолог, часто встают такие трудноразрешимые вопросы, как: почему фактические расходы дрен и коллекторов резко отличаются от проектных; как при расчете систематического дренажа учитывать дренирующее действие магистральных коллекторов и логов; каковы в действительности фильтрационные потери из каналов, водохранилищ или расходы потока подземных вод, лежащие дополнительной нагрузкой на дренаж; соответствуют ли расчетные схемы определения фильтрационных параметров грунтов применяемым схемам расчета дренажа, а проектные схемы — натуре.

К сожалению, не во всех публикациях указывается, в каких условиях и каким образом получена та или иная зависимость, что лишает производителя возможности критически подходить к выбору расчетной схемы.

По нашему мнению, нежелательно определение и использование в дальнейших расчетах таких величин, как сопротивление ложе канала или несовершенство дрены. Эти величины зависят как от объективных факторов (природные условия и хозяйственная деятельность человека), так и от субъективных причин, например выбора исследователем ко-

личества, конструкции, местоположения наблюдательных скважин или масштаба чертежа. Из-за отсутствия единого взгляда на вопрос, как и с какой точностью необходимо совмещать прямую линию с кривой УГВ (параболой Дюпюи), результаты данных многолетних режимных исследований по разные стороны канала (коллектора) в разные периоды года и в разные годы не представляется возможным систематизировать.

В последнее время путем моделирования разработано много расчетных зависимостей, которые надлежит проверить в производственных условиях. Это требует времени и капиталовложений, в чем, как правило, постоянно ощущается недостаток, хотя согласно действующим нормативам по изысканиям для гидротехнического и мелиоративного строительства крупномасштабные опытно-производственные исследования крайне необходимы. Принятие же априори результатов моделирования может привести к несоизмеримо большим неоправданным затратам.

Считаем справедливым мнение Дж.Н.Лютинца [1] о необходимости "иметь точную и надежную теорию, принципиальным критерием которой будет практическая применимость, даже если при этом придется пожертвовать в какой-то степени математической четкостью".

Первыми опубликованными исследованиями в области фильтрации были работы Анри Дарси (1856 г.), установившего линейный закон фильтрации, которому подчиняется ламинарное движение:

$$Q = \kappa \frac{\Delta h}{l} \omega, \quad (1)^*$$

где Q — расход воды ($\text{м}^3/\text{сут}$), т.е. количество воды, просочившейся в единицу времени (сут) через площадь поперечного сечения ω (м^2); κ — коэффициент фильтрации ($\text{м}/\text{сут}$); Δh — разность уровней воды в двух сечениях, расположенных на расстоянии l (м).

Для удельного расхода, т.е. расхода потока на 1 м его ширины, выражение примет вид:

$$q = \kappa \frac{\Delta h}{l} m, \quad (2)$$

где q — удельный расход ($\text{м}^2/\text{сут}$); m — мощность потока (м).

Однако в связи с тем, что эта зависимость была выведена по данным опыта фильтрации через трубку постоянного сечения (напорная фильтрация), она, естественно, не может учитывать изменения живого сечения потока.

Следующими базовыми в теории фильтрации зависимостями являются формулы единичного расхода и ординат кривой депрессии потока

* Здесь и далее опущен знак —, указывающий, что фильтрация происходит в сторону, обратную направлению градиента.

безнапорных вод на горизонтальном водоупоре Ж.Дюпюи (1863 г.):

$$q = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} \quad (3)$$

$$h_x = \sqrt{h_1^2 + \frac{x}{l}(h_1^2 - h_2^2)} \quad (4)$$

Схема потока безнапорных вод по Дюпюи приведена на рис.1.

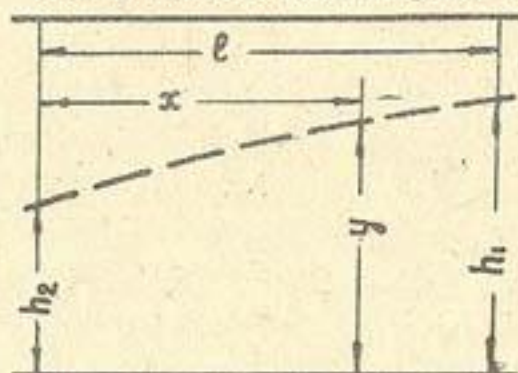


Рис.1. Схема потока безнапорных вод на горизонтальном водоупоре по Дюпюи

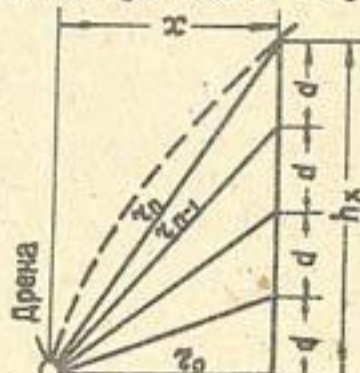


Рис.2. Схема расчета средне-взвешенного расстояния до расчетного сечения

При выводе формул (3) и (4) принимались два основных допущения: 1) все линии токов горизонтальные; 2) скорость фильтрации вдоль линий токов пропорциональна уклону свободной поверхности, но не зависит от глубины.

По мнению Дж.Н.Лютин, при "строгом рассмотрении этих допущений мы приходим к выводу, что поток должен был бы отсутствовать" [1].

У автора данной работы также имеется несколько замечаний к формулам (3) и (4):

1) формулы мало применимы на практике; 2) отражают только фильтрацию безнапорных подземных вод; желательно иметь зависимость, отражающую как напорное, так и безнапорное движение; 3) все параметры, влияющие на величину расхода потока, должны быть увязаны одной формулой именно с этой величиной. В противном случае возможны варианты кривой УГВ при одних и тех же условиях; 4) несмотря на математическую обоснованность формулы (3), вызывает сомнение необходимость деления в ней результата не две из-за неувязки формул (2)-(4) в точке перехода линии депрессии из напорных вод в безнапорные. В случае справедливости вышеуказанных формул общепринятое положение о точке перегиба здесь соблюдаться не будет. Это

обстоятельство проверяется построением линии поверхности подземных вод до данной точки и после нее при постоянном расходе.

В настоящей работе предлагается на рассмотрение расчетная зависимость, выведенная не путем математической аппроксимации полученной на модели или в натуре картины, а путем построения логической схемы фильтрации, анализа существующих методик и натурных наблюдений. Зависимость получена для однородных в фильтрационном отношении грунтов и идеальной жидкости, исходя из следующих предположений:

- движущей силой массопереноса является градиент, а в случае фильтрации - гидравлический градиент, т.е. разница в пьезометрических напорах. По физико-математическому определению градиент - это вектор, графически изображаемый отрезком прямой, имеющим начало в точке начала отсчета (в дренае) и конец (стрелку) в расчетной точке. Линией тока при этом является вектор-функция, т.е. не что иное, как кривая, описываемая стрелкой вектора. Естественно, линия тока и эквипотенциали образуют при пересечении прямые углы только при фильтрации к точечному стоку, а в вертикальном разрезе и к горизонтальной дренае, расположенных в середине пласта бесконечной мощности и протяженности. Это и есть тот редкий случай, когда стрелка вектора описывает прямую линию тока. В подавляющем же большинстве случаев сетка движения не ортогональна. Неучет этого обстоятельства может привести к неожиданным последствиям;

- в природных условиях часто наблюдается довольно резкое уменьшение живого сечения потока подземных вод (порог), вследствие чего вверх по потоку в зоне, прилегающей к этой точке, происходит подпор; кривая депрессии здесь близка к горизонтали в связи с тем, что величина скоростного напора, как принято считать, незначительна. Однако и в этой зоне наблюдается фильтрация подобно тому, как происходит движение поверхностных вод в верхнем бьефе подпорной стенки канала или порога водослива. Определение здесь расхода по двум близко расположенным сечениям (т.е. по уклону) оказалось бы практически невозможным. В этом случае предпочтительнее определять расход по одному конкретному сечению. Кроме того, такая зависимость крайне необходима для изучения закономерности изменения уровня на контактах пород с различными фильтрационными свойствами, в том числе и в зоне перехода напорных вод в безнапорные. С учетом однозначности найденной величины напора такая зависимость дала бы возможность изучить закономерность фильтрации прак-

тически при любом фильтрационном строении. Естественно, тогда отпала бы необходимость в предпосылке о строго вертикальном перетоке в разделяющих (слабопроницаемых) слоях, что увеличило бы точность результата;

- жидкость рассматривается как легкодеформируемая непрерывная среда. Мельчайшим элементом ее является частица бесконечно малых размеров. Существует два метода исследования динамики жидкости: Эйлера и Лагранжа. При методе Эйлера изучаются линии токов, а при методе Лагранжа - траектории частиц [2]. Нам представляется более предпочтительным метод Лагранжа, однако он имеет множество решений. В связи с этим первоочередной задачей данной проработки было сведение к минимуму количества решений, конкретно к нахождению кривой депрессии. Уже в процессе проработки появилась возможность разделения общего расхода на его составляющие, что при развитии предлагаемого метода, очевидно, будет представлять определенный интерес при изучении динамики солей;

- прежде чем перейти к рассмотрению рекомендуемой основной расчетной зависимости, не лишне упомянуть, что для упрощения здесь принят постулат Форхгеймера о постоянстве напора в вертикальном сечении [3]. Конечно, он вносит некоторый элемент приближенности, однако автор данной работы, как и другие исследователи [1, 3]-[5], считает это вполне допустимым для практических целей.

Предельным состоянием процесса массопередачи является достижение равновесия системы. В условиях изолированной от внешней среды системы процесс фильтрации происходил бы до исчезновения векторного поля, т.е. движение прекратилось бы при достижении напором во всех точках некоторой средневзвешенной величины. В условиях постоянного отвода дренажных вод за пределы системы величина напора стремится принять минимальное (нулевое) значение, которое мы имеем в дрене. Рассматривая с таких позиций схему стационарной плоской фильтрации, целесообразно проводить сравнение напоров в конкретных сечениях и в дрене (рис.2). Разность напоров всегда будет равна напору в сечении h_x .

Гидравлический градиент в сечении зависит от напора в нем и расчетного (средневзвешенного) расстояния z_p . Это расстояние определялось нами как средняя взвешенная степенная величина при показателе степени, равном 1; частное значение z_i , равное наикратчайшему пути до стока, определено через одинаковые промежутки d по теореме Пифагора (рис.2). Такой подход к решению при бесконеч-

ном множестве сечений дает бесконечное множество решений.

Запишем формулу Дарси (2) в несколько ином виде, заменив расстояние до сечения по горизонтали его средневзвешенной величиной:

$$q = K \frac{h_x}{z_p} m = K h_x \frac{m}{z_p} \quad (5)$$

Величина $\frac{m}{z_p}$ является функцией значения $\frac{m}{x}$, причем каждому значению $\frac{m}{x}$ соответствует строго определенное значение $\frac{m}{z_p}$. Функция $j\left(\frac{m}{x}\right)$, учитывающая местоположение кровли и подошвы слоя относительно дрены, протабулирована в интервале $0 \leq \frac{m}{x} \leq 100$, соответственно изменяется от 0 до 1,998848 и при $\frac{m}{x} \rightarrow \infty$, т.е. при $x \rightarrow 0$ стремится к $\frac{m}{0,5m} = 2$. Здесь она приводится частично в виде графика на рис.3. Для расчетов оценочного плана (не аналитических) в интервале $0 \leq \frac{m}{x} \leq 0,71$ с занижением значения j до 1% применима формула:

$$j\left(\frac{m}{x}\right) = \sin\left(\frac{m}{x}\right)^{\text{радиан}} \quad (6)$$

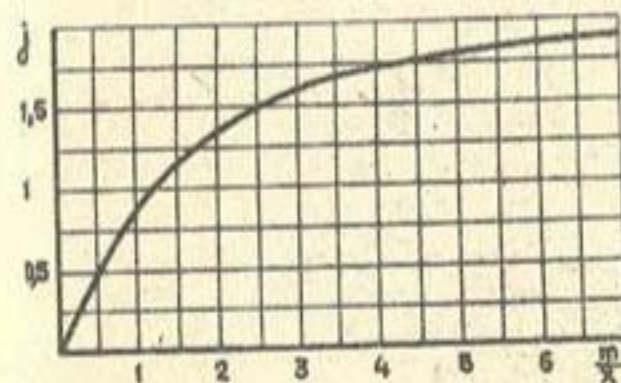


Рис.3. График зависимости функции j от $\frac{m}{x}$

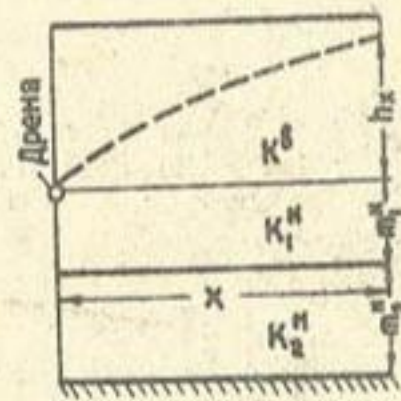


Рис.4. Схема расчета удельного расхода потока подземных вод

Таким образом, основная зависимость принимает вид:

$$q = K h_x j\left(\frac{m}{x}\right) = K h_x j \quad (7)$$

В общем виде она выглядит так:

$$q = h_x \left\{ K^0 j\left(\frac{h_x}{x}\right) + K_1^H j\left(\frac{m_1^H}{x}\right) + K_2^H \left[j\left(\frac{m_1^H + m_2^H}{x}\right) - j\left(\frac{m_1^H}{x}\right) \right] + \dots + K_n^H \left[j\left(\frac{m_1^H + m_2^H + \dots + m_n^H}{x}\right) - j\left(\frac{m_1^H + m_2^H + \dots + m_{n-1}^H}{x}\right) \right] \right\} \quad (7a)$$

Пример применения функции j при следующих исходных данных:

$K_1'' = K^8 = 1$ м/сут; $K_2'' = 10$ м/сут; $m_1'' = 1,5$ м; $m_2'' = 2$ м; $h_x = 2,5$ м;
 $X = 10$ м (рис.4) приводится ниже:

$$q = h_x \left\{ K_1 j \left(\frac{h_1}{x} \right) + K_1'' j \left(\frac{m_1''}{x} \right) + K_2'' \left[j \left(\frac{m_1'' + m_2''}{x} \right) - j \left(\frac{m_1''}{x} \right) \right] \right\} =$$

$$= 2,5 M \left\{ 1 \cdot j \left(\frac{2,5}{10} \right) + 1 \cdot j \left(\frac{1,5}{10} \right) + 10 \left[j \left(\frac{3,5}{10} \right) - j \left(\frac{1,5}{10} \right) \right] \right\} =$$

$$= 2,5 \{ 1 \cdot 0,2473965 + 1 \cdot 0,1494231 + 10 [0,34302505 - 0,1494231] \} =$$

$$= 2,5 \cdot 2,3328386 = 5,932097 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Обратная задача, т.е. определение h_x по известному удельному расходу потока, решается методом подбора и поэтому более трудоемкая.

Рассмотрим применение предлагаемого метода анализе на некоторых конкретных примерах:

- работа совершенной приканальной дрены на горизонтальном водоупоре;
- работа совершенной дрены при прямом уклоне водопроницающего слоя;
- работа дрены при изменяющейся водопроницаемости;
- фильтрация в основании плотины с плоским фундаментом.

Работа совершенной приказальной дрены на горизонтальном водопоре отражена на рис.5 и в табл. I и 2.

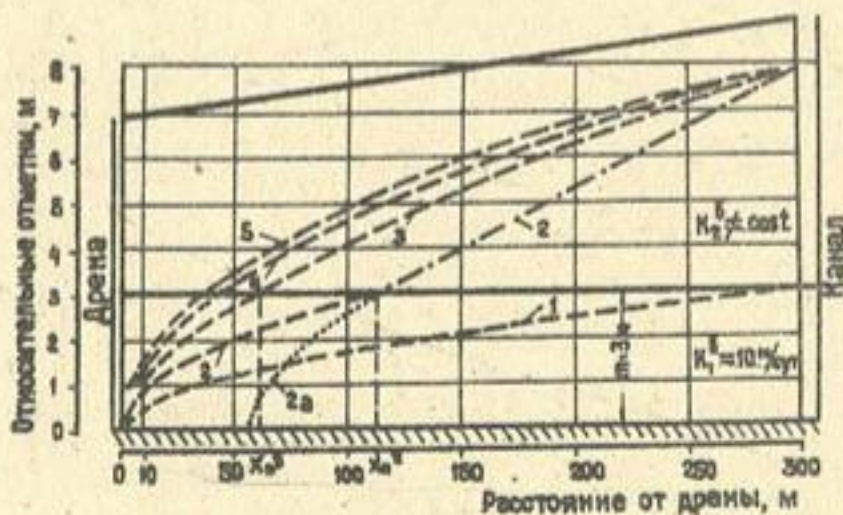


Рис.5. Схема работы совершенной приканальной дрены на горизонтальном водоупоре

Случай I рассматривает безнапорную фильтрацию в одном слое (кривая I и табл. I). Расчет проводится в такой последовательности. По известному уровню грунтовых вод в одном из сечений (в нашем случае это урез воды в канале) вычисляется удельный расход потока:

$$q_{300} = K h_{300} j \left(\frac{h_{300}}{300} \right) = 10 \cdot 3 \cdot j(0,01) = 0,299994 \text{ МВ/см}^2$$

Таблице I,

Исходные и расчетные данные по некоторым сечениям (рис.5, случай I)

x	300	200	100	50	10	5	1	0
h_x	3	2,44953	1,73209	1,22481	0,547835	0,387514	0,1736304	0,01499997
$f\left(\frac{h_x}{x}\right)$	0,0099998	0,0122471	0,0173199	0,0244934	0,0547604	0,0774151	0,1727775	2
q_x	0,2999994	0,2999994	0,2999994	0,2999994	0,2999994	0,2999994	0,2999994	0,2999994
q_x по формуле (3)	0,14999		0,149997		0,149956		0,149613	
		0,150003		0,150005		0,150025		
q_x по формуле (9a)	0,3	0,30001	0,300014	0,300032	0,300123	0,300334	0,300475	

Таблица 2

Исходные и расчетные данные по некоторым сечениям (рис. 5, случай 2)

$$\kappa_2^6 = 0 \text{ м/сут}, \quad h_{300} = 8 \text{ м}$$

x	300	200	112,488	75	50	10	5	I	0
h_x	8	5,33345	3	2,4497	2,00024	0,895054	0,633373	0,285023	0,0399992
m	3	3	3	2,4497	2,00024	0,895054	0,633373	0,285023	0,0399992
$j(\frac{m}{x})$	0,0099998	0,0149994	0,0266666	0,0326565	0,0399944	0,08937819	0,1263061	0,280673	2
q_x	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984	0,799984
$q_x \text{ no}(2)$		0,799965							
$q_x \text{ no}(3)$		0,799929							
			0,399992		0,3999798		0,3999603		0,398191
$q_x \text{ no}(4)$	0,8	0,800017	0,800086	0,400014					
$q_x \text{ no}(5)$			0,800086	0,800137	0,800192	0,801123	0,802323	0,812381	

По найденному расходу методом подбора с использованием функции j (по таблице) определяются ординаты кривой депрессии в любом сечении по формуле (7) и высота высачивания h_0 по формуле

$$h_0 = \frac{q}{2K} \quad (8)$$

Несколько забежав вперед, скажем, что в данном методе:

- в случае несовершенной дрены без подпора в ней

$$h_0 = \frac{q}{2(K^B + K^H)} \quad (8a)$$

где K^B - коэффициент фильтрации грунта, расположенного выше расчетной точки; K^H - то же, ниже расчетной точки;

- в случае дрены с наполнением (m) $h_0 = 0$. Высота высачивания является величиной расчетной, меньшей, чем наблюдаемая в натуре. Причем разница возрастает с увеличением капиллярных свойств грунта и с уменьшением угла заложения откоса дрены.

Как показал анализ результатов расчета (табл. I), полученная кривая депрессии хорошо согласуется с параболой Дюпюи, за исключением зоны, примыкающей непосредственно к дрене. Связано это с учетом нами и зоны высачивания. Что же касается q_x , то определенный нами вдвое превышает полученный по формуле (3).

Для приближенных расчетов этой схемы фильтрации мы предлагаем упрощенную формулу, увязывающую расход и напор:

$$\text{в общем виде } q_x \approx K \frac{m h_x}{x} \quad (9)$$

$$\text{для безнапорного потока } q_x \approx K \frac{h_x^2}{x} \quad (9a)$$

С л у ч а й 2 рассматривает напорно-безнапорную фильтрацию в двухслойной среде, где верхний слой является водоупором (кривая 2 и табл. 2). Расчет проводится в той же последовательности, но с учетом, что на участке напорной фильтрации $m \neq h_x$:

$$q_{300} = 10 \cdot 8 \cdot j \left(\frac{3}{300} \right) = 0,799984 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Анализ полученных результатов (табл. 2) позволяет сделать следующие выводы:

- при отсутствии подпора в дрене и при мощности водопроницаемого пласта, стремящейся к 0, прямая пьезометрического напора, согласно закону Дарси, должна была бы соединять исходный уровень (в нашем случае урез воды в канале) с точкой-стоком. В предлагаемом

методе линия пьезометрического напора направлена с общей тенденцией выхода в верхнюю точку зоны высачивания. Наличие пласта определенной мощности приводит к тому, что от точки x_n^2 до дрены поток носит безнапорный характер. Величина x_n^2 находится подбором по формуле (7) или приближенно по формуле (9a) при $h_x = m = 3 \text{ м.}$

- ординаты, полученные на участке напорного потока, согласуются с формулой (2). На участке безнапорного потока полученная нами кривая согласуется с формулой (4), однако расход, рассчитанный по этой кривой по формуле (3), вдвое меньше. На контакте напорного и безнапорного потоков наблюдается точка перегиба на линии уровней;

- если формула (3) справедлива, получаем кривую 2a, однако точка перегиба при этом отсутствует и парабола заканчивается не в дрене, а в точке с координатами $h_0 = 0$ и $x_0 = 0,5 x_n^2$.

С л у ч а й 3 (кривая 3) рассматривает безнапорную фильтрацию в двухслойной среде, где верхний слой является также водопроницаемым с $K_2^0 = 5 \text{ м/сут.}$ Расход потока грунтовых вод рассчитан, как сумма расходов по каждому из слоев:

$$q_{300} = 10 \cdot 8 \cdot j(0,01) + 5 \cdot 8 \left[j \left(\frac{3}{300} \right) - j \left(\frac{3}{300} \right) \right] = 1,46666 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Точка пересечения кривой УГВ с границей слоев здесь является и точкой перегиба кривой, однако перегиб менее выражен по сравнению с кривой 2 в связи с небольшим различием в фильтрационных свойствах пород, лежащих слоев. Расстояние до точки перегиба должно удовлетворять условию: $1,46666 = 10 \cdot 3 \cdot j \left(\frac{3}{x_n^3} \right)$, откуда $x_n^3 = 61,341 \text{ м.}$

С л у ч а й 4 (кривая 4) рассматривает фильтрацию в однослойной среде ($K_1 = K_2 = 10 \text{ м/сут.}$). Удельный расход при этом составит $q_{300} = 10 \cdot 8 \cdot j \left(\frac{3}{300} \right) = 2,13304 \text{ м}^2/\text{сут.}$ Точка перегиба здесь отсутствует.

С л у ч а й 5 (кривая 5) рассматривает схему, аналогичную предыдущей, но с учетом равномерной инфильтрации $W = 0,0015 \text{ м/сут.}$ Расход потока при этом не является константой: начальный расход, как и в предыдущем случае $q_{300} = 2,13304 \text{ м}^2/\text{сут.}$, а приток воды в дрину $q_0 = 2,58304 \text{ м}^2/\text{сут.}$ В связи с изотропностью грунтов и равномерностью нарастания удельного расхода кривая УГВ излома не имеет.

Следует сказать, что для всех рассмотренных случаев исходный удельный расход потока q_{300} , рассчитанный нами по урезу воды в канале, по сути дела, есть величина фильтрационных потерь из канала в одну сторону от него. Вскрытие выемкой канала всей мощности нижнего слоя не является условием обязательным. Трудно предположить,

что при несравненно больших градиентах, действующих в условиях свободной фильтрации, вся свободная емкость под каналом не была бы заполнена до наступления стационарного режима.

Работа совершенной дрены при прямом уклоне водопроводящего слоя ($j_0=0,02$) отражена на рис.6 и в табл.3.

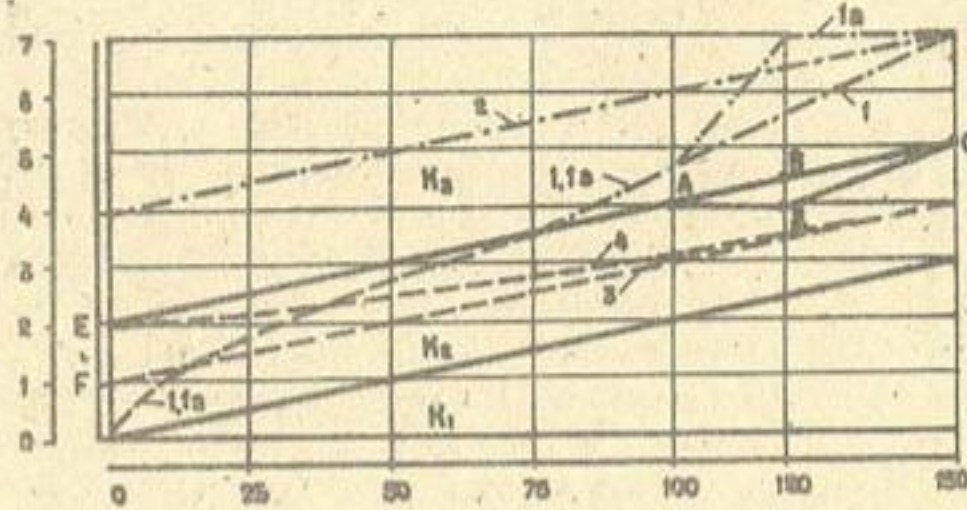


Рис.6. Схема работы совершенной дрены при прямом уклоне водопроводящего слоя

С л у ч а й I (линия I) рассматривает напорно-безнапорную фильтрацию в совершенную дрену без наполнения ($m_0=0$). Уровень подземных вод на расстоянии 150 м от дрены h_{150} равен 7 м, $K_1=K_2=0$, $K_3=10$ м/сут. Удельный расход составит

$$q_{150} = 10 \cdot 7 \left[j \left(\frac{5}{150} \right) - j \left(\frac{3}{150} \right) \right] = 70 [0,0333271 - 0,019994] = 0,932939 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Расстояние x_n до точки перехода напорных вод в безнапорные должно удовлетворять условию:

$$q_{xn} = K h_{xn} \left[j \left(\frac{h_{xn}}{x_n} \right) - j \left(\frac{j_0 x_n}{x_n} \right) \right] K h_{xn} \left[j \left(\frac{h_{xn}}{x_n} \right) - j(j_0) \right] 0,932939 = 10 \cdot h_m \left[j \left(\frac{h_{xn}}{x_n} \right) - j(0,02) \right].$$

Откуда $x_n = 74,978$ м.

Рассмотрим два варианта этого случая. Вариант I. Кровля водопроводящего слоя на участке при $100 \leq x \leq 150$ м расположена прямолинейно по линии ABC. Величина $h_{120} = 5,600049$ м. Прямолинейность линии пьезометрического напора соблюдается (линия I). Вариант 2. Кровля водопроводящего слоя идет с изломом по линии ADC, причем отрезок DC направлен в точку с координатами (0,0). Величина $h_{120} =$

Таблица 3
Исходные и расчетные данные по некоторым сечениям (рис.6, случаи I, Ia, 2, 3 и 4)

x	2	25	50	100	120	150
Относительная отметка подошвы слоя	0,04	0,5	I	2	2,4	3
Относительная отметка кровли слоя	2,04	2,5	3	4	4,4	5
Относительная отметка кровли слоя для случая Ia	2,04	2,5	3	4	4	5
h_x для случая I	0,45453	1,798422	2,71757	4,666772	5,600049	7
h_x для случая Ia	0,45453	1,798422	2,71757	4,666772	5,600049	7
h_x для случая 2	0,039996	0,499963	0,999943	1,999958	2,399976	3
h_x для случая 3	0,039995	0,499965	0,999965	1,999987	2,399988	3
h_x для случая 4	0,013512	0,1964753	0,457411	1,1546899	1,480619	2

Таблица 4
Исходные и расчетные данные по некоторым сечениям (рис.7, случаи I, 2 и 3)

x	40	60	80	100	120
Случай I: $K_1=K_2=K_4=0$; $K_3=10$ м/сут; $q=0,333333$ м ² /сут					
h_x	0,5714285	I	I	2,5	4
$q_x = (K_m)_{cp} \cdot J_{cp}$	0,464284	0,5499999	0,675	0,8744999	
Случай 2: $K_1=K_4=0$; $K_2=K_3=10$ м/сут; $q=0,99996$ м ² /сут					
h_x	I,199994	I,9999587	2,6666311	3,3333111	4
$q_x = (K_m)_{cp} \cdot J_{cp}$	I,2613136	I,000008	I,00002	I,000032	
Случай 3: $K_1=K_4=0$; $K_2=50$ м/сут; $K_3=10$ м/сут; $q=3,6664732$ м ² /сут					
h_x	2,000045	3,1428211	3,5199777	3,793093	4
$q_x = (K_m)_{cp} \cdot J_{cp}$	4,0938352	2,8915292	I,229013	I,0000456	

-6,999569 м. Пьезометрическая линия на участке при $120 \leq x \leq 150$ м - горизонтальная (линия 1а). Здесь наблюдается подпор подземных вод. В случае направленности участка ДС выше нулевой точки в дрене пьезометрическая линия будет иметь некоторый уклон в сторону дрены. В случае направленности этого участка ниже точки отсчета возможно два решения:

- при наличии на расстоянии $x=150$ м границы с постоянным напором (например, канал с постоянным уровнем воды в нем) линия пьезометрического напора будет горизонтальной;

- при отсутствии такой границы, когда рассматриваемая схема является продолжением общего потока подземных вод, подпор будет распространяться выше по потоку. Уклон пьезометрической линии зависит от фильтрационного строения вышерасположенного участка. В этом варианте использование формулы Дарси (2) не оправдано, поскольку пьезометрическая линия отражает любое изменение мощности или уклона водопроводящего слоя.

Два случая, рассмотренные дальше, являются примером равномерной фильтрации.

С л у ч а й 2 (линия 2) рассматривает равномерную напорную фильтрацию при наполнении дрены $m_0=4$ м. В этом случае уровень воды в дрене расположен в водоупорном покровном слое. Расчет проводится так:

- для части сечения, расположенной выше относительной отметки 2 м, расчетное расстояние равно средневзвешенному расстоянию до точки В;

- для части сечения, расположенной ниже отметки 2 м, при расчете вместо функции $j(\frac{m}{x})$ используется величина $\frac{m}{x}$. Находим удельный расход потока:

$$q_{150} = 3 \cdot 10 \left[j\left(\frac{3}{150}\right) - j\left(\frac{1}{150}\right) \right] = 0,399963 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Методом подбора определяем ординату на расстоянии $x=50$ м:

$$q_{50} = 0,399963 = 10 \cdot h_{50} \left[j\left(\frac{1}{50}\right) + \frac{1}{50} \right] = h_{50} \cdot 0,3999857 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Откуда $h_{50} = 0,999943$ м.

В рассмотренном случае уклон линии пьезометрического напора равен уклону пласта постоянной мощности.

С л у ч а й 3 (линия 3) рассматривает равномерную безнапорную фильтрацию при наполнении дрены $m_0=1$ м. Расчет проводится так:

- для части сечения, расположенной выше относительной отмет-

ки 1 м, расчетным является средневзвешенное расстояние до точки В;

- для части сечения, расположенной против зоны наполнения, при расчете вместо функции $j(\frac{m}{x})$ используется величина $\frac{m}{x}$.

Определим удельный расход потока:

$$q_{150} = 10 \cdot 3 \left[j\left(\frac{3}{150}\right) - j\left(\frac{2}{150}\right) \right] = 30 [0,01999857 - 0,01333286] = 0,1999713 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Для примера определим УГВ на расстоянии $x=25$ м из зависимости:

$$q_{25} = 0,1999713 = h_{25} \cdot 10 \left[j\left(\frac{0,5}{25}\right) + \frac{1,5}{25} \right] = h_{25} \cdot 0,7999875 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Откуда $h_{25} = 0,499965$ м.

В рассмотренном случае мощность потока не изменяется и равна наполнению в дрене. Случай по-своему уникален тем, что только при равномерном движении расход потока безнапорных вод может быть определен непосредственно по формуле Дарси (2), установленной по результатам опыта напорной фильтрации.

С л у ч а й 4 (линия 4) также рассматривает безнапорную фильтрацию, но наполнение в дрене здесь ($m_0=2$ м) заведомо превышает исходную мощность потока ($h_{150}=1$ м). В результате расчета, проведенного по аналогии с предыдущим случаем, получаем вогнутую линию УГВ (кривую подпора).

Работа дрены при изменяющейся водопроводимости отражена на рис.7 и в табл.4.

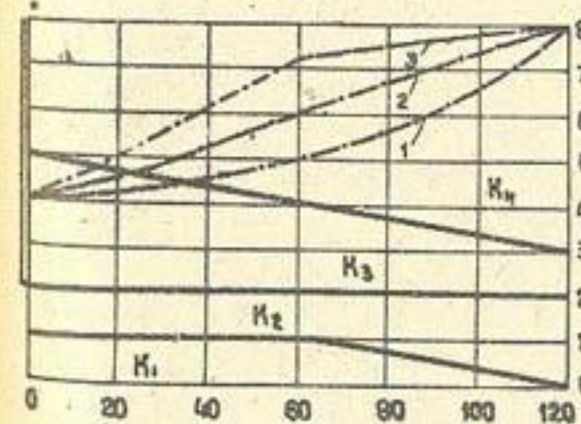


Рис.7. Схема работы дрены при изменяющейся водопроводимости

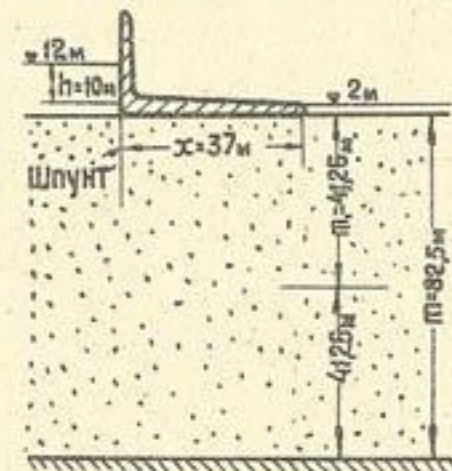


Рис.8. Схема расчета фильтрации в основании плотины

Для всех рассматриваемых здесь случаев $m_0=2$ м, т.е. для части сечений, расположенных в интервале относительных отметок 2-4 м, в расчетах используется непосредственно величина $\frac{m}{x}$. На-

пор на расстоянии $x = 120$ м равен 4 м, $K_1 = K_2 = 0$. Дополнительные исходные данные приведены в табл. 4. Рассмотрим закономерности напорного потока.

Анализ полученных результатов позволяет сделать выводы:

- на участках с постоянной водопроницаемостью (линия 2 при $60 \leq x \leq 120$ м) прямолинейность пьезометрической линии сохраняется. Здесь справедлива несколько видоизмененная формула Дарси (2):

$$q = (Km)_{cp} \cdot J_{cp}, \quad (10)$$

где $(Km)_{cp}$ - средняя водопроницаемость, $\text{м}^2/\text{сут}$; J_{cp} - гидравлический уклон;

- на участках с постепенно уменьшающейся водопроницаемостью наблюдается кривая спада (линия 3 при $60 \leq x \leq 120$ м). Здесь формула (10) приводит к заниженным значениям расхода;

- участки с постепенно увеличивающейся водопроницаемостью характеризуются кривой подпора. Формула (10) приводит к завышенным значениям.

Фильтрация в основании плотины с плоским фундаментом шириной 37 м при напоре 10 м отражена на рис. 8 и в табл. 5.

В практике гидротехнического строительства для выбора наиболее экономичной конструкции плотины, как правило, используется моделирование. Предлагаемый нами метод может быть применен для приближенной оценки расхода в основании плотины, что позволит сократить время такого анализа и увеличить количество рассматриваемых вариантов. Рассмотрим четыре варианта: 1) в основании плотины залегают пески с $K_1 = 10$ м/сут общей мощностью $m_1 = 82,5$ м, подстилаемые водоупорными глинами. Шпунт отсутствует; 2) условия, аналогичные первому варианту, но при наличии шпунта мощностью 21 м. Расход на 1 м длины плотины составит

$$q = 10 \cdot 10 \left[j \left(\frac{82,5}{37} \right) - j \left(\frac{21}{37} \right) \right] = 100 [1,4248705 - 0,5394139] =$$

$= 88,6 \text{ м}^2/\text{сут}$; 3) условия те же, что и в первых двух вариантах, но глубина шпунта 40 м; 4) в основании плотины залегают два пласта равной мощности $m_1 = m_2 = 41,25$ м. Коэффициент фильтрации верхнего пласта $K_1 = 1$ м/сут, нижнего $K_2 = 3,6$ м/сут. Шпунт отсутствует. Расход на 1 м длины плотины равен

$$q = 1 \cdot 10 \cdot j \left(\frac{41,25}{37} \right) + 3,6 \cdot 10 \left[j \left(\frac{82,5}{37} \right) - j \left(\frac{41,25}{37} \right) \right] = 10 \cdot 0,9458121 + 36 \cdot$$

$$\cdot [1,4248705 - 0,9458121] = 26,7 \text{ м}^2/\text{сут}.$$

Для сравнения нами в табл. 5 приводятся результаты, полученные автором этой работы, и данные моделирования методом ЭГДА, помещенные в труде [6].

Таблица 5

Метод	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
Рекомендуемый	142,5	88,6	50	26,7
ЭГДА	70	60	50	9

В заключение считаем нужным сказать следующее: несмотря на небольшое количество рассмотренных здесь примеров, становится очевидным, что предлагаемая зависимость (7) исходя из условий конкретной задачи видоизменяется, а сам метод, в сущности, является разработкой последовательности расчетов. Становится реальной перспективой путем перевода данного алгоритма на язык машины исполнять при таких расчетах ЭВМ, поскольку в этом случае вопрос о сложности и длительности расчета становится несущественным. К сожалению, в связи с ограниченностью объема публикации, нами не рассмотрен вопрос о систематическом горизонтальном дренаже, хотя он и был конечной целью данной проработки. Указанная тема довольно обширна, специфична и требует специального рассмотрения.

Л и т е р а т у р а

1. Лютин Д.Н. Дренаж сельскохозяйственных земель. М., "Колос", 1964.
2. Киселев П.Г. Гидравлика. Основы механики жидкости. М., "Энергия", 1980.
3. Развитие исследований по теории фильтрации в СССР (1917-1967). М., "Наука", 1968.
4. Бэр Я., Заславский Д., Ирмей С. Физико-математические основы фильтрации воды. М., "Мир", 1971.
5. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. М., Госгортехиздат, 1960.
6. Везиоровская М.А., Кравченко И.П., Румянцев С.А. Методы аналогий применительно к фильтрационным расчетам. М., МГУ, 1962.

Ф.В.Серебрянников, канд. техн.
наук, нач. отд.
(Среднегипроводхлопок)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКОНОМИЧЕСКИ ЦЕЛЕСООБРАЗНЫХ СРОКОВ И ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТИ ВВОДА ЗЕМЕЛЬ НОВОГО ОРОШЕНИЯ

Период сельскохозяйственного освоения земель нового орошения охватывает начальную стадию работы гидромелиоративной системы, когда под влиянием орошения идет интенсивный процесс формирования новых водного, солевого, воздушного, теплового и пищевого режимов. В этот период последовательно осуществляется ряд мелиоративных и агротехнических мероприятий по освоению земель нового орошения, направленных на решение главной задачи — гарантированного опреснения почвогрунтов зоны аэрации, в первую очередь активного слоя, и последовательного повышения плодородия почв. Формальным признаком завершения периода освоения можно считать момент достижения плановой урожайности основной сельскохозяйственной культуры.

При всей очевидной ясности сказанного едва ли можно полагать, что понятие "период освоения" определено с достаточной полнотой. Дело в том, что приведенную выше формулировку можно считать приемлемой только по отношению к площадям, ввод которых в сельхозосвоение осуществляется одновременно. Стало быть, на землях, введенных в разное время, период освоения и завершится в разные сроки, даже если эти земли обладают одинаковым потенциальным плодородием и на них реализуются одни и те же агромелиоративные мероприятия. Поэтому под периодом освоения следует понимать промежуток времени от первых мелиоративных мероприятий, предшествующих началу орошения, до получения плановой урожайности на всей территории объекта. Необходимо добавить, что именно для этого промежутка времени надлежит выполнять технико-экономические и оптимизационные расчеты.

Зачастую понятия "период освоения" и "мелиоративный период" отождествляются. На наш взгляд, понятие "мелиоративный период" более общее, так как включает не только сроки достижения плановой урожайности, но и завершения в основном почвообразовательных процессов на фоне стабилизации водного, солевого и других режи-

мов почвогрунтов зоны аэрации. Одновременно обретают устойчивый характер режим орошения, гидрохимический режим грунтовых вод и работа дренажа.

Народнохозяйственная значимость проблемы сокращения сроков достижения проектного уровня производства продукции делает актуальной разработку методов обоснования комплекса инженерно-мелиоративных мероприятий и последовательности их осуществления в период освоения.

С позиций системного анализа [1]—[3] переход от описания качественной стороны проблемы обоснования экономически целесообразных сроков освоения, освещающего содержательный аспект рассматриваемого вопроса, к описанию его количественной стороны связан с разработкой соответствующей математической модели, обладающей следующими характерными особенностями.

Во-первых, моделированию подвергается процесс создания нового района орошаемого земледелия на базе гидромелиоративной системы. Создаваемый район орошения представляет собой элемент водохозяйственной системы (ВХС) речного бассейна [4] и может рассматриваться как водохозяйственный район (ВХР), что определяет его иерархический уровень в рамках Единой водохозяйственной системы страны [5].

Во-вторых, упомянутая выше математическая модель носит оптимизационный характер, так как на ее основе требуется найти оптимальный состав, последовательность осуществления комплекса мелиоративных мероприятий, экономически целесообразные сроки освоения с учетом природных условий объекта орошения и различного рода ограничений на материальные ресурсы, прежде всего водные.

И, наконец, в-третьих, в соответствии с методологией системного анализа на начальной стадии моделирования необходимо выделить функциональные подсистемы модели и установить иерархические уровни, включая фиксацию связей взаимодействия по горизонтали и по вертикали, а также четко определить критерий оптимальности. Таким образом, структурными элементами модели служат блоки, а сочетание нескольких блоков одного уровня образует структурный элемент следующего вышестоящего уровня.

Представление общей задачи оптимизации сроков освоения в виде блоков различного уровня, по сути дела, сводится к выделению ряда взаимосвязанных, но вместе с тем самостоятельных подзадач, решение каждой из которых становится практически осуществимым с

помощью современных ЭВМ.

Различные уровни описываемой оптимизационной модели сгруппированы нами следующим образом:

- по горизонтали блоки первого уровня объединяют различного рода мелиоративные мероприятия, которые предшествуют началу орошения (капитальные промывки, окультуривание земель и т.д.); второго уровня - мелиоративные и агротехнические мероприятия, осуществляемые с начала орошения до получения плановой урожайности в рамках таксономической единицы без привязки к конкретным срокам освоения; третьего уровня - те же мероприятия с учетом сроков и последовательности освоения всей территории создаваемого водохозяйственного района (ВХР);

- по вертикали блоки различного уровня отражают очередные этапы общей оптимизационной задачи.

Решение общей и частных оптимизационных задач включает выполнение инженерно-мелиоративных прогнозов на длительные промежутки времени, с помощью которых, например, определяются в многолетнем разрезе водный и солевой режимы почвогрунтов зоны аэрации, динамика уровня грунтовых вод, дренажного стока и других показателей. Составление таких прогнозов возможно лишь при наличии соответствующих математических моделей, достаточно удовлетворительно описывающих природные процессы. Реализация прогнозных расчетов на основе любой из привлекаемых моделей чаще всего осуществима лишь с помощью ЭВМ.

При решении оптимизационных задач особого внимания требует правильный выбор критерия оптимальности, выраженного в виде целевой функции. Экстремальному значению такой функции соответствует предельно достижимая эффективность моделируемого объекта.

В этой связи заслуживают внимания предложения по выбору плано-проектных вариантов, изложенные в работах [6] и [7]. Несомненными достоинствами выдвинутых предложений являются их прямая связь с теорией оптимального функционирования социалистической экономики [8] и возможность учета всего многообразия факторов, встречающихся в задачах сравнительной эффективности, связанных с обоснованием экономически целесообразных сроков освоения.

Ряд вопросов решения оптимизационных задач, отнесенных нами к блокам первого и второго уровня, был рассмотрен автором данного исследования в работах [9] и [10]. Поэтому наибольший интерес представляет разработка математической модели применительно к

третьему уровню, в рамках которого раскрывается динамика процесса освоения ВХР.

Прежде всего необходимо уточнить некоторые исходные положения.

Считаются известными предельный объем годового водозабора на орошение $Q_{вхр}$, общая орошаемая площадь $W_{вхр}$ нетто и принципиальные решения по организации территории: расположение, нумерация и площади отдельных хозяйств, трассы основных оросительных и водоотводящих каналов. Кроме того, заданы ежегодные объемы валового сбора хлопка $Y_t^{на}$ до выхода объекта на проектное производство сельскохозяйственной продукции, следовательно, регламентирован общий срок освоения $T_{вхр}$. На всей подлежащей освоению территории выделены однородные в отношении природно-хозяйственных условий, исходного и потенциального плодородия почв и требующие однотипных мелиоративных мероприятий участки, отнесенные к конкретным таксономическим единицам τ_i . Для каждой такой таксономической единицы благодаря решению локальных оптимизационных задач установлены состав, объем и стоимость мелиоративных работ для начального этапа освоения, а также показатели:

- локальная продолжительность периода освоения T_{τ} (безотносительно к действительному сроку начала освоения данной части территории объекта);

- сравнительная экономическая эффективность $Z_{\tau t}^*$ для каждого года в пределах локальной продолжительности периода освоения T_{τ} ;

- урожайность $Y_{\tau j t}$ культур основного севооборота на те же промежутки времени;

- размер оросительных норм O_{prt}^n и годовой водоподачи O_{prt}^r на I га;

- контрольные сроки строительства дренажа $t_{др}$ при подъеме УГВ до $h_{\tau t}^{кр}$ (подлежат уточнению в ходе решения описываемой задачи);

- объем дренажного стока с I га орошаемой площади D_{prt}^r .

Определение экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель ведется при следующих главных ограничениях.

Во-первых, ежегодный валовой сбор ведущей сельскохозяйственной культуры Y_t не должен быть меньше планового задания $Y_t^{на}$. Поэтому выбор площадей ω_{gt} под ввод t -го года надлежит определять условием

$$y_t = \sum_{\tau=1}^{T_g} \delta_{\tau t} \omega_{\tau 1} y_{\tau t}^{(1)} + \sum_{\tau=1}^{T_g} \delta_{\tau t} \omega_{\tau 2} y_{\tau(t-1)}^{(2)} + \dots \\ \dots + \sum_{\tau=1}^{T_g} \delta_{\tau(t-1)} \omega_{\tau(t-1)} y_{\tau t}^{(t-1)} + \sum_{\tau=1}^{T_g} \delta_{\tau t} \omega_{\tau t} y_{\tau t}^{(t)} \geq y_t^{pl}, \quad (I)$$

где $\delta_{\tau 1}, \dots, \delta_{\tau t}$ - доля земель, принадлежащих τ -й таксономической единице, в контуре площадей $\omega_{\tau 1}, \dots, \omega_{\tau t}$, введенных соответственно в I-й, ..., t -й годы; $\tau = 1, T_g$, $t = 1, T_g$.

Во-вторых, недопустима такая очередность ввода, при которой на части земель вне контура орошения начнется ухудшение существующего мелиоративного состояния. С этой целью на основании анализа гидрогеологической обстановки и материалов почвенно-мелиоративных исследований в пределах общей площади W_{BXP} выделяется контур первоочередного ввода $W_{BXP}^m \leq W_{BXP}$, $W_{BXP}^m = \sum_{n=1}^m \sum_{k=1}^m \sum_{\tau=1}^{T_g} \omega_{nkc}^m$, где через m обозначен индекс мелиоративного состояния и тем самым присвоен приоритет первого ранга ($n \in n^m$; $k \in k^m$; $\tau \in \tau^m$). В контур земель первоочередного ввода включаются участки (хозяйства), мелиоративное состояние которых может ухудшиться при иной очередности ввода за счет подтопления со стороны гипсометрически выше расположенных земель. Принимается, что площади отдельных хозяйств могут находиться полностью или частично внутри контура первоочередного ввода.

В-третьих, в общий объем ввода очередного t -го года включаются те хозяйства, в которых в $(t-1)$ -м году был начат, но не завершен ввод земель. Это условие преследует цель обеспечить ритмичность ввода земель в границах отдельных хозяйств и тем самым исключить возможность распыления сил и средств освоенческих организаций. Таким землям присваивается приоритет второго ранга.

Решение задачи определения экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель объекта ведется методом динамического программирования [11] и [12]. Для построения соответствующей математической модели в качестве шага принимается год и прямая схема расчета, что вытекает из существа рассматриваемой задачи.

В качестве первой переменной управления принимается $u_t = \omega_{\tau t}$ - объем ввода земель в t -м году, так как тем самым система из состояния W_{t-1} переходит в новое $W_t = W_{t-1} - u_t$. Следовательно, в качестве первого параметра состояния служит площадь W_{t-1} , которую предстоит ввести с t -го шага до истечения общего срока ввода земель T_g . В качестве второго параметра состояния принимается

h_{t-1} - положение УГВ в начале t -го шага, которое под воздействием управления V_t на t -м шаге переходит в новое состояние h_t . Дополнительный параметр состояния принят с целью исключить последствие, обусловленное влиянием орошения на положение УГВ как на уже введенных землях, так и на остальной части территории. Поэтому есть основание считать $V_t = V(W_t)$ и получать значения этого управления на каждом шаге путем решения соответствующей задачи нестационарной плановой фильтрации.

В соответствии с изложенным, исходя из принципа оптимальности Р. Беллмана, функциональное уравнение динамического программирования для рассматриваемой задачи записывается в виде

$$Z_t^*(W_t, h_t) = \max_{\substack{u_t \in W_{t-1} \\ V_t \in \Delta h_t(x, y)}} \{f_t(u_t, V_t) + Z_{t-1}^*(W_{t-1}, h_{t-1})\} \quad (2)$$

Запись $V_t \in \Delta h_t(x, y)$ нуждается в пояснении. Управление V_t представляет собой не что иное, как приращение УГВ на t -м шаге в результате орошения площадей, введенных в ходе освоения, причем положение УГВ на начало шага $h_{t-1}(x, y)$ считается известным. Поэтому можно формально записать $\Delta h = h(W_{BXP} - W_{t-1}; \omega_{\tau t})$ и, решая задачу плановой фильтрации, искать положение УГВ на конец шага $h_t(x, y)$ для различных вариантов ввода на t -м шаге.

Для первого шага ($t=1$) это уравнение принимает вид:

$$Z_1^*(w_1, h_1) = \max_{\substack{u_1 \in W_{BXP} \\ V_1 \in \Delta h_1(x, y)}} \{f_1(u_1, V_1)\} \quad (3)$$

Для второго шага ($t=2$) уравнение (2) запишется следующим образом:

$$Z_2^*(w_2, h_2) = \max_{\substack{u_2 \in W_1 \\ V_2 \in \Delta h_2(x, y)}} \{f_2(u_2, V_2) + Z_1^*(w_1, h_1)\} \quad (4)$$

С помощью уравнений (3) и (4) производится выбор условных максимумов $Z_1^*(w_1, h_1)$ и $Z_2^*(w_2, h_2)$ на I-м и 2-м шагах этапа условной оптимизации. Аналогичным образом находятся условные максимумы и на последующих шагах, включая конечный, когда $t = T_g$.

Для определения максимального значения показателя сравнительной экономической эффективности пользуются выражением, кото-

рое вытекает из уравнения (2) при $t = T_0$:

$$Z_{max} = \max_{\substack{u_t \in \Omega_T \\ h_t \in H_T}} \{Z_T^*(w_t, h_t)\}, \quad (5)$$

где Ω_T — множество возможных конечных состояний, соответствующее набору вариантов ввода площадей на последнем шаге; H_T — то же в отношении положения УТВ в конце последнего шага (индекс δ при T опущен для упрощения записи).

С выбора Z_{max} начинается этап безусловной оптимизации с последующим определением всей совокупности оптимальных управлений $u_t^*(w_t^*), v_t^*(w_t^*), t = \overline{1, T_0}$.

В уравнении (2) член $f_t(u_t, v_t)$ — показатель сравнительной экономической эффективности — заслуживает особого рассмотрения. Его значение на t -м шаге зависит от принятых управлений u_t, v_t и ситуации, которая сложилась на том же шаге на ранее введенных площадях. Определение этого показателя на t -м шаге производится по формуле

$$f_t(w_{t-1}, u_t, v_t) = \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau 1} \omega_{\delta 1} Z_{\tau t}^{*(1)} \beta_t + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau 2} \omega_{\delta 2} Z_{\tau(t-1)}^{*(2)} \beta_t + \dots + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau(t-1)} \omega_{\delta(t-1)} Z_{\tau 2}^{*(t-1)} \beta_t + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau t} \omega_{\delta t} Z_{\tau 1}^{*(t)} \beta_t, \quad (6)$$

где $Z_{\tau 1}^{*(1)}, \dots, Z_{\tau t}^{*(t)}$ — показатели сравнительной экономической эффективности для τ -й таксономической единицы с учетом времени ввода земель с 1 -го по t -й годы; $\omega_{\delta 1}, \dots, \omega_{\delta t}$ — конкретные площади, принятые к рассмотрению на этапе условной оптимизации в результате решения функционального уравнения (2) на максимум.

В результате решения оптимизационной задачи методом динамического программирования устанавливаются общий срок ввода земель объекта T_0 и ежегодные объемы ввода с указанием площадей. Другими искомыми показателями являются ежегодные объемы водозабора и дренажного стока, которые для промежутка времени $t = \overline{1, T_0}$ находятся по формуле

$$X_t = \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau 1} \omega_{\delta 1} X_{\tau t}^{(1)} + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau 2} \omega_{\delta 2} X_{\tau(t-1)}^{(2)} + \dots + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau(t-1)} \omega_{\delta(t-1)} X_{\tau 2}^{(t-1)} + \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau t} \omega_{\delta t} X_{\tau 1}^{(t)},$$

а для периода $t = \overline{T_0+1, T_{вхр}}$ по формуле

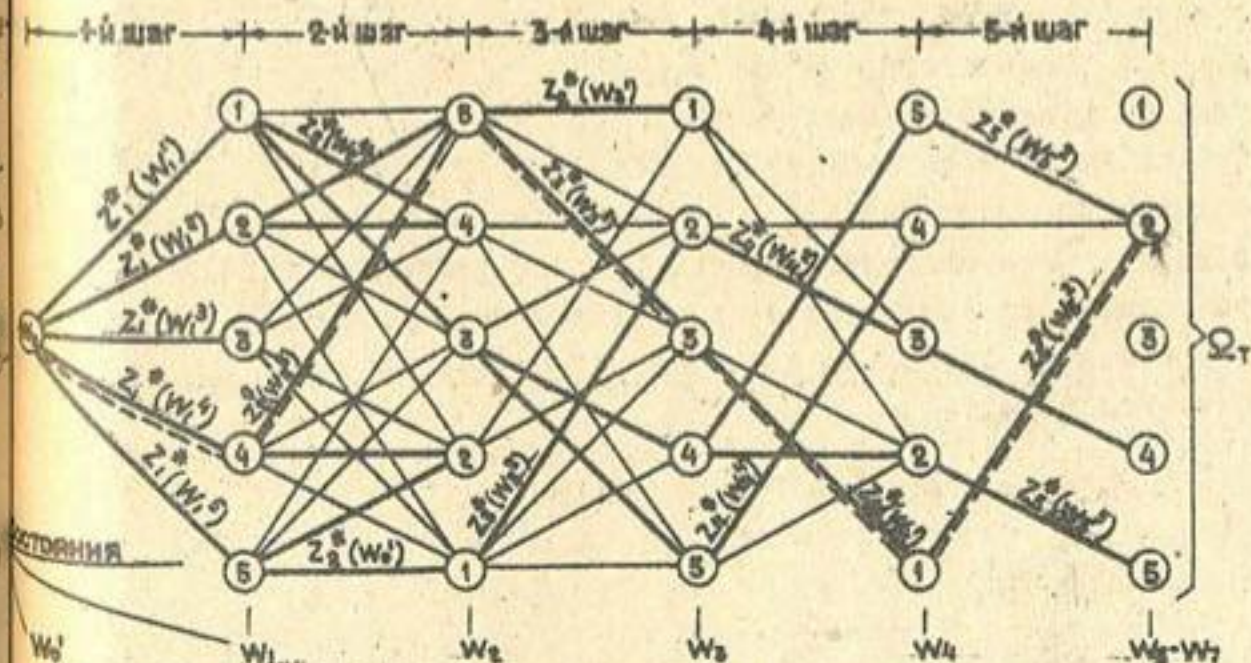
$$X_T = \sum_{t=T_0+1}^{T_{вхр}} \sum_{\tau=1}^{T_0} \delta_{\tau t} \omega_{\delta t} X_{\tau(T-t+1)}^{(t)},$$

где через $X_{\tau(t-1)}^{(2)}$ записано значение какого-либо из искоемых показателей в t -м году при условии, что земли, отнесенные к τ -й таксономической единице, начали орошаться на второй год освоения, t — время ввода данной площади $\omega_{\delta t}$, а через T обозначено текущее время с момента завершения ввода земель до получения планового объема валовой продукции.

Одним из важнейших результатов решения оптимизационной задачи является установление сроков строительства дренажа. Заметим, что попытки определить сроки его строительства вне связи с общим освоением объекта, на наш взгляд, заранее можно отнести к бесперспективным занятиям.

Не менее важна возможность уточнения сроков строительства внутри- и межхозяйственной оросительной и водоотводящей сети в зависимости от данных о вводе земель. Тем самым уточняется план капитальных вложений в водохозяйственное и сельское строительство, а также в освоение мелиорируемых земель.

В заключение представляется уместным на условном примере показать преимущества метода динамического программирования, позволяющего заранее исключить из рассмотрения заведомо неоптимальные варианты. Для наглядности принимается ряд допущений, а именно: освоению подлежат земли пяти хлопководческих хозяйств равной площади, орошение любого из них не сказывается на мелиоративном состоянии других, в том числе и не охваченных орошением в данный пе-



Граф ветвления вариантов ввода хозяйств для условного периода, когда в течение пяти лет вводится по одному хозяйству

риод, площади ежегодного ввода считаются постоянными и равными площади отдельного хозяйства, при этом обеспечиваются предусмотренные планом показатели ежегодного валового сбора хлопка. С учетом сказанного на рисунке схематически изображен возможный ход расчетов; сплошной толстой линией отмечены гипотетические варианты ввода земель, полученные методом динамического программирования на этапе условной оптимизации. Общее количество вариантов, рассмотренных на всех этапах, в данном частном случае определяется по формуле $NB = n + \frac{n^2}{2}(n-1)$, где n — общее число хозяйств, подлежащих вводу (по условию ежегодно вводится одно хозяйство). При $n=5$ в ходе целенаправленного перебора $NB=55$. При полном переборе $NB = n[(n-1) + (n-1)(n-2) + (n-1)(n-2)(n-3) + \dots + (n-1)!]$, следовательно $NB=320$, если $n=5$. С ростом числа вариантов выигрыш от целенаправленного перебора их становится все значительней. Так, например, при $n=10$ полный перебор потребует рассмотрения 9864090 вариантов, в то время как при использовании метода динамического программирования — всего 460.

Итак, рассмотренная выше математическая модель задачи определения экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель может быть, на наш взгляд, с успехом использована при обосновании проектных решений, в первую очередь при составлении перспективных планов развития и размещения мелиорации и водного хозяйства. Кроме существенного сокращения объема вычислительных работ в каждом отдельном случае и возможности подготовки для просмотра достаточно большого числа альтернативных решений при изменении исходных данных, одним из главных достоинств описанной модели является возможность учета роли мелиораций как ведущего фактора в достижении проектной мощности объектов освоения.

Л и т е р а т у р а

1. Математика и кибернетика в экономике. Словарь-справочник. М., "Экономика", 1975.
2. Гальперин И.М., Душин-Барковский Л.В. Применение системного анализа в мелиорации и водном хозяйстве. — "Тидротехника и мелиорация", 1975, № 7.
3. Применение системного анализа в ирригации и дренаже. — "Наука", 1976.

4. Бастанджогло А.А. и др. Методические основы разработки единой водохозяйственной системы страны. — "Водные ресурсы", 1979, № 6.
5. Воропаев Г.В. Единая водохозяйственная система страны. — "Водные ресурсы", 1976, № 6.
6. Воропаев Г.В. и др. Основные принципы экономического сопоставления планово-проектных вариантов в мелиорации и водном хозяйстве и формирование критерия выбора. — "Водные ресурсы", 1980, № 2.
7. Балаев Л.Г., Кошовец Б.И., Рейнин В.Е. Оптимизация изысканий и исследований в мелиорации и водном хозяйстве. — Сб. науч. тр. "Союзводпроект", № 52, М., 1979.
8. Федоренко Н.П. Оптимизация экономики. М., "Наука", 1977.
9. Серебrenников Ф.В. Обоснование эффективности проектных решений. — "Хлопководство", 1980, № 1.
10. Серебrenников Ф.В. Вопросы оптимизации периода освоения мелиоративных систем. — Тр. МГМИ, вып. 73, 1981.
11. Вентцель Е.С. Исследование операций. М., "Советское радио", 1972.
12. Беллман Р., Дрейфус С. Прикладные задачи динамического программирования. М., "Наука", 1965.

УДК 551.482.2

С.К.Манаков, нач.отд.
(Среднегипроводхлопок)

ПОПЯТНЫЙ РАЗМЫВ РУСЛА

ПРИ НЕРАВНОМЕРНОМ СНИЖЕНИИ УРОВНЯ ВОДЫ

Попятный размыв имеет место при промыве верхних бьефов гидротехнических сооружений или отстойников и при разработке карьеров в руслах рек. В естественных условиях он наблюдается при оврагообразовании, размыве русла реки в дельте при снижении уровня моря и т.д. Вызвано это явление резким снижением уровней воды в водотоке.

В результате попятного размыва русла происходит разрушение береговых переходов и дамб или нарушение водозабора из-за сни-

жения уровня воды. Затраты на борьбу с попятной эрозией значительные. Вот почему при проектировании гидротехнических сооружений на реках необходимо учитывать возможность образования попятного размыва, его величину и интенсивность во времени.

Попятный размыв при промыве верхних бьефов гидроузлов или отстойников происходит в результате одноразового резкого снижения уровня воды до определенной отметки. Он довольно хорошо изучен и может быть рассчитан по ряду зависимостей.

Попятный размыв, образующийся на карьерных разработках при неравномерном снижении уровня воды или в дельте реки при снижении уровня моря, изучен недостаточно.

В данной работе изложена методика расчета попятного размыва при неравномерном снижении уровня воды. Но ввиду того, что она базируется на основных положениях методики попятного размыва при одноразовом снижении уровня воды, представляется необходимым предварительно рассмотреть последнюю.

Попятный размыв при одноразовом снижении уровня воды

Схема попятного размыва при промыве верхних бьефов гидроузлов показана на рис. I. Теоретически размыв русла при снижении уровня в реке должен развиваться по некоторой кривой, для упрощения расчетов принимается, что размыв происходит по прямой со средним уклоном

$$J_p = J_{cp}.$$

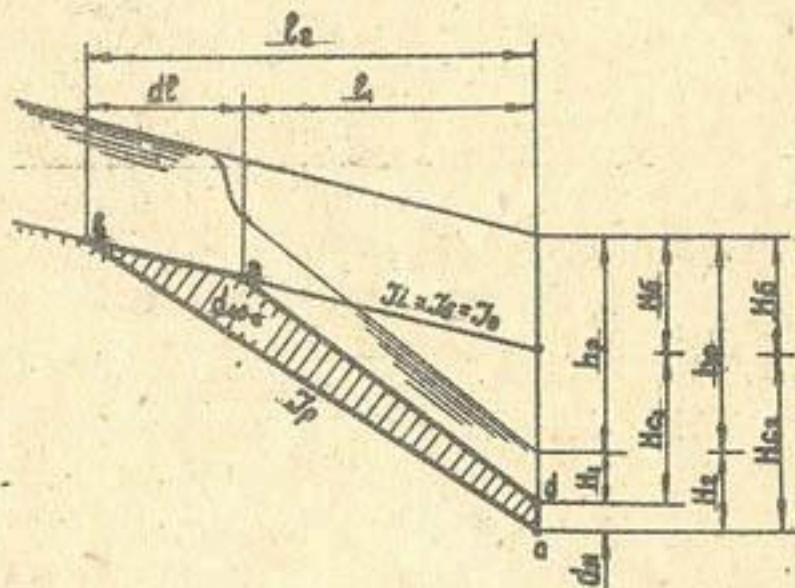


Рис. I. Схема попятного размыва при одноразовом снижении уровня воды

Согласно схеме размыва (рис. I) за отрезок времени dt поток размывает массу наносов dP (кг):

$$dP = d\omega_p \cdot B_p \cdot \gamma_n, \quad (1)$$

где $d\omega_p$ — площадь призммы размыва, m^2 ; B_p — ширина русла при размыве, m ; γ_n — объемная масса наносов, $кг/м^3$.

За этот же отрезок времени dt поток в состоянии транспортировать какое-то количество наносов dG (кг):

$$dG = \sigma_n \cdot dt, \quad (2)$$

где σ_n — транспортирующая способность потока в секунду (кг/с).

Так как поток наряду с перемещением размываемых наносов σ_p должен транспортировать и их бытовой сток $\sigma_{быт}$,

$$\sigma_n \cdot dt = (\sigma_p + \sigma_{быт}) \cdot dt. \quad (3)$$

Тогда масса смываемых наносов (кг) составит:

$$\sigma_p \cdot dt = (\sigma_n - \sigma_{быт}) dt = dG_p. \quad (4)$$

При балансе наносов

$$d\omega_p \cdot B_p \cdot \gamma_n = (\sigma_n - \sigma_{быт}) \cdot dt, \quad (5)$$

или

$$dt = \frac{d\omega_c \cdot B_p \cdot \gamma_n}{\sigma_n - \sigma_{быт}}. \quad (6)$$

В дальнейшем задача сводится к определению переменных $d\omega_p$, B_p и σ_n , которые в основном зависят от уклона J_p , изменяющегося при размыве.

Элементарная площадь размыва $d\omega_p$ при $H_{c1} = H_{c2} = h_p$, согласно рис. I составит:

$$d\omega_c = 0,5 h_p (l_2 - l_1) = 0,5 h_c \cdot dl. \quad (7)$$

B_p и σ_n зависят, как сказано ранее, от уклона водной поверхности при размыве и их можно принять равными

$$B_p = B_A \left(\frac{J_A}{J_p} \right)^\alpha \quad (8)$$

$$\sigma_n = \sigma_A \left(\frac{J_p}{J_A} \right)^2, \quad (9)$$

где B_A , σ_A — устойчивая ширина и расход влекомых наносов при устойчивом уклоне J_A , расчетном расходе Q_p и крупности отложений D .

После подстановки в зависимость (6) величин (7), (8) и (9)

$$dt = \frac{0,5 h_p \cdot dl \cdot B_d \cdot \left(\frac{J_d}{J_p}\right)^\alpha \cdot J_H}{\sigma_d \left(\frac{J_p}{J_d}\right)^2 - \sigma_d \left(\frac{J_{\text{бит}}}{J_d}\right)^2} \quad (10)$$

В то же время

$$J_{p_2} = J_l + \frac{h_p}{\ell_2} = J_l \left(1 + \frac{h_p}{J_l \ell_2}\right) \quad (11)$$

Принимая

$$\eta = \frac{J_l \ell_2}{h_p}, \quad d\eta = \frac{J_l dl}{h_p} \quad (12)$$

$$\text{и} \quad dl = d\eta \frac{h_p}{J_l} \quad (13)$$

находим

$$J_{p_2} = J_l \left(1 + \frac{1}{\eta}\right) = \frac{J_l}{\eta} (\eta + 1) \quad (14)$$

При подстановке величин (13) и (14) в выражение (10)

$$dt = \frac{0,5 h_p \cdot B_d \cdot J_d^{\alpha+2} \cdot d\eta \cdot \frac{h_p}{J_l}}{\sigma_d \cdot \left[\frac{J_l}{\eta} \cdot (\eta + 1)\right]^\alpha \cdot \left\{\left[\frac{J_l}{\eta} (\eta + 1)\right]^2 - J_{\text{бит}}^2\right\}} \quad (15)$$

или, преобразуя (15), получим:

$$dt = \frac{0,5 h_p^2 \cdot B_d \cdot J_d^{\alpha+2}}{\sigma_d \cdot J_l^{1+\alpha+2}} \cdot \frac{\eta^{\alpha+2} \cdot d\eta}{(\eta + 1)^\alpha \left[(\eta + 1)^2 - \eta^2 \left(\frac{J_{\text{бит}}}{J_l}\right)^2\right]} \quad (15')$$

После интегрирования выражения (15')

$$t = \frac{0,5 h_p^2 \cdot B_d \cdot J_d^{\alpha+2}}{\sigma_d \cdot J_l^{1+\alpha+2}} \cdot \int_0^\eta \frac{\eta^{\alpha+2} \cdot d\eta}{(\eta + 1)^\alpha \left[(\eta + 1)^2 - \eta^2 \left(\frac{J_{\text{бит}}}{J_l}\right)^2\right]} \quad (16)$$

Если обозначить интеграл

$$\int_0^\eta \frac{\eta^{\alpha+2} \cdot d\eta}{(\eta + 1)^\alpha \left[(\eta + 1)^2 - \eta^2 \left(\frac{J_{\text{бит}}}{J_l}\right)^2\right]} = S, \quad (17)$$

то время размыва определится из зависимости:

$$t = \frac{0,5 h_p^2 \cdot B_d \cdot J_d^{\alpha+2}}{\sigma_d \cdot J_l^{1+\alpha+2}} \cdot S, \text{ с.} \quad (18)$$

α и λ находят из совместного решения нижеприведенных формул гидравлики и любой из формул для вычисления расхода влекомых наносов. Формулы гидравлики:

Скорость потока - по формуле Шези при $R=H$

$$V_1 = C_1 \sqrt{R_1 J_1} = \frac{J}{n} \cdot H_1^{\frac{1}{2}} \cdot J_1^{\frac{1}{2}}; \quad V_2 = \frac{J}{n} \cdot H_2^{\frac{1}{2}} \cdot J_2^{\frac{1}{2}}.$$

Условие неразрывности потока

$$Q = B_1 H_1 V_1 = B_2 H_2 V_2.$$

Величина устойчивой ширины русла B_y определяется по любой из известных зависимостей:

$$\text{Лассея: } B_y = 4,85 Q^{0,5};$$

$$\text{С.Т.Алтунина: } B_y = \frac{K}{\sqrt{V_\phi}} \left(\frac{Q}{J}\right)^y \quad y = \frac{J}{5} + \frac{J}{6};$$

$$\text{Ф.Ш.Мухамеджанова: } B_y = \frac{K}{\sqrt{V_\phi}} \cdot \frac{Q^{0,5}}{J^{1/6}};$$

$$\text{С.И.Рыбкина: } B_y = 6,75 Q^{0,57} K^{0,13} J^{-0,01}.$$

Расход влекомых наносов - по зависимости В.Н.Гончарова:

$$\sigma_1 = 1,2 (J + \varphi) \frac{d_H}{H_1} \cdot \left(\frac{V_1}{V_H}\right)^{3,33} \cdot Q.$$

В табл. I приведены результаты подсчета показателей степеней.

Таблица I

Степенные показатели

Формула для определения B_y	α	β	γ	λ
	в формуле $\frac{B_1}{B_2} = \left(\frac{J_2}{J_1}\right)^\alpha$	в формуле $\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{J_2}{J_1}\right)^\beta$	в формуле $\frac{V_1}{V_2} = \left(\frac{J_2}{J_1}\right)^\gamma$	в формуле $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{J_1}{J_2}\right)^\lambda$
Лассея	0	0,3	0,3	1,455
С.Т.Алтунина (при $y = \frac{1}{6}$)	0,2	0,18	0,38	1,5
Ф.Ш.Мухамеджанова	0,15	0,21	0,36	1,52
С.И.Рыбкина	0,07	0,26	0,33	1,5
Принятые степенные показатели	0,15	0,21	0,36	1,5

С учетом принятых степенных показателей $\alpha=0,15$ и $\lambda=1,5$ выражение (16) будет иметь вид:

$$t = \frac{0,5 h_p^2 \cdot B_A \cdot J_A^{1,65} \cdot \gamma_H}{\sigma_A \cdot J_L^{2,65}} \cdot S, \quad (19)$$

где

$$S = \int_0^{\eta} \frac{\eta^{1,65} \cdot d\eta}{(\eta+1)^{0,15} \left[(\eta+1)^{1,5} - \eta^{1,5} \left(\frac{J_L}{J_A} \right)^{1,5} \right]}. \quad (20)$$

Выражение (20) не интегрируется, и оно находится путем последовательного суммирования элементарных величин dS_i .

В результате суммирования

$$S_i = f \sum_{\eta_0}^{\eta_i} dS = f \left(\eta_i; \frac{J_L}{J_A} \right).$$

По этим данным строят интегральную кривую (рис.2).

Считаем необходимым отметить, что подобная схема попятного размытия рассматривалась в работах Ф.Ш.Мухамеджанова [1] и Н.В.Рапопорт [2]. Но Ф.Ш.Мухамеджанов при выводе формул расчета попятного размытия при промыве верхних бьефов гидроузлов принимал $J_L = 0$, а Н.В.Рапопорт при выводе формул расчета попятного размытия в естественных руслах принимал $B_1:B_2=1$, т.е. $\alpha=0$, и $H_1:H_2=1$, т.е. $\beta=0$; для определения расхода влекомых наносов принималась формула Е.И.Егизарова. Н.В.Рапопорт ввела некоторые ограничения: она считает, что размытие может происходить только при расходах, равных руслоформирующим, т.е. при $J_A=J_L$, $B_A=B_L$, $\sigma_A=\sigma_L$. Это неверно: размытие может происходить и при расходах, меньших руслоформирующих. Кроме этого, Н.В.Рапопорт приняла $\eta_p = \frac{J_p}{J_0}$, а Ф.Ш.Мухамеджанов $\eta_m = \frac{J_p \cdot \epsilon}{h_p}$. В данной работе приняты η_m по Ф.Ш.Мухамеджанову.

Зависимость между этими двумя величинами может быть представлена в виде

$$\eta_p = 1 + \frac{1}{\eta_m}, \quad \text{а} \quad \eta_m = \frac{1}{\eta_p - 1}.$$

Исходя из изложенного, можно считать положения Ф.Ш.Мухамеджанова и Н.В.Рапопорт частными случаями решения общей задачи расчета попятного размытия при однократном снижении уровня воды.

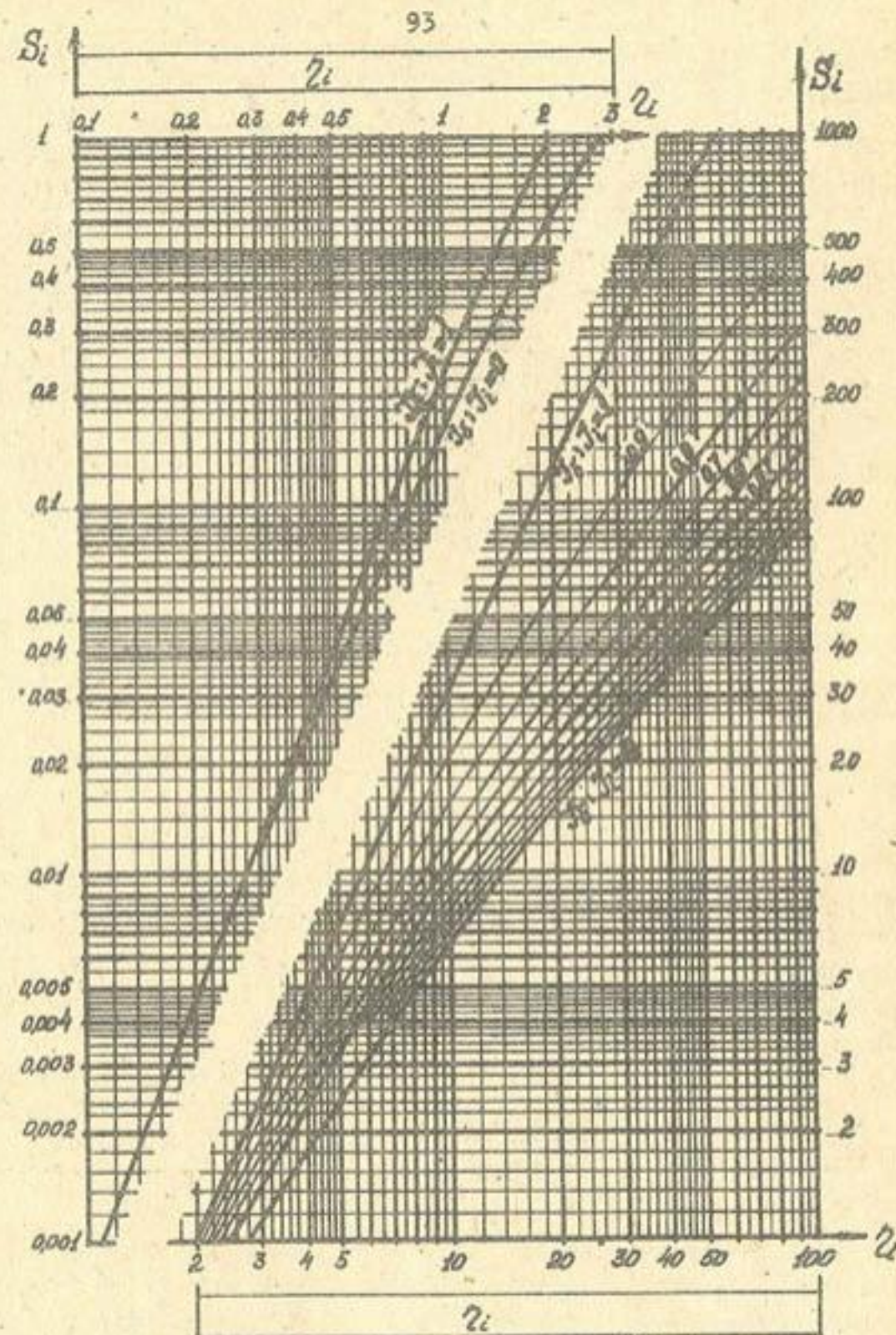


Рис.2. Интегральная кривая $S_i = f \sum_{\eta_0}^{\eta_i} dS = f \left(\eta_i; \frac{J_L}{J_A} \right)$

$$dS = \frac{\eta^{1,65} d\eta}{(\eta+1)^{0,15} \left[(\eta+1)^{1,5} - \eta^{1,5} \left(\frac{J_L}{J_A} \right)^{1,5} \right]}$$

Попытный размыв при неравномерном снижении уровня
воды

Вывод расчетных зависимостей при таком снижении уровня воды выполнен для схемы попытного размыва, образующегося при карьерных разработках. Разработка карьерных материалов в течение года производится приблизительно равномерно, поэтому величина снижения уровня воды в реке в продолжение года будет увеличиваться равномерно по линии ОА (рис.3,б). Однако размыв русла не происходит

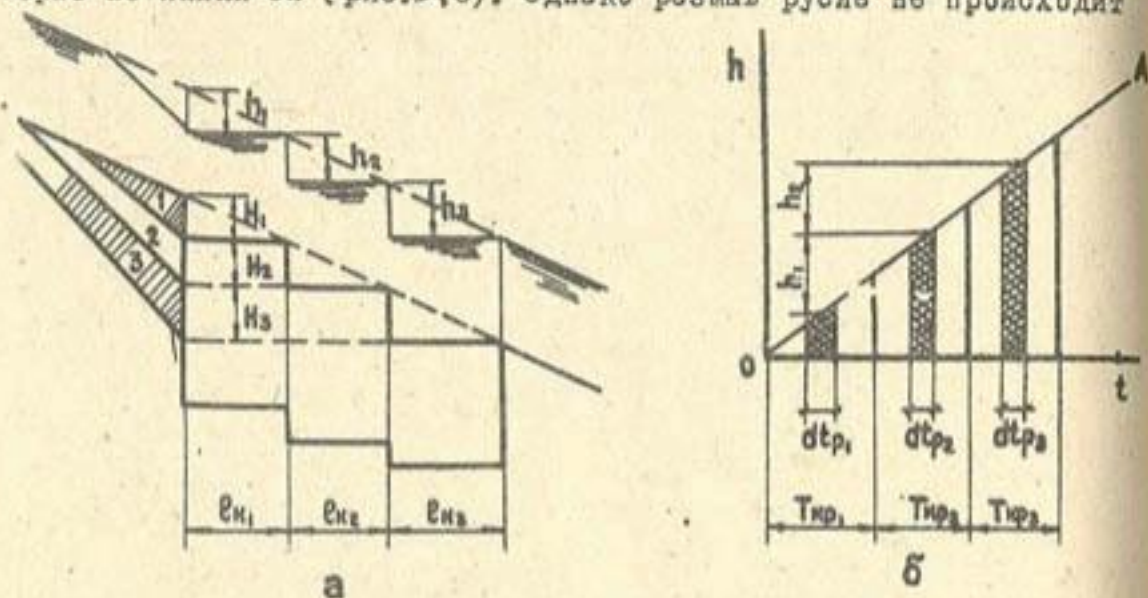


Рис.3. Схема снижения уровня воды при разработке карьера: а - схема разработки карьера; б - линейный график снижения уровня равномерно в течение года, а происходит лишь в некоторый отрезок времени $dt_p = 0,25-0,4$ года, когда по реке идут расходы, способные размывать русло. Эти расходы Q_p составляют обычно не менее $0,1-0,15 Q_{ф}$ ($Q_{ф}$ - руслоформирующий расход).

Следовательно, размыв русла на первом этапе (первый год эксплуатации карьера) происходит лишь в течение некоторого отрезка времени t_1 при снижении уровня воды на h_1 , в остальное время размыва не наблюдается, но имеет место нарастание величины снижения уровня до h_2 .

На втором этапе (второй год эксплуатации карьера) размыв будет происходить уже при новом снижении уровня воды h_2 .

Принципиальная схема размыва по этапам при неравномерном снижении уровня воды представлена на рис.4.

Первый этап. Размыв происходит по схеме разового снижения уровня воды. Объем и масса смыва соответственно составляют:

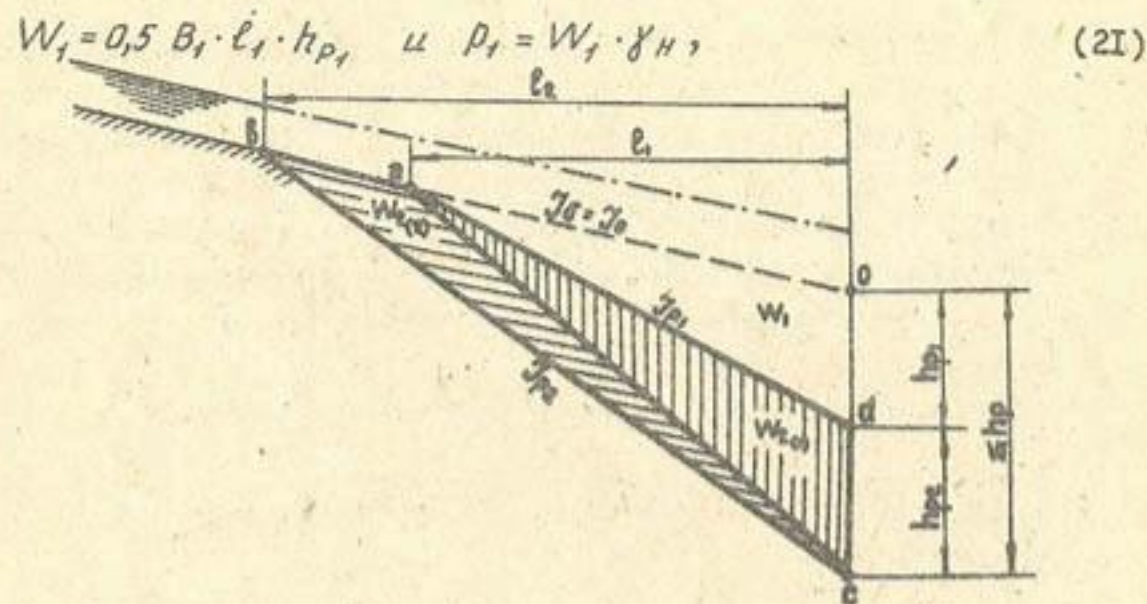


Рис.4. Схема попытного размыва при неравномерном снижении уровня
время размыва определяется по зависимости (19) при

$$\frac{J_f}{J_0} = \frac{J_6}{J_0} = 1 \quad \text{и} \quad \eta_1 = \frac{J_0 \cdot l_1}{h_{p1}}.$$

Если задано время размыва t_1 , то сначала определяют параметр S_1 :

$$S_1 = \frac{t_1 \cdot B_d \cdot J_0^{2,65}}{0,5 \cdot B_d \cdot J_d^{1,65} h_{p1}^2 \cdot \gamma_H}.$$

Затем по интегральной кривой (рис.2) при $\frac{J_f}{J_0} = 1$ находят $\eta_1 = f(S_1)$. Потом вычисляют длину размыва l_1 и уклон размывного дна J_{p1} на первом этапе:

$$l_1 = \frac{\eta_1 h_{p1}}{J_0}; \quad J_{p1} = J_0 + \frac{h_{p1}}{l_1}.$$

Второй этап. В соответствии с рис.4 объем и время размыва на втором этапе можно представить так:

$$W_2 = W_{2(1)} + W_{2(2)}, \quad (22)$$

$$t_2 = t_{2(1)} + t_{2(2)}, \quad (23)$$

где

$$W_{2(1)} = 0,5 B_{2(1)} \cdot l_1 \cdot h_{p2}. \quad (24)$$

Если сравнить схему размыва объема $W_{2(I)}$ с размывом объема

W_1 на первом этапе, можно установить, что они аналогичны. Разница лишь в том, что для определения времени размыва призма $W_{2(1)}$ необходимо принимать $J_i = J_{p1}$ вместо J_0 и $h_p = h_{p2}$ вместо h_{p1} . Так как для размыва призма $W_{2(1)}$ известны: длина размыва $\ell = \ell_1$, снижение уровня воды $h_p = h_{p2}$ и уклон $J_i = J_{p1}$, по уравнению (19) можно определить время размыва $t_{2(1)}$, где $S_{2(1)}$ находится по интегральной кривой (рис.2) при вычисленных

$$\eta_{2(1)} = \frac{J_{p1} \cdot \ell_1}{h_{p2}} \quad \text{и} \quad \frac{J_s}{J_i} = \frac{J_s}{J_{p1}}. \quad (25)$$

Вторую часть размыва объема на втором этапе $W_{2(2)}$ можно вычислить из уравнения

$$W_{2(2)} = W_{abc} = W_{abc} - W_{bac} = W_{2(2)}^0 - W_{2(1)}^0, \quad (26)$$

время размыва этого объема -

$$t_{2(2)} = t_{2(2)}^0 - t_{2(1)}^0. \quad (27)$$

Здесь объем и время размыва со значком "0" обозначают фиктивные объем и время размыва при бытовом уклоне J_s равном J_0 .

Для определения времени размыва фиктивного объема $W_{2(1)}^0$ известны все параметры:

$$\ell = \ell_1, \quad h_p = \sum h_p \quad \text{и} \quad J_i = J_0.$$

По уравнению (19) вычисляют фиктивное время размыва $t_{2(1)}^0$. Параметр $S_{2(1)}^0$ находят по интегральной кривой (рис.2) при вычисленных

$$\eta_{2(1)}^0 = \frac{J_0 \cdot \ell_1}{\sum h_p} \quad \text{и} \quad \frac{J_s}{J_i} = \frac{J_s}{J_0} = 1.$$

Затем находят фиктивное время размыва

$$t_{2(2)}^0 = t_2 - t_{2(1)} + t_{2(1)}^0, \quad (28)$$

где t_2 - общее время размыва на втором этапе.

При известном $t_{2(2)}^0$ по уравнению (19) определяют длину размыва ℓ_2 призма $W_{2(2)}^0$, принимая $h_p = \sum h_p$, $J_i = J_0$ и $t = t_{2(2)}^0$, для чего предварительно вычисляют $S_{2(2)}^0$:

$$S_{2(2)}^0 = \frac{\sigma_d \cdot J_0^{2,65} \cdot t_{2(2)}^0}{0,5 B_d \cdot J_d^{1,65} \cdot \gamma_n \cdot \sum h_p^2}.$$

Потом по интегральной кривой (рис.2) находят $\eta_{2(2)}^0 = f(S_{2(2)}^0)$ при $\frac{J_s}{J_i} = \frac{J_s}{J_0} = 1$, а затем определяют длину и уклон размыва:

$$\ell_{2(2)} = \frac{\eta_{2(1)} \cdot \sum h_p}{\sum h_p \cdot J_0} \quad \text{и} \quad J_{p2} = J_0 + \frac{\sum h_p}{\ell_{2(2)}}. \quad (29)$$

Фактический объем размыва на втором этапе

$$W_2 = W_{2(2)}^0 - W_1 = 0,5 B_2 \cdot \sum h_p \cdot \ell_{2(2)} - 0,5 B_1 \cdot h_{p1} \cdot \ell_1. \quad (30)$$

На этом расчеты второго этапа заканчиваются. При величии последующих этапов расчеты производятся аналогично расчетам второго этапа.

Все расчеты желательно выполнять в табличной форме, как это сделано в примере расчета.

Данная работа не ставит задачей определение J_d , B_d , σ_d . Для предгорных участков рек эти величины рекомендуется находить по зависимостям, приводимым в работе [1] и в технической документации института "Среднегипроводхлопок".

Считаем необходимым также отметить, что на параметры попятного размыва значительное влияние оказывает постоянство базиса эрозии. Так, при карьерных разработках изменение местоположения базиса эрозии может быть вызвано различными схемами разработки карьера по отношению к реке (вниз или вверх по течению) и степенью занесения карьерных выработок бытовым твердым стоком реки или размываемым материалом. Решение этих задач будет темой наших последующих публикаций.

Пример расчета попятного размыва при разработке карьера в русле реки

Основные исходные данные:

Ежегодный объем выработки карьера

$$W_K = 1 \cdot 10^6 \text{ м}^3$$

Глубина разработки карьера

$$H_K = 10 \text{ м}$$

Ширина разработки карьера

$$B_K = B_n = 200 \text{ м}$$

Срок работы карьера

$$T_K = 2 \text{ года}$$

Русло реки:

ширине поймы

$$B_n = 200 \text{ м}$$

уклон поймы

$$J_s = J_n = J_0 = 0,0042$$

уклон заиления карьера наносами

$$J_3 = 0,0002$$

донные отложения $d_{\text{ср}} = 17 \text{ мм}$, $D_5 = 60 \text{ мм}$, $D : d_{\text{ср}} = 3,52$

руслоформирующий расход

$$Q_{3\%} = 170 \text{ м}^3/\text{с}$$

расчетный расход в период
интенсивного транспорта наносов $Q_p = 15 \text{ м}^3/\text{с}$
время интенсивного прохождения наносов $t_p = 4 \text{ мес.} = 10,4 \cdot 10^6 \text{ с.}$
Протяженность участка разработки карьера за год

$$l_K = W_K \cdot H_K \cdot B_K = 1 \cdot 10^6 : 10 \cdot 200 = 500 \text{ м}$$

Гидравлические параметры руслового потока при размыве донных
отложений определяются по формулам:

$$J_d = 0,227 \frac{d_{cp}}{Q_p^{0,4}} \left(\frac{Q_3}{Q_p} \right)^{0,15} \left(\frac{A_5}{A_{cp}} \right)^{1,266} = 0,227 \frac{0,017}{15^{0,4}} \left(\frac{170}{15} \right)^{0,15} \times$$

$$\times 3,52^{1,266} = 0,009$$

$$B_d = 0,633 \frac{Q_p^{0,4}}{J_d^{1/3}} \left(\frac{Q_3}{Q_p} \right)^{0,24} \left(\frac{A_5}{A_{cp}} \right)^{0,23} = 0,633 \frac{15^{0,4}}{0,009^{1/3}} \left(\frac{170}{15} \right)^{0,24} \times$$

$$\times 3,52^{0,23} = 21,5 \text{ м}$$

$$G_d = 61 (1 + \varphi) J_d Q_p \left(\frac{A_5}{A_{cp}} \right)^{0,63} = 61 (1 + 1) \cdot 0,009 \cdot 15 \cdot 3,52^{0,63} =$$

$$= 37 \text{ кг/с.}$$

Если проанализировать формулу (19), можно установить, что
для данного участка рассматриваемого водотока (ширина B_d , ук-
лон J_d) секундный расход наносов G_d и объемная масса наносов по-
стоянны. Поэтому для облегчения расчетов определяют общую постоян-
ную величину Π , и уравнение (19) записывается в таком виде:

$$t = \frac{\Pi}{J_l^{2,62}} \cdot h_p^2 \cdot S. \quad (31)$$

При определении фиктивного времени t^0 дополнительной постоянной
оказывается и уклон $J_l = J_0$. Тогда уравнение (19) записывается так:

$$t^0 = \Pi^0 \cdot h_p^2 \cdot S^0. \quad (32)$$

Для рассматриваемого примера постоянная величина равна:

$$\Pi = 0,5 B_d J_d^{1,65} \cdot \chi_n : G_d = 0,5 \cdot 21 \cdot 0,009^{1,65} \cdot 1800 : 37 = 0,22$$

$$\Pi^0 = \Pi : J_0^{2,65} = 0,22 : 0,0042^{2,65} = 0,22 : 0,503 \cdot 10^{-6} = 0,437 \cdot 10^6.$$

Формы записи расчетов и их последовательность приведены в
табл.2.

В табл.2 даны наименования параметров и основные формулы по
их определению. Для облегчения расчетов дополнительно приведены

Таблица 2

Пример расчета попутного размыва

Номер позиции	Параметр	Ед. измер.	Количество				
			3	4	5	2	
1	Расчетный период t	Этап, год		I			
2	Общее время размыва за расчетный период t_{pi}						
3	Бытовой уклон реки $J_r = J_0$						
4	Уклон заиливания карьера J_3						
5	Постоянные Π^0						
6	Протяженность карьера и расчетный период l_{Kl}						
7	Снижение уровня воды за расчетный период						
8	$h_{pi} = l_{Kl} \cdot (J_0 - J_3) = (2) \cdot [(3) - (4)]$						
9	Суммарное снижение уровня воды с начала работы карьера $\sum h_{pi} = \sum (8)$						
10	Длина размыва призма $W_2(1)$, (раз- на длине размыва предыдущего этапа)						
	$l_2(1) = l_2(2) / (1-1) = (24) / (1-1)$						

I	2	3	4	5
II	Уклон поверхности размыва призма $W_2(1)_i$ (разен уклону размыва предыдущего этапа)			
I2	$J_2(1)_i = J_{p2(2)_{i-1}} = (25)_{i-1}$ $J_2(1)_i = (11)_{i-2,65}$	-	$J_0 = 0,0042$	0,00513 (0,00513) ^{2,65} = 0,855 · 10 ⁻⁶
I3	Отношение бытового уклона к уклону поверхности размыва призма $W_2(1)_i$	-	-	-
I4	$J_0 : J_2(1)_i = (3) : (11)_i$ $\eta_2(1)_i$ определяется по формуле (12)	-	$J_0 : J_0 = 1$	0,0042 : 0,00513 = 0,82
I5	$\eta_2(1)_i = \ell_2(1)_i : J_2(1)_i : h_{p_i} = (10)_i : (11)_i : (8)_i$ $S_2(1)_i$ находится по интегральной кривой (рис.2) в зависимости от величин по позициям (14) _i и (13) _i	-	0	2143 · 0,00513 : 2 = 5,5
I6	$S_2(1)_i = f[\eta_2(1)_i ; J_0 : J_2(1)_i = f[(14)_i, (13)_i]$ Время размыва призма $W_2(1)_i$ определяется с использованием построенного параметра П по формуле (31) $t_{2(1)_i} = \Pi \cdot h_{p_i}^2 \cdot S_2(1)_i : J_2(1)_i = (5) \cdot (8)_i^2 \cdot (13)_i : (12)_i$	-	0	6,3 0,22 · 2 ² · 6,3 : 0,855 · 10 ⁻⁶ = = 6,48 · 10 ⁶

I	2	3	4	5
I7	$\eta_2(1)_i$ - параметр для определения фиктивного времени при размыве фиктивной призма $W_2(1)_i$ $\eta_2(1)_i = \ell_2(1)_i : J_0 : \sum h_{p_i} = (10)_i : (3) : (9)_i$ $S_2(1)_i$ находится по интегральной кривой (рис.2) в зависимости от	-	0	2143 · 0,0042 : 4 = 2,25
I8	$S_2(1)_i = f[\eta_2(1)_i ; J_0 : J_i = 1] = f[(17)_i ; J_0 : J_i = 1]$	-	0	1,35
I9	Фиктивное время размыва призма $W_2(1)_i$ определяется с использованием постоянного параметра П по формуле (32): $t_{2(1)_i} = \Pi \cdot \sum h_{p_i}^2 \cdot S_2(1)_i = (6) \cdot (9)_i^2 \cdot (18)_i$	0	0	0,437 · 10 ⁶ · 4 ² · 1,35 = = 9,44 · 10 ⁶
20	Фактическое (действительное) время размыва призма $W_2(2)_i$:			
21	$t_{2(2)_i} = t_{p_i} - t_{2(1)_i} = (2)_i - (16)_i$ Фиктивное время размыва призма $W_2(2)_i$:	0	10,4 · 10 ⁶ - 0 = 10,4 · 10 ⁶	(10,4 - 6,48) · 10 ⁶ = 3,92 · 10 ⁶
22	$t_{2(2)_i} = t_{2(1)_i} + t_{2(2)_i} = (19)_i + (20)_i$ $S_2(2)_i$ определяется из формулы (32): $S_2(2)_i = t_{2(2)_i} : \Pi \cdot \sum h_{p_i}^2 = (21)_i : [(6) \cdot (9)_i^2] -$	0	0 + 10,4 · 10 ⁶ = 10,4 · 10 ⁶	(9,44 + 3,92) · 10 ⁶ = 13,36 · 10 ⁶
			10,4 · 10 ⁶ : (0,437 · 10 ⁶ × × 2 ²) = 5,95	13,36 · 10 ⁶ : (0,437 · 10 ⁶ · 4 ²) = = 1,91

I	2	3	4	5
23	$\eta_{2(z)}^0$ находят по интегральной кривой (рис. 2):			
24	$\eta_{2(z)}^0 = f[S_{2(z)}^0; J_0; J_i = 1] = f[\textcircled{22}; J_0; J_i = 1]$ - Длина размыва за расчетный период по формуле (29):	4,5	2,63	
25	$\ell_{2(z)} = \eta_{2(z)}^0 \cdot \sum h_{pi}; J_0 = \textcircled{23}; \textcircled{9}; \textcircled{3}$ - Уклон размыва в расчетный период по формуле (29):	м	4,5 · 2 · 0,0042 = 2143	2,63 · 4 · 0,0042 = 2504
	$J_{p2(z)} = J_0 + [\sum h_{pi} \cdot \ell_{2(z)}] \cdot \textcircled{3} + [\textcircled{9}; \textcircled{24}; \textcircled{1}] -$		0,0042 + (2 · 2143) = = 0,00513	0,0042 + (4 · 2504) = = 0,0058
26	Устойчивая ширина русла при размыве в расчетный период: $B_{pi} = B_d (J_d : J_{p2(z)})^{0,15}$	м	21,5 · (0,009 : 0,00513) = = 23	21,5 · (0,009 : 0,0058) = = 23
27	Общий объем размыва с начала работы карьера:			
	$\sum W_i = 0,5 \cdot B_{pi} \cdot \sum h_{pi} \cdot \ell_{2(z)} = 0,5 \cdot \textcircled{26}; \textcircled{9}; \textcircled{24}; \textcircled{1}$	м ³	0,5 · 23 · 2 · 2143 = 49290	0,5 · 23 · 4 · 2504 = 115184
28	Объем размыва за расчетный период: $W_i = \sum W_i - \sum W_{(i-1)} = \textcircled{27}; - \textcircled{27}_{(i-1)}$	м ³	49290 - 0 = 49290	115184 - 49290 = 65894

102

103

формулы с указанием номеров позиций в этой таблице.

Сначала все расчеты ведутся для I этапа и после его завершения переходят к расчетам II этапа.

На основании расчетов строят продольные профили размывов, производят анализ размыва в интересующих створах и затем намечают мероприятия по их локализации.

Данный метод использовался в проекте защитных мероприятий на реках Танкоздаря и Кашкадаря в зоне влияния действующих карьеров Шахрисабзского гравийного завода (Кашкадарьинская область УзССР).

Л и т е р а т у р а

1. Мухамеджанов Ф.Ш. К расчету промыва подпертых бьефов и ирригационных отстойников. Дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Ташкент, 1964.

2. Репопорт Н.В. Учет распространения попятного размыва при проектировании дорожных водопропускных сооружений в условиях развивающегося рельефа. Дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. М., 1979.

3. Руководство по проектированию средств стабилизации руслового процесса при низконапорном плотинном водозаборе из рек горно-предгорной зоны. Фрунзе, 1980. (Совхозавтоматика)

УДК 627.8:666.97

В.А.Кудинюв, зам.гл.инж.
(ПО "Водостройматериалы")
С.Н.Назаренко, нач.пертин
Г.Н.Кулашов, гл.инж.проекта
(Средэзгипроводхлопок)

ОБ УЛЬТРАЗВУКОВЫХ ИСПЫТАНИЯХ МАССИВНОГО БЕТОНА ПРИ ДОСТУПЕ С ОДНОЙ СТОРОНЫ

Укладка бетонной смеси на строительстве современных массивных гидротехнических сооружений производится в блоки значительных размеров в плане. Ультразвуковые испытания бетона в таких блоках наиболее рационально производить поверхностным прозвучиванием или профилированием. При этом в исследуемой точке блока между ско-

ростью ультразвука, полученной в результате таких испытаний, — $V_{пов}$ и средней по высоте блока скоростью ультразвука $V_{ср}$ должна быть установлена корреляционная связь, чтобы достаточно надежно определять механическую характеристику бетона, усредненную по высоте блока.

Нормативная литература указывает два основных способа ультразвуковых испытаний бетона при доступе с одной стороны. ГОСТ 17624-78 [1] рекомендует поверхностное прозвучивание бетона производить преобразователями, размещаемыми на постоянной базе размером 15×40 см. В этом случае градуировочная зависимость "время-прочность" устанавливается путем совместных механических испытаний бетонных кубов или балочек и ультразвуком (поверхностное прозвучивание). В соответствии с ГОСТом 17624-72 [2] при поверхностном прозвучивании или профилировании связь между измеренной скоростью $V_{пов}$ и скоростью ультразвука при сквозном осевом прозвучивании V определяется по формуле

$$V = V_{пов} K, \quad (I)$$

где $K = 1,08$ — переходный коэффициент, получаемый сопоставлением данных сквозного осевого прозвучивания и поверхностного профилирования бетонных балочек.

Прочность бетона вычисляется в этом случае по градуировочной зависимости "скорость-прочность", построенной в результате совместных испытаний образцов — кубов с ребром 10–20 см — ультразвуком (сквозное прозвучивание) и на прессе.

Учитывая, что поверхностное прозвучивание и профилирование являются наиболее легко осуществимыми способами ультразвуковых испытаний бетона массивных гидротехнических сооружений, на Андижанской плотине в опытных и производственных блоках были проведены экспериментальные работы и теоретические исследования с целью проверки эффективности применения этих способов. Исследуемый бетон состава 1:2,42:6,38 с максимальной крупностью заполнителя 80 мм укладывался в блоки высотой 0,5–1 м и уплотнялся ручными и мощными подвесными вибраторами. По достижении бетоном возраста 5–7 сут каждый блок разбивался на 25–30 участков и на каждом участке производилось поверхностное ультразвуковое прозвучивание в соответствии с методикой, изложенной в ГОСТе 17624-78. Варьируемой величиной при этом была база прозвучивания, которая составляла 20, 40, 60 и 85 см. Для сравнения скорость распространения ультразвука определялась также поверхностным прозвучиванием призм размером

20×20×70 см, изготовленных из бетона того же состава и выдержанных в тех же условиях, что и исследуемые блоки. Всего было испытано более 30 блоков плотины и 30 призм. Итоги ультразвуковых испытаний блоков и призм описанными способами приведены в табл. I. Для призм над чертой даны результаты прозвучивания сверху, а под чертой — сбоку.

Таблица I
Усредненные скорости распространения ультразвука при
поверхностном прозвучивании блоков, плотины и призм

Возраст бетона, сут	Скорость ультразвука (м/с) на базе			
	20 см	40 см	60 см	85 см
Блоки плотины				
5	2910	3270	3450	3570
7	3060	3360	3510	3720
14	3030	3420	3560	3790
21	2790	3250	3460	3720
60	3100	3570	3710	3840
Призмы 20×20×70 см				
7	4220	4150	4150	
	4190	4200	4210	
14	4240	4220	4300	
	4310	4280	4370	
21	4280	4250	4290	
	4360	4430	4450	

Как видно из табл. I, скорость распространения ультразвука в бетоне при поверхностном прозвучивании блоков плотины возрастает с увеличением базы прозвучивания. Однако во всех случаях она значительно меньше скорости при прозвучивании призм. Для выяснения этого обстоятельства по всей поверхности исследуемых блоков проводилось ультразвуковое профилирование в соответствии с методикой,

изложенной в ГОСТе 17624-72. Шаг приемных преобразователей составлял 10±30 см. На один блок принималось 5-6 профилей длиной 180±420 см, в зависимости от возраста бетона.

Анализ годографов, полученных в результате такого профилирования, показал, что во всех случаях они являются годографами весьма слаборефрактированных волн, переходящих в преломленную волну. Это свидетельствует о том, что поверхностный слой бетона блоков представляет собой градиентную среду, в которой скорость распространения ультразвука зависит от глубины.

Обработка годографов по методу Чибисова [3] позволила получить численные значения истинной скорости ультразвука в бетоне на любом уровне в интервале от дневной поверхности блоков до глубины примерно 40 см. Сущность способа Чибисова, справедливого для произ-

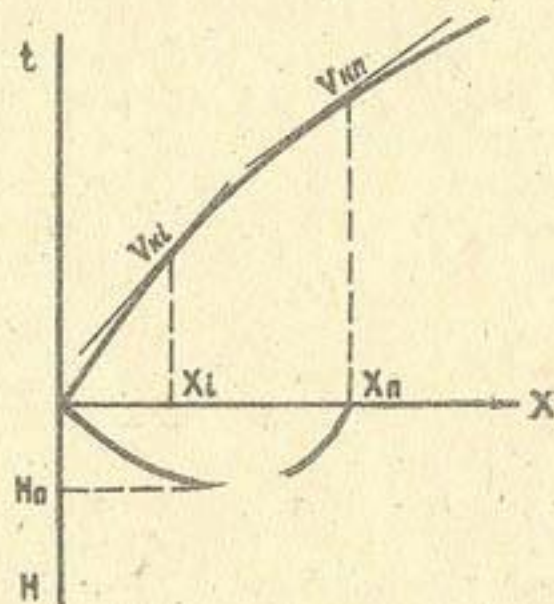


Рис.1. Определение скорости ультразвука по годографу рефрактированной волны способом Чибисова

вольного изменения скорости с глубиной, заключается в следующем. Считается (рис.1), что

$$V(H_n) = V_k(X_n),$$

$$a \quad H_n = \frac{\Delta X}{\Delta t} \sum_{X_i=0}^{X_i=X_n} 2,3026 \lg \left\{ \frac{V_k(X_n)}{V_k(X_i)} + \sqrt{\left[\frac{V_k(X_n)}{V_k(X_i)} \right]^2 - 1} \right\}, \quad (2)$$

где H_n — максимальная глубина проникновения луча, выходящего в точке X_n ; $V_k(X_n)$ — кажущаяся скорость в точке X_n годографа; $V_k(X_i)$ — кажущаяся скорость в точках годографа в интервале $0-X_n$; $V(H_n)$ — истинная скорость в точке максимального проникновения луча; ΔX — промежутки между точками на годографе.

Для построения скоростного разреза достаточно вычислить H_n для нескольких точек X_n и $V(X_n)$ на годографе. Вычисленные значения H_n относятся к абсциссам $X = \frac{X_n}{2}$. Для каждой точки с абсциссой X и ординатой H_n принимается значение V_k , определяемое по годографу в точке $X_n = 2X$, и строится непрерывная кривая $V(H)$.

В результате вычисления по указанной методике выяснилось, что в верхней части блок условно можно разделить на две зоны (рис.2). В зоне I (от дневной поверхности блока до глубины 2,5÷4 см) истинная скорость ультразвука резко увеличивается от 1900÷2700 до 3700÷4300 м/с, в зависимости от возраста бетона. В зоне II рост скорости ультразвука значительно замедляется, стабилизируясь на глубине 30÷40 см, что видно из табл.1. Очевидно, при распространении продольной волны в градиентной среде, характеризующейся увеличением истинной скорости с глубиной, кажущаяся скорость ультразвука должна возрастать с увеличением базы прозвучивания, так как в этом случае увеличивается глубина проникновения ультразвукового луча в бетон блока.

Проведенные исследования показали, что верхний слой бетона блоков до глубины 2,5÷5 см по своим акустическим характеристикам резко отличен от средних слоев. Измеренная скорость распространения ультразвука в этом слое значительно меньше скорости в средних слоях блока (на 16-30%) и в призмах при их поверхностном прозвучивании (на 7,5-12%). Поэтому данные поверхностного прозвучивания бетона блоков по методике, изложенной в ГОСТе 17624-78, вряд ли могут быть использованы для определения физико-механических характеристик массивного бетона. По всей видимости, в этой зоне на скорость ультразвука оказывает влияние ряд факторов, как-то: сегрегация бетонной смеси при ее уплотнении, внешняя среда, нарушение структуры бетона при производстве внутриблочных работ и т.п.

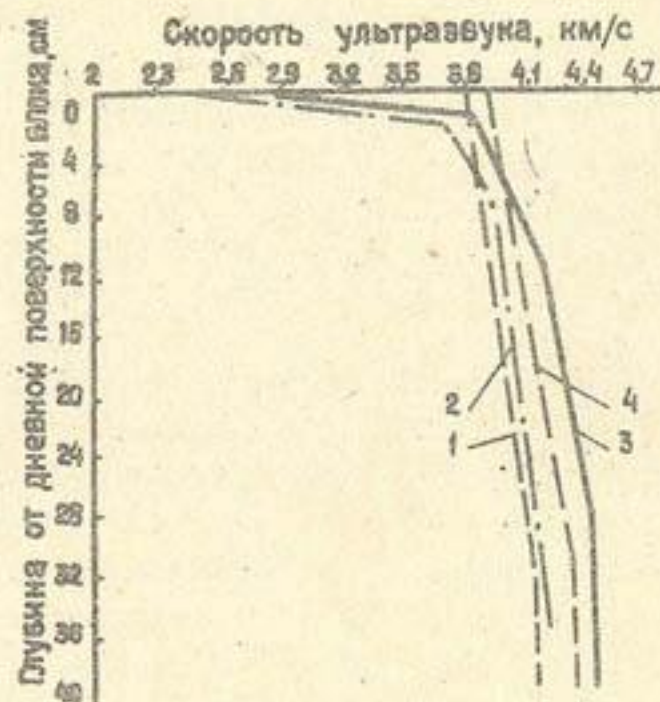


Рис.2. Скорость ультразвука в поверхностном слое бетона блоков Андижанской плотины:

1,3 — определенная по методу Чибисова истинная скорость ультразвука в бетоне в возрасте соответственно 7 и 21 сут; 2,4 — скорость ультразвука в бетоне в возрасте соответственно 7 и 21 сут, измеренная межшпуровым ультразвуковым прозвучиванием

Для нахождения корреляционных зависимостей между скоростью ультразвука в бетоне при поверхностном прозвучивании $V_{пов}$ и средней по высоте блока скоростью $V_{ср}$ на каждом из указанных выше участков блоков наряду с поверхностным проводилось межшпуровое ультразвуковое прозвучивание в шпурах диаметром 42 мм, пробуренных по всей высоте блоков. Расстояние между шпурами (база прозвучивания) составляло 60 см. При испытаниях излучатель и приемник ультразвуковых колебаний помещались в пробуренные шпуры на одинаковую глубину. При одновременном и параллельном перемещении их определялась скорость распространения ультразвука через каждые 10 см. Всего было испытано таким образом более 30 блоков с возрастом бетона 3÷90 сут.

Статистическая обработка результатов испытаний методом корреляционного анализа показала, что корреляционная связь между $V_{пов}$

и $V_{ср}$ становится более тесной с увеличением базы поверхностного прозвучивания (табл.2). Однако во всех случаях коэффициент корреляции весьма мал и не превышает 0,46.

Таблица 2

Коэффициенты корреляции зависимости между скоростью распространения ультразвука при поверхностном прозвучивании и скоростью, средней по высоте блока

База поверхностного прозвучивания, см	20	40	60	85
Коэффициент корреляции	0,11	0,25	0,43	0,46

Очевидно, увеличение тесноты корреляционной связи между $V_{пов}$ и $V_{ср}$ может быть достигнуто только в случае исключения верхнего слоя толщиной 2,5÷5 см из общей информации об акустических свойствах бетона поверхностных слоев блоков. На Андижанской плотине это условие было реализовано с помощью ультразвукового поверхностного профилирования по системе встречных годографов (УПП). Трехточечный снаряд для УПП имеет три пьезопреобразователя собственной резонансной частотой 60 кГц, служащих приемниками ультразвуковых колебаний. Расстояние между преобразователями строго фиксировано и составляет 20 см. Трехточечный снаряд устанавливается на поверхности блока в исследуемом месте. Точки размещения ультразвукового излучателя показаны на рис.3. Из того же рисунка ясна и методика проведения УПП. Увеличение расстояния между первым приемником ультразвуковых колебаний и излучателем более чем на 60 см нецелесообразно, так как из-за сильного сглаживания переднего фронта волны снижается точность определения момента прихода импульса.

Скорость ультразвукового импульса в бетоне на каждом участке определяется по приращению времени распространения ультразвука между соседними пьезоприемниками по формулам

$$\left. \begin{aligned} V_{\Pi_1 \Pi_2} &= \frac{2d}{(t_2 - t_1) + (t_6 - t_5)} \\ V_{\Pi_2 \Pi_3} &= \frac{2d}{(t_3 - t_2) + (t_5 - t_4)} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где $V_{\Pi_1 \Pi_2}$ и $V_{\Pi_2 \Pi_3}$ — соответственно скорость распространения ультразвукового импульса на участках между пьезопреобразователями Π_1

и Π_2 , Π_2 и Π_3 ; α — расстояние между приемниками ультразвуковых колебаний; t_1 — время распространения ультразвука от излучателя до приемника ультразвуковых колебаний.

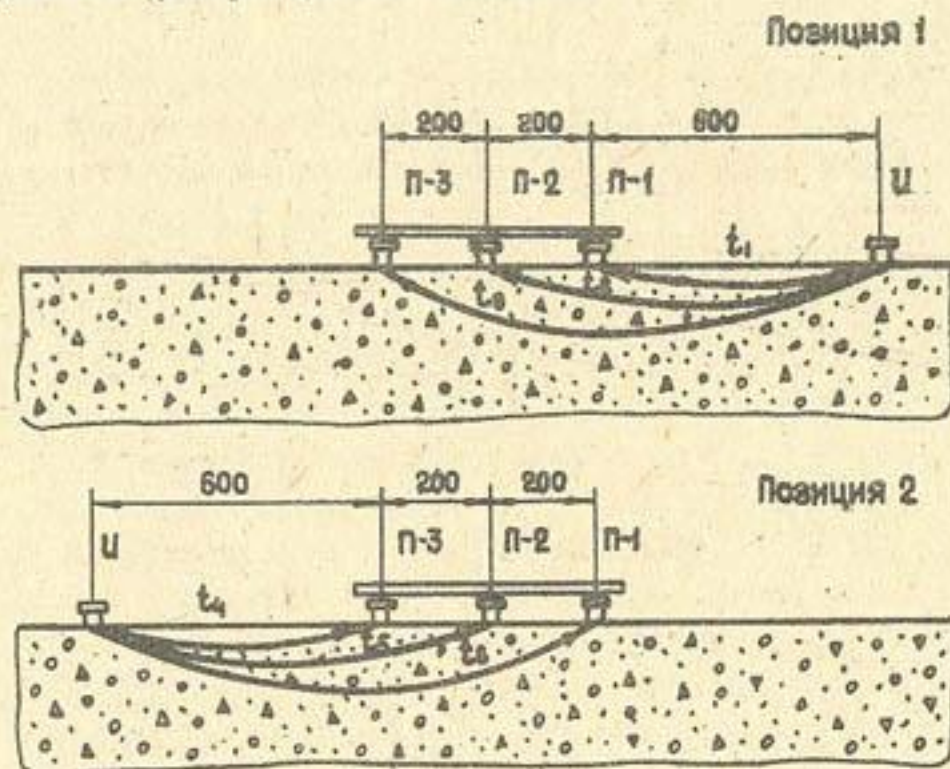


Рис.3. Схема ультразвукового поверхностного профилирования бетона по методу встречных годографов

Средняя скорость распространения ультразвука в бетоне в исследуемой точке определяется из уравнения

$$V_{упп} = \frac{V_{\Pi_1 \Pi_2} + V_{\Pi_2 \Pi_3}}{2}. \quad (4)$$

Для выяснения степени тесноты связи между $V_{упп}$ и $V_{ср}$ на участках, где проводилось поверхностное прозвучивание бетона блоков, выполнено ультразвуковое профилирование по изложенной выше методике. Обработка полученных данных с применением методов математической статистики показала, что между $V_{упп}$ и $V_{ср}$ существует довольно тесная корреляционная связь ($r=0,792$).

Методика определения прочности бетона по результатам УПП массивных блоков с учетом технологических факторов приведена в работе [4].

На основании вышеизложенного можно сделать выводы:

— при доступе к массивному гидротехническому бетону блоков плотины с одной стороны определение физико-механических характе-

ристик бетона ультразвуковым импульсным методом наиболее целесообразно производить способом поверхностного профилирования по системе встречных годографов, используя методику, изложенную в настоящей работе;

— методика определения прочности бетона поверхностным прозвучиванием, изложенная в ГОСТе I7624-78, по всей вероятности, неприменима для ультразвуковых испытаний массивного гидротехнического бетона.

Л и т е р а т у р а

1. ГОСТ I7624-78. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
2. ГОСТ I7624-72. Бетоны тяжелые и легкие. Ультразвуковой метод определения прочности.
3. Справочник геофизика. Т.IV. М., "Недра", 1966, с.532-533.
4. Кулешов Г.Н. Комплексные испытания массивных бетонных сооружений ультразвуком и оценка прочности бетона. Сб. "Вопросы проектирования и исследования эффективности работы гидромелиоративных систем и сооружений". Ташкент, "Средэзгипроводхлопок", 1980, с.82-98.

УДК 627.8:666.97

Г.Н.Кулешов, гл.инж.проекта
(Средэзгипроводхлопок)
Л.И.Абрамов, канд.тех.наук,
доц.
(МИСИ)

ВЛИЯНИЕ ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА КАЧЕСТВО БЕТОНА СТРОИТЕЛЬНЫХ БЛОКОВ МАССИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Качество бетона строительных блоков (его прочность и однородность) зависит от исходных составляющих и технологии приготовления

бетонной смеси, а также от организационно-технологических факторов (ОТФ) производства внутриблочных работ непосредственно в сооружениях. Влияние составляющих бетонной смеси и технологии ее приготовления на качество бетона в настоящее время сравнительно хорошо изучено. Действующие ГОСТы и СНиП регламентируют необходимые нормы их контроля, а специальные технические службы предприятий достаточно надежно регулируют параметры процессов приготовления и обеспечивают получение бетона требуемого качества.

Иначе обстоит дело с оценкой влияния организационно-технологических факторов на качество бетона при производстве внутриблочных работ в массивных сооружениях. Из-за ограниченной доступности оценки прочности бетона в таких сооружениях осуществляется в основном приближенными методами путем испытания контрольных образцов, изготовленных из бетонной смеси производственного состава в лабораторных условиях. Как отмечено в работе [1], развитие техники строительства и создание механизированных потоков с большой интенсивностью приводят к ощутимым различиям между лабораторным и производственным бетоном, усиливают влияние производственных факторов на его качество. Поэтому регулирование параметров ОТФ и совершенствование технологии внутриблочных работ становятся одним из основных резервов повышения качества бетона.

К факторам технологии внутриблочных работ, которые могут влиять на качество бетона, относятся:

- исходная неоднородность бетонной смеси, зависящая от качества составляющих и технологии ее приготовления;
- сезонность производства бетонных работ, приводящая к необходимости корректировки состава организационно-технологических мероприятий при приготовлении, укладке бетонной смеси и уходе за бетоном, и увеличивающая их изменчивость;
- применяемые средства и методы уплотнения, определяющие состав бетонной смеси и влияющие на качество ее уплотнения;
- объем и конфигурация строительных блоков, могущие усложнить распределение и уплотнение бетонной смеси;
- интенсивность подачи бетонной смеси в блок, от которой зависят равномерность ее распределения и уплотнения, возникновение перерывов в бетонировании смежных слоев бетона;

- температура бетонной смеси, влияющая на сроки наступления схватывания бетона и начальную температуру его твердения;

- максимальная температура разогрева от экзотермии, определяющая интенсивность набора прочности бетоном в массивных сооружениях;

- высота строительных блоков, влияющая на качество уплотнения и на неравномерность температурных полей бетона в блоке;

- перерывы в бетонировании смежных по высоте строительных блоков, от изменчивости которых зависит продолжительность, как правило, неблагоприятного воздействия внешней среды на бетон.

Для учета влияния всех указанных факторов на обеспечение проектных показателей прочности бетона в сооружении, а также для снижения себестоимости внутриблочных работ на строительстве плотины Андияновского водохранилища был разработан общий методический подход к регулированию этих факторов и принятию соответствующих решений. Одним из центральных вопросов этого методического подхода было выявление зависимости между параметрами вышеперечисленных ОТФ и показателями прочности и однородности бетона при испытании на сжатие и растяжение.

Учитывая, что ОТФ представляют собой случайные явления или процессы, в основу зависимостей была положена теория математической статистики. Для построения корреляционных зависимостей обрабатывались результаты измерений прочности бетона строительных блоков опосредованно ультразвукового поверхностного профилирования (УПП), методика которой изложена в работах [2], [3] и в исследовании, помещенном на стр. 103-111 данного сборника, а также результаты измерений параметров вышеперечисленных ОТФ. Измерения производились в процессе возведения сооружения и охватывали все периоды года. Коэффициент вариации лабораторного бетона колебался в пределах $0,07 \pm 0,24$. Уплотнение бетонной смеси выполнялось ручными вибраторами ИВ-60 и механическим пакетом, состоящим из четырех вибраторов ИВ-34. Высота строительных блоков находилась в пределах $0,3 \pm 1,25$ м. Измерениями был охвачен бетон разных составов с удельным расходом цемента 220 ± 260 кг/м³. Исследования проводились во всех трех группах строительных блоков секций (верховом оголовке - элемент I,

контрфорсах — элемент II и низовом оголовке — элемент III), имеющих разную площадь и конфигурацию. Часовая интенсивность подачи бетонной смеси, средняя за период бетонирования блока, $7 \pm 26 \text{ м}^3/\text{ч}$, ее изменчивость — $1,5 \pm 11 \text{ м}^3/\text{ч}$. Температура бетонной смеси изменялась от 9 до 23°C , максимальный разогрев бетона в период экзотермии — $3 \pm 41^\circ\text{C}$, перерывы в бетонировании смежных по высоте строительных блоков зафиксированы от 2 до 369 сут. Всего было исследовано 150 блоков, что позволило получить корреляционные зависимости для оценки прочности бетона с погрешностью не более 10% и для оценки однородности — с погрешностью не более 16%. Результаты измерения обрабатывались по методу наименьших квадратов. В итоге получены следующие корреляционные зависимости:

$$R_c = (0,3064 - 46,5) + 3,4(1,25 - h)^2 - 0,0056(20 - t_m)^2 - 1,62 \lg T \quad (1)$$

$$R_p = 0,0124 + 0,28(1,25 - h)^2 - 0,00044(20 - t_m)^2 - 0,12 \lg T \quad (2)$$

$$C_c = 0,22 - \frac{0,0057}{0,01184 - 1,88} R_c + 0,13 \frac{\lg t_{sc}}{J_{90}} + 0,0057 \lg T \quad (3)$$

$$C_p = 0,228 - \frac{46,2}{14,12} R_p + 0,12 \frac{\lg t_{sc}}{J_{90}} + 0,009 \lg T, \quad (4)$$

где R_c, R_p — средняя для блока прочность бетона на сжатие и растяжение в возрасте 180 сут, МПа; C_c, C_p — коэффициент вариации прочности бетона в возрасте 180 сут при испытании на сжатие и растяжение; h — удельный расход цемента, $\text{кг}/\text{м}^3$; h — высота блока, м; t_m — максимальная среднееобъемная температура бетона в период экзотермии, град; T — перерыв в бетонировании смежных по высоте блоков, сут; t_{sc} — температура бетонной смеси в период укладки в блок, град; J_{90} — часовая интенсивность подачи бетонной смеси в блок, обеспеченность 90%. $J_{90} = J - 1,28 S$ ($\text{м}^3/\text{ч}$): J — часовая интенсивность подачи бетонной смеси в блок, средняя за период бетонирования ($\text{м}^3/\text{ч}$), S — среднеквадратическое отклонение часовой интенсивности ($\text{м}^3/\text{ч}$).

Коэффициенты корреляции составили для зависимости (1) — 0,916, для (2) — 0,999, для (3) — 0,773, для (4) — 0,788, что указывает на наличие достаточно надежных связей между прочностными показателями бетона и параметрами ОТФ.

Такие факторы, как объем и конфигурация блока (элементы I, II,

III), способ уплотнения бетонной смеси (ручной или механизированный), не вошли в зависимости, поскольку степень их влияния на однородность бетона в сооружении оказалась незначительной. Не установлено воздействие и таких факторов, как сезонность производства работ и однородность бетона, поступающего с завода. Очевидно, комплекс организационно-технологических мероприятий (ОТМ) при производстве работ, с одной стороны, исключает влияние сезонности работ, с другой, — приводит к изменению исходной однородности бетона в процессе транспортировки, разравнивания и уплотнения бетонной смеси. Сравнение среднемесячных значений прочности и однородности бетона, полученных в результате лабораторных испытаний контрольных образцов и бетона в сооружении способом УПШ, позволило установить, что фактическая прочность бетона в плотине в среднем на 3% выше результатов ее оценки традиционными методами. Среднеквадратическая ошибка при оценке среднемесячных значений прочности бетона составила при испытании на сжатие 8,5%, на растяжение — 12%. Установлено также, что однородность бетона в плотине выше значений, полученных по результатам испытаний контрольных образцов, при оценке прочности на сжатие на 10% и на растяжение — на 20%. Среднеквадратическая ошибка в определении коэффициента вариации соответственно составила 25 и 31%, что говорит о значительном влиянии ОТФ на однородность бетона в сооружении.

Анализ зависимостей (1)–(4) позволил установить, что наиболее значимым фактором в пределах рассмотренных параметров является удельный расход цемента, а при оценке однородности — прочность бетона. "Удельный вес" этих факторов в уравнениях регрессии составил соответственно 85 и 70%. Вторым по значимости фактором является приведенная часовая интенсивность подачи бетонной смеси в блок ($\frac{J_{90}}{\lg t_{sc}}$). Ее "удельный вес" в уравнениях (3) и (4) составляет 21%. Значимость таких факторов, как высота блока h и перерывы в бетонировании смежных по высоте блоков T , приблизительно одинакова и составляет 4–11%.

Из всех рассмотренных ОТФ максимальная среднееобъемная температура разогрева бетона в период экзотермии t_m оказывает наименьшее влияние на прочность бетона. Оно оценивается в 1–2%. Тем не менее этот показатель важен из-за высокой стоимости мероприятий, обеспечивающих заданный температурный режим бетонной кладки.

Учитывая, что фактор t_m представляет собой интегральный показатель, который зависит от температуры поверхности и основания

блока, температуры бетонной смеси, высоты блока, интенсивности экзотермии и проч., а эти факторы, в свою очередь, зависят от параметров технологических мероприятий, были проведены соответствующие исследования для выявления статистических зависимостей между указанными факторами и максимальной среднесуточной температурой строительных блоков.

С этой целью были обработаны результаты измерений температурного режима бетона строительных блоков, которые проводились группой натурных наблюдений института "Средэзгипроводхлопок" и технологической службой Андижангидростроя. Всего обработано 100 результатов измерений технологических параметров бетонирования, ухода за бетоном строительных блоков и их температурного режима. Данные измерений обработаны методом наименьших квадратов. В итоге получена следующая зависимость:

$$t_m = 0,92 t_n + 0,172(23,8 + t_{sc})h + 0,0026 t_{sc}^2 + 0,213(t_o - t_n) + 0,15(t_{sc} - t_n)h, \quad (5)$$

где t_n - среднесуточная температура поверхности блока, град; t_o - среднесуточная температура основания нижележащего блока перед бетонированием, град.

Коэффициент корреляции зависимости (5) равен 0,999. Уравнение (5) соответствует составу бетона с удельным расходом цемента 244 кг/м³. Ошибка в определении t_m при других значениях расхода цемента (от 220 до 260 кг/м³) составляет не более 1°C.

Анализ корреляционной зависимости (5) показал, что наиболее значимым фактором является температура поверхности бетона (ее "удельный вес" составляет 60%), затем идут температура бетонной смеси и основания блока, высота блока - по 12-15% каждый.

Известно, что температура поверхности строительных блоков определяется состоянием поверхности и температурой воздуха. Поэтому группой натурных наблюдений института "Средэзгипроводхлопок", Новосибирским инженерно-строительным институтом и Андижангидростроем были проведены исследования по выявлению влияния способа ухода за бетоном на температуру поверхности блока, для чего производились измерения t_n и температуры воздуха при различных методах термовлажностной обработки блоков. По результатам измерений были получены следующие зависимости:

$$- \text{ для сухой поверхности} \quad t_n = 3 + 1,1 t_{воз} \quad (6)$$

$$- \text{ для влажной поверхности} \quad t_n = 6,3 + 0,7 t_{воз} \quad (7)$$

$$- \text{ при поливе поверхности бетона} \quad t_n = 8 + 0,5 t_{воз} \quad (8)$$



Рис.1. Изменение высоты строительных блоков элемента I сечения 24 во времени



Рис.2. Максимальная среднесуточная температура бетона при бетонировании блоков элемента I сечения 24

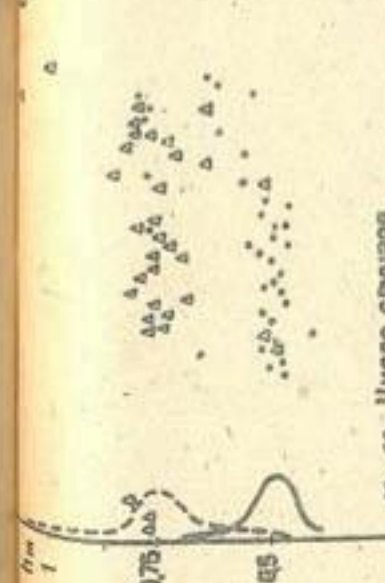


Рис.3. Перерыв в бетонировании смежных по высоте блоков элемента I сечения 24

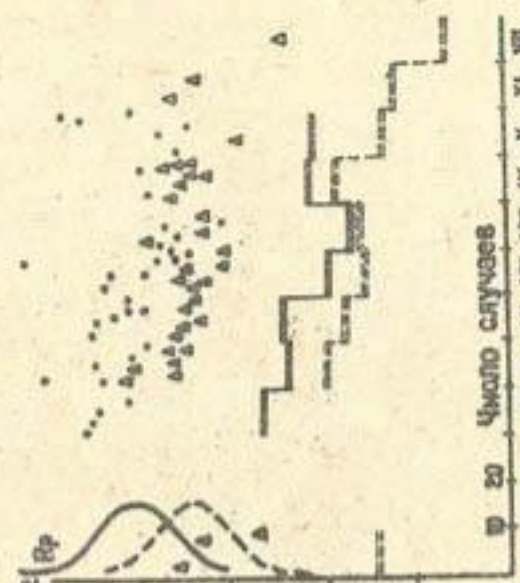


Рис.4. Изменение интенсивности экзотермии бетонной смеси при заливке бетонной смеси при бетонировании блоков элемента I сечения 24

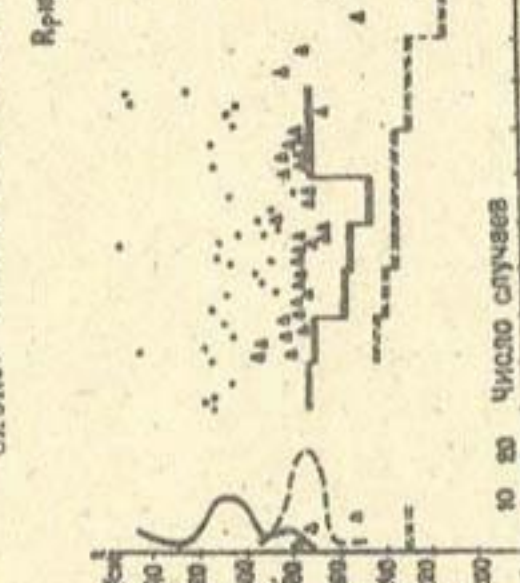


Рис.5. Прочность бетона на сжатие в блоках элемента I сечения 24

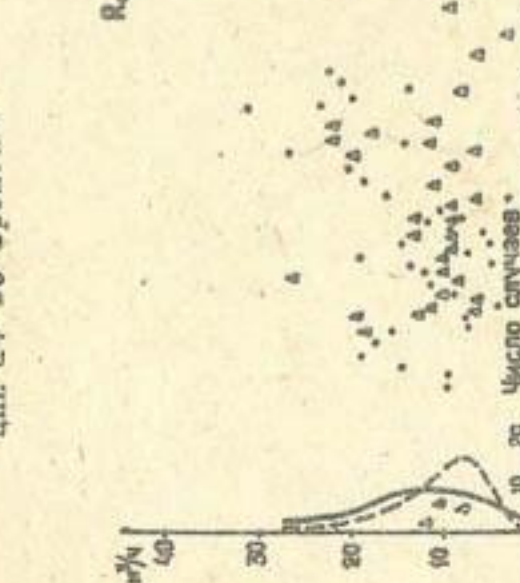


Рис.6. Прочность бетона на растяжение в блоках элемента I сечения 24

* Условные обозначения для всех рисунков: • - блоки 1974 г.; Δ - блоки 1976 г.; — в 1974 г., --- в 1976 г.

Для возможности оперативного использования зависимости (5) были обработаны данные длительных наблюдений за температурным режимом бетона и получена зависимость температуры основания t_o от продолжительности перерыва в бетонировании смежных блоков T , температуры поверхности блока, средней за период, T и высоты блока:

$$t_o = 0,9 t_n + \frac{1}{0,05 + 0,3 F_o}, \quad (9)$$

где t_n — температура поверхности блока-основания, град; F_o — число Фурье $F_o = \frac{\alpha}{h} T$ — коэффициент теплопроводности, $W/m^2 \cdot C$; h — высота блока-основания, м; T — время перерыва в бетонировании, сут).

Установленные корреляционные зависимости влияния ОТФ на качество бетона использовались при корректировке технологических правил (ТП) производства бетонных работ в процессе строительства плотины Андиканского водохранилища, при разработке мероприятий по снижению трудозатрат на внутриблочных работах и себестоимости строительства.

На рис. I-4 в качестве примера приведены зарегистрированные в процессе строительства численные значения ОТФ при укладке бетона в верховой оголовок секции 24. Как видно из этих рисунков, ОТФ представляют собой случайные процессы. На рис. 5 и 6 приведены подсчитанные по формулам (I)-(4) численные значения прочности бетона при испытании на сжатие и растяжение. Как следует из рис. 5 и 6, фактическая прочность бетона в элементе I в 1974 г. превышала нормативную на 35%. Аналогичная картина наблюдалась по всем секциям плотины. Это дало основание снизить требования к ОТФ и таким образом уменьшить стоимость строительства, выдерживая требования проекта к прочностным показателям бетона, что отражено в результатах производства бетонных работ в 1976 г. (рис. I-6). Примеры снижения требований к ОТФ и корректировки ТП производства бетонных работ приведены в табл. I.

Таблица I

Примеры корректировки технологических правил производства бетонных работ на строительстве плотины Андиканского водохранилища

Пункт ТП	Требования ТП	Фактическое выполнение ТП
I	2	3
3.6	Предельные нормы расхода цемента для бетона М-250 — 264 кг/м ³	Нормы расхода цемента для бетона М-250 сокращены до 240 кг/м ³

I	2	3
4.6	Удаление цементной пленки с поверхности бетона производить металлическими щетками и пескоструйным аппаратом	Снятие цементной пленки выполнялось зимой механическими щетками, летом применялся гидросмыв через 4-6 ч после уплотнения бетонной смеси. В последующий период поверхность только увлажнялась
5.18	Высота блоков при однослойном бетонировании 0,5-0,75 м	Высота блоков принималась летом 0,5-0,75 м, в остальное время года — 0,75-1 м
6.2	Максимальный разогрев бетона блоков длиной более 20 м ограничивается $t_m \leq 28-30^\circ C$	Допускался максимальный разогрев бетона до $t_m \leq 38^\circ C$ без ограничения интенсивности охлаждения в первые трое суток
6.7	Перепад температуры между центром блока и горизонтальной поверхностью допускается не более $12^\circ C$	Ограничение снято, так как при послойном бетонировании это условие соблюдалось автоматически
6.11	Перерыв в бетонировании смежных по высоте блоков ограничивается при $h = 0,5$ м — 5 сут; $h = 0,75$ м — 7 сут	Допустимый перерыв в бетонировании смежных по высоте блоков без выполнения дополнительных мероприятий доведен до 20 сут
6.17	Температура бетонной смеси при укладке ее в блок ограничивается величиной $t_{sc} \leq 18^\circ C$	При укладке в блок допускалось применение бетонной смеси с температурой $t_{sc} \leq 22-24^\circ C$
5.5	Приведенная интенсивность подачи бетонной смеси в блок ($\frac{m^3}{m^2 \cdot ч}$) при бетонировании в летнее время ограничивается величиной равной $10-12 \text{ м}^3/\text{ч}$	Допустимая приведенная интенсивность подачи бетонной смеси в блок в летнее время принималась равной $5 \text{ м}^3/\text{ч}$

В табл. 2 представлены данные по возведению плотины Андиканского водохранилища в 1974-1980 гг. и средние значения параметров ОТФ, полученные в результате уточнения ТП производства бетонных работ и снижения требований к ОТФ на внутриблочных работах.

Определение снижения стоимости бетонных работ по результатам корректировки параметров ОТФ производилось с использованием единичных расценок, действующих на строительстве. Согласно проекту удельный расход цемента, средний на весь период строительства, принят равным $0,246 \text{ т/м}^3$ при стоимости цемента 21,3 руб. за тонну. В соответствии с единичными расценками на укладку бетона в плотину (ЕР-7, II, I5) стоимость укладки и ухода за бетоном составляет

Таблица 2

Данные по возведению плотины Андиганского водохранилища (1974-1980 гг.) и средние значения параметров ОТФ

Год	Объем бетона, тыс. м ³		Средняя высота блоков, м	Температура бетонной смеси, град	Удельный расход цемента, т/м ³	Максимальный разогрев бетона, град	Температура воздуха, град
	за год	за У-УП					
1974	297,5	119,6	0,67	18	0,246	27	23,1
1975	496,6	192,3	0,73	18,7	0,242	29,2	22,9
1976	709,9	281,3	0,79	19,5	0,234	29,8	23,2
1977	606,3	240,8	0,79	19,8	0,227	30	23,2
1978	602,3	227,5	0,95	20	0,222	32,4	22,1
1979	467,1	176,4	0,92	22,5	0,228	30	21,6
1980	110,1	-	0,81	22	0,24	-	-

Примечания: 1. В таблице температура бетонной смеси, максимальный разогрев бетона и температура воздуха даны средние за период с 15 мая по 15 сентября.

2. Перерывы в бетонировании блоков T , средние за год в 1974-1980 гг., были равны 4-5 сут; количество блоков, для которых $T \geq 20$ сут, составило 2-5%.

для блоков высотой 0,5 м - 4,31 руб./м³, высотой 0,75 м - 3,96 руб./м³, высотой 1 м - 3,71 руб./м³. На основании этих данных установлена зависимость снижения стоимости работ при изменении высоты блока:
$$p_n = \sqrt{\frac{h-0,3}{0,5}} - 0,6. \quad (10)$$

Себестоимость охлаждения инертных на бетонном заводе составляет 0,28 руб./м³ при температуре бетонной смеси 18°C и 0,23 руб./м³ при 22°C, т.е. с повышением температуры бетонной смеси на 4°C удельные затраты снижаются на 0,05 руб. на 1 м³ бетона. Снижение интенсивности подачи бетонной смеси в блок дает обратный эффект: за счет повышения коэффициента вариации снижается нормативная прочность бетона, что приводит к удорожанию работ. При снижении J_{90} с 10 до 5 м³/ч удельные затраты на 1 м³ бетона возрастают на 0,05 руб. Таким образом, повышение удельных затрат на 1 м³ бетона от уменьшения интенсивности подачи бетонной смеси при бетонировании блоков компенсируется сокращением затрат при охлаждении инертных.

Увеличение перерывов в бетонировании блоков T до 20 сут приводит к снижению нормативной прочности бетона менее чем на 5%, чем можно пренебречь. В целом же параметр T в течение всего периода строительства практически находился на одном уровне, поэтому увеличение стоимости работ не имело места.

На затраты по термовлажностной обработке поверхности бетона влияют способ удаления цементной пленки (механическими щетками или гидросмывом) и последующий способ ухода (без ухода, увлажнение, полив). Эффективность термовлажностной обработки зависит от перепада температур бетона в блоке и окружающего воздуха: чем больше разница температур ($t_m - t_{воз}$), тем меньше затраты по уходу за бетоном и ниже себестоимость работ. Кроме того, с увеличением высоты блока возрастает температура разогрева бетона и снижается эффективность термовлажностной обработки. Анализ единичных расценок на укладку бетона в плотину Андиганского водохранилища и результатов расчетов по уравнениям (5) и (9) позволил установить зависимость снижения удельных затрат на термовлажностную обработку бетона от максимальной среднеобъемной температуры бетона t_m , температуры воздуха $t_{воз}$ и высоты блока h :
$$P_c = 0,49 + 0,03(t_m - 0,73 t_{воз}) - 0,65h. \quad (11)$$

Таким образом, из всех рассмотренных выше ОТФ только удельный расход цемента, высота блоков и максимальная среднеобъемная температура бетона оказывают влияние на себестоимость бетонных работ. Наибольший экономический эффект дало снижение требований на термовлажностную обработку бетона. Так, при снижении нормативной прочности бетона на 10 кг/см² за счет сокращения расхода цемента достигается уменьшение стоимости работ на 0,07 руб. на 1 м³ бетона, от увеличения высоты блоков - на 0,13 руб./м³ и при повышении максимальных значений среднеобъемной температуры бетона - на 0,19 руб./м³. Пределы воздействия этих факторов на нормативную прочность бетона тоже различны. Так, если за счет изменения удельного расхода цемента можно получить практически любое снижение или повышение нормативной прочности бетона R_n , то варьируя высотой блоков в пределах 0,4-1,2 м, можно добиться изменения R_n на 2,5 МПа, а повышая t_m до 38°C, - на 2 МПа, причем, в условиях строительства плотины Андиганского водохранилища фактор t_m оказывает влияние на стоимость работ только в мае-сентябре. В силу этого оптимальное решение по изменению параметров ОТФ с целью снижения R_n на строительстве плотины Андиганского водохранилища принималось исходя из экономической эффективности того или иного фактора и возможностей его воздействия на R_n : летом отдавалось предпочтение снижению затрат на термовлажностную обработку бетона, зимой повышалась высота блоков, снижение удельных расходов цемента производилось постоянно в течение всего пе-

риода строительства.

В табл.3 приведены данные по общему снижению стоимости бетонных работ при строительстве плотины, полученные в результате уточнения технологических правил и снижения требований к организационно-технологическим мероприятиям.

Таблица 3

Снижение стоимости бетонных работ на строительстве плотины Андиканского водохранилища в результате уточнения ТП и снижения требований к ОТМ (тыс.руб.)

Год	Снижение стоимости работ от изменения			Всего
	высоты блоков	удельного расхода цемента	максимальной температуры бетона	
1975	162,6	42,3	74,9	279,8
1976	276,8	181,5	101,3	559,6
1977	236,4	245,4	89,1	570,9
1978	325,2	179,6	81,9	586,7
1979	239,9	179,1	56,4	475,4
1980	45,1	14,1	-	59,2
Итого	1286	842	403,6	2531,6

Общее снижение сметной стоимости работ с учетом накладных расходов и плановых накоплений составляет 3276,4 тыс.руб., или 2,2% от стоимости бетонных работ по плотине. Это говорит о широких возможностях разработанного нами метода регулирования параметров ОТМ и воздействия через них на качество бетона массивных сооружений.

Л и т е р а т у р а

1. Судаков В.Б. Основные стороны влияния современных способов производства бетонных работ на качество гидротехнического бетона. - Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 104. Л., ВНИИГ, 1976.
2. Кулешов Г.Н. Комплексные испытания массивных бетонных сооружений ультразвуком и оценка прочности бетона. - Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок". Ташкент, 1980.
3. Кулешов Г.Н. Экспериментальные и натурные исследования прочности и однородности бетона Андиканской плотины. - Сб. науч. тр. ин-та "Средазгипроводхлопок". Ташкент, 1981.

В.С.Попов, нач.отд.
В.К.Архангельский, руковод.
группы
А.Нусретов, руковод.группы
(Средазгипроводхлопок)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОДОВЫПУСКОВ ИЗ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ В ГИБКИЕ ТРУБОПРОВОДЫ

В условиях резкого возрастания дефицита водных ресурсов при освоении земель с близким залеганием грунтовых вод, малыми коэффициентами фильтрации и пересеченным рельефом, где капитальная планировка нецелесообразна из-за чрезмерно больших объемов, требуются новые способы доставки оросительной воды. Традиционные приемы транспортирования ее по открытым ирригационным каналам, лоткам-каналам и прочим подобным водоводам в этих условиях непригодны. Одним из наиболее рациональных в настоящее время способов подвода воды на орошаемые территории являются закрытые оросительные малонапорные трубчатые системы, позволяющие решить задачи по сокращению потерь на фильтрацию, уменьшению холостых сбросов, улучшению водообеспеченности земель и водоемкости всех элементов системы, а также увеличению КЭИ.

Применение сооружений запорной и регулирующей арматуры, конструкция которой заимствована из систем водоснабжения без учета специфики работы ирригационной сети: сезонности и наличия в оросительной воде наносов, - большая металлоемкость, дефицитность и высокая стоимость чугунной арматуры ограничивают возможность использования закрытых оросительных систем. В связи с этим многие научно-исследовательские и проектно-конструкторские организации заняты разработкой и исследованием упрощенных и облегченных конструкций различных элементов запорной и регулирующей арматуры для оросительных малонапорных трубопроводов.

В отделе металлоконструкций института "Средазгипроводхлопок" разработан гидрант-водовыпуск из закрытой оросительной сети в гибкие распределительные трубопроводы, отличающийся сравнительно малой металлоемкостью, простотой в изготовлении, надежностью при эксплуатации.

Гидрант-водовыпуск (рис.1) включает:

- цилиндрический стакан высотой $2,5-3 D_c$ с патрубком 9 для присоединения гибкого транспортирующего трубопровода 10. Внут-

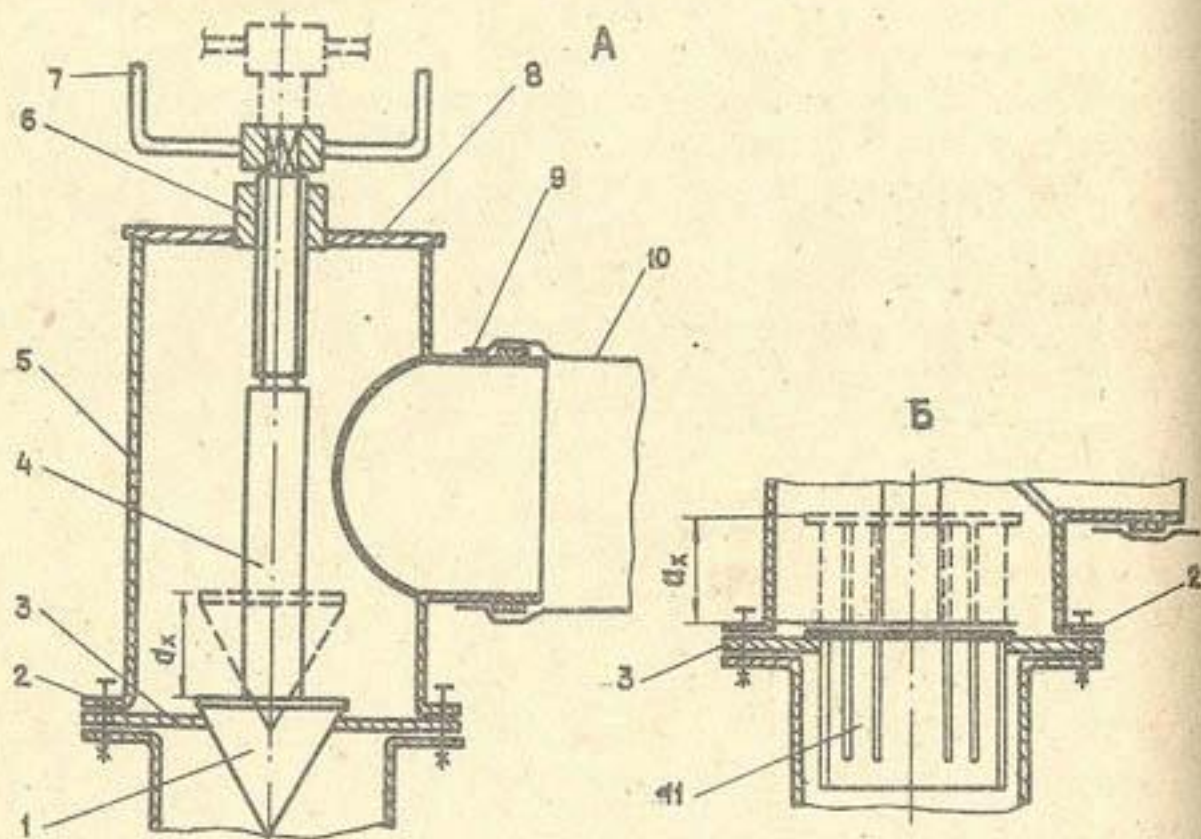


Рис.1. Общий вид гидранта-водовыпуска:

А - с конусным запорным устройством; Б - с цилиндрическим целевым запорным устройством

ренний диаметр патрубка следует принимать в пределах $0,6 \pm 0,8 D_c$, где D_c - внутренний диаметр цилиндрического стакана. Толщина стенок стакана и патрубка $t = 3 \pm 5$ мм;

- крышку 8 с гайкой 6. Крышка изготавливается из стального листа толщиной 8-10 мм и приваривается к стакану электросваркой;

- шток 4 $\phi 50$ мм с резьбовой нарезкой в верхней части на длине 200 мм. К нижней части штока электросваркой или резьбовым соединением крепится запорное устройство, разработанное в двух вариантах: конусное I и в виде подвижного цилиндрического стакана с целевыми вертикальными отверстиями в стенке II;

- диафрагму 3, которая изготавливается из стального листа $t = 8 \pm 10$ мм и при монтаже гидранта-водовыпуска центрируется для

совместной работы с запорным устройством.

Гидрант-водовыпуск крепится к трубопроводу фланцевым соединением 2.

Гидравлические исследования натурного образца гидранта выполнены с целью определения пропускной способности при различных давлениях в напорном трубопроводе, условий гашения потока в пределах цилиндрического стакана и герметичности, т.е. отсутствия протечек при перекрытом водовыпуске.

Стенд для исследования (рис.2) имеет:

- напорный трубопровод I диаметром 350 мм с патрубком 2

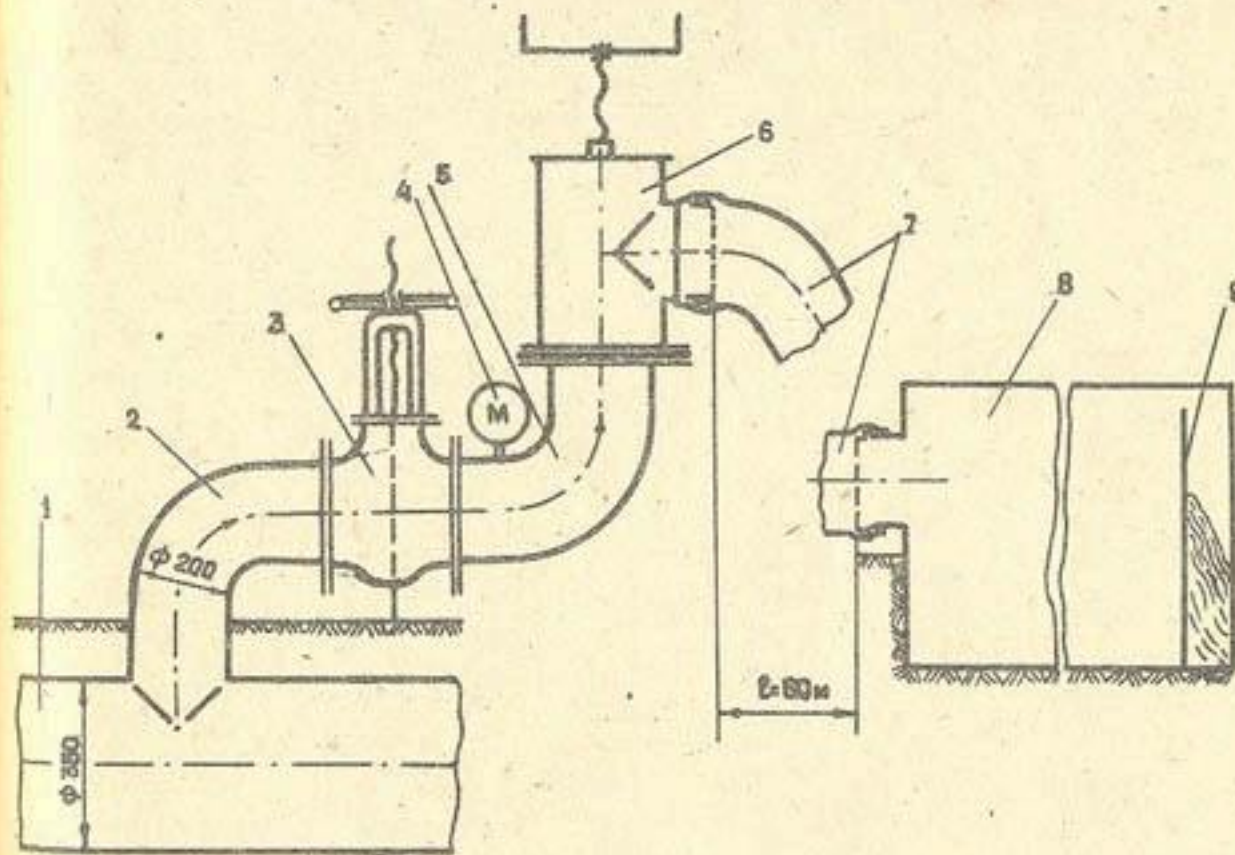


Рис.2. Стенд для исследования гидранта-водовыпуска

диаметром 200 мм и чугунной задвижкой 3. Напорный трубопровод рассчитан на пропуск расхода до 200 л/с, и давление воды в нем может быть изменено в пределах $0,3 \pm 2,5$ кг/см²;

- гидрант-водовыпуск 6, который подключен к задвижке с помощью колена 5 диаметром 200 мм;

- гибкий транспортирующий трубопровод 7 длиной 60 м, соединенный одним концом с гидрантом, другим - с водомерным бассейном

8, оборудованным системой гасителей и треугольным водосливом 9.

Давление в напорном трубопроводе замерялось манометром 4.

Некоторые результаты исследований натурного образца гидранта-водовыпуска с конусным запорным устройством и обработки опытного материала приведены в табл. I. Коэффициент расхода определялся по зависимости $\mu = \frac{Q}{\omega \sqrt{2gH}}$, где Q - расход ($\text{м}^3/\text{с}$), ω - площадь живого сечения (м^2), принимаемая как разность между площадью отверстия в диафрагме и поперечного сечения запорного устройства на уровне диафрагмы; H - напор в подводящем трубопроводе (м).

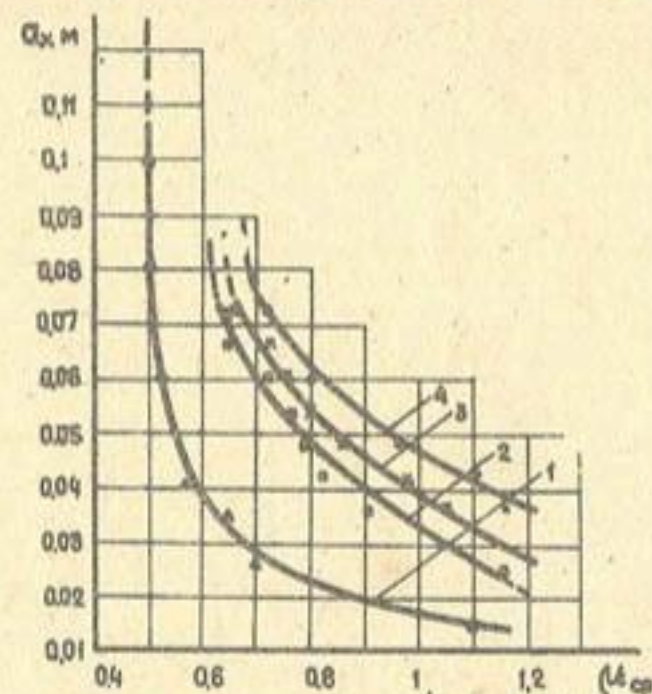
Таблица I

Изменение коэффициента расхода в зависимости от величины открытия конусного запорного устройства

Площадь живого сечения $\omega, \text{м}^2$	Величина открытия $a_x, \text{м}$	Напор в подводящем трубопроводе $H, \text{м}$	Пропускаемый расход $Q, \text{м}^3/\text{с}$	Коэффициент расхода μ	Среднее значение коэффициента расхода $\mu_{\text{ср}}$
I	2	3	4	5	6
0,00155	0,015	4,8	0,0138	1,095	1,1
		8,8	0,0194	1,13	
		13,6	0,023	1,08	
		18,2	0,0268	1,09	
		23,1	0,0304	1,1	
0,0031	0,026	24,6	0,031	1,09	0,7
		4,6	0,0208	0,7	
		8,5	0,0284	0,71	
		12,9	0,034	0,69	
		17,2	0,04	0,7	
0,0042	0,035	23,7	0,0465	0,7	0,65
		4,5	0,0256	0,65	
		8,1	0,0346	0,65	
		12,6	0,0424	0,64	
		16,5	0,0498	0,65	
0,0052	0,04	21,1	0,0568	0,66	0,57
		22,7	0,0582	0,66	
		4,5	0,0275	0,56	
		8,4	0,0372	0,57	
		12,4	0,045	0,56	
0,0075	0,06	16,2	0,0536	0,57	0,53
		20,6	0,0614	0,58	
		22,2	0,0634	0,58	
		4,5	0,0374	0,53	
		9,2	0,0544	0,54	
		16,7	0,0706	0,52	0,53
		18,9	0,0765	0,53	
		22,1	0,0828	0,53	

I	2	3	4	5	6
0,0089	0,08	4,4	0,0413	0,5	0,51
		8,7	0,0581	0,5	
		15,2	0,0781	0,51	
		19,1	0,0896	0,52	
		22,1	0,0964	0,52	
0,0094	0,1	4,5	0,045	0,51	0,5
		9,2	0,0639	0,506	
		15,3	0,0819	0,508	
		16,3	0,0857	0,51	
		21,8	0,1001	0,515	

Из табл. I и рис. 3 видно, что коэффициент расхода вентиля-гидранта является величиной переменной и зависит от размера от-

Рис. 3. Зависимость $\mu = f(a_x)$:

1 — для гидранта-водовыпуска с конусным запорным устройством; 2, 3, 4 — для гидранта-водовыпуска с запорным устройством в виде подвижного цилиндрического стакана с 6, 18 и 24 вертикальными щелями

крытия конусного запорного устройства; напор в подводящем трубопроводе практически не оказывает влияния на него. При полном открытии запорного устройства коэффициент расхода близок к 0,5, а расходы, пропускаемые гидрантом, могут изменяться от 30 л/с (при давлении в трубопроводе 0,4 атм) до 65-70 л/с при давлении

2,2-2,5 атм.

В табл.2 приведены результаты определения коэффициента расхода и пропускной способности гидранта-водовыпуска с запорным устройством в виде подвижного цилиндрического стакана с шестью вертикальными щелями.

Исследования подтвердили общую закономерность изменения коэффициента расхода с изменением размера открытия или живого сечения независимо от напора в подводящем трубопроводе.

Таблица 2

Изменение коэффициента расхода гидранта-водовыпуска с цилиндрическим щелевым запорным устройством

Величина открытия a_x , м	Напор в подводящем трубопроводе H , м	Пропускаемый расход Q , м ³ /с	Площадь живого сечения ω , м ²	Коэффициент расхода μ	Среднее значение коэффициента расхода μ_{cp}
1	2	3	4	5	6
0,024	5	0,0067	0,000665	1,02	1,15
	9,2	0,0103		1,16	
	14,5	0,0132		1,17	
	19,4	0,0143		1,1	
0,036	22,2	0,019	0,001241	1,3	0,904
	5	0,01136		0,925	
	9	0,014		0,875	
	14,1	0,018		0,872	
0,042	19	0,022	0,001529	0,918	0,841
	22	0,027		0,93	
	5	0,012		0,792	
	8,9	0,0154		0,762	
0,048	13,9	0,0206	0,001817	0,816	0,794
	19	0,025		0,846	
	21,8	0,031		0,987	
	5	0,0145		0,81	
0,054	8,8	0,0166	0,002105	0,7	0,76
	13,7	0,0228		0,77	
	18,6	0,0281		0,81	
	21,5	0,0338		0,88	
0,06	5	0,015	0,002393	0,721	0,724
	8,7	0,0186		0,78	
	13,5	0,025		0,731	
	18,4	0,03		0,752	
0,06	21,5	0,0355	0,002393	0,823	0,724
	4,9	0,0171		0,73	
	8,5	0,0206		0,67	
	13,3	0,0284		0,73	

1	2	3	4	5	6
0,066	18,3	0,033	0,002873	0,73	0,658
	21,2	0,037		0,76	
	4,9	0,0186		0,66	
	8,3	0,0216		0,59	
0,072	13,1	0,031	0,003161	0,67	0,648
	18,1	0,0356		0,66	
	21	0,0416		0,71	
	4,8	0,0202		0,66	
0,072	8,1	0,0233	0,003161	0,58	0,648
	12,9	0,0341		0,68	
	18	0,0379		0,63	
	20,8	0,04418		0,69	

Коэффициент расхода рассчитан по вышеприведенной зависимости, а площадь живого сечения принималась равной сумме площади кольца между отверстием диафрагмы и наружной стенкой подвижного стакана и площади шести вертикальных щелей, определяемой как произведение $\beta \times a_x \times n$, где β — ширина щели (м), a_x — величина открытия (м), n — количество вертикальных щелей (шт.).

Из табл.2 видно, что:

— при малых открытиях запорного устройства коэффициент расхода больше единицы и для конструкции с шестью щелями достигает 1,15-1,2 (рис.3);

— гидрант-водовыпуск с предлагаемым запорным устройством обладает более плавным регулированием пропускаемого расхода;

— максимальный подъем запорного устройства обеспечивает пропуск расхода в пределах 25-55 л/с при напорах в трубопроводе 0,5-2,2 атм.

Для повышения пропускной способности гидранта-водовыпуска необходимо увеличить площадь живого сечения. Это достигается либо расширением щелевых отверстий, но не более чем в 1,3-1,5 раз, либо увеличением их количества.

В процессе испытаний была проверена пропускная способность водовыпуска с 18 и 24 щелевыми отверстиями в запорном устройстве при давлении в трубопроводе 5 м. При полном его открытии пропускная способность возросла соответственно до 75 и 100 л/с. При полном открытии и 24 отверстиях коэффициент расхода возрос до 0,68 против 0,6 при шести отверстиях (рис.3).

Наблюдения за гашением избыточной энергии потока подтвердили правильность принятых разработок как в варианте конусного запорно-

го устройства, так и цилиндрического цельного. В том и другом случае избыток энергии потока, выпускаемого из напорного трубопровода через задвижку, максимально гасится и поток, практически успокоенный, поступает через сливной патрубок в гибкий транспортирующий трубопровод.

Выполненные исследования позволяют рекомендовать внедрение рассматриваемых конструкций запорного устройства на закрытой оросительной сети с максимальным давлением в подводящих трубопроводах до 4 атм и расходах водовыпусков до 60-70 л/с.

УДК 624:631.6

А.А.Туманов, канд. техн. наук,
ст. науч. сотр.

(Таш. филиал ВНИИ "ВОДГЕО")

С.Е.Мирецкий, гл. инж. проекта
(Среднеазиатгипрострой)

ПРИМЕНЕНИЕ ДИСКОВЫХ ЗАТВОРОВ ДЛЯ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

Строительство закрытых оросительных систем в нашей стране поставило задачу оснащения сети эффективной унифицированной запорно-регулирующей арматурой. Используемая в настоящее время водопроводная арматура — задвижки типа "Лудло" — имеет большую массу, невысокую регулируемую способность и довольно низкую герметичность при работе с водой, содержащей наносы и органические частицы. За рубежом уже давно в различных отраслях промышленности применяются дисковые затворы, в частности фирмы *"Amci", "Gashot", "Masoneilan"*, сохраняющие герметичность после нескольких тысяч срабатываний благодаря широкой гамме эластомеров, используемых строго функционально в зависимости от назначения затвора ДЗ. Дисковые затворы привлекают прежде всего компактностью, малой массой, удобным управлением и небольшими потерями напора. В последние годы их стали выпускать и в нашей стране — московский завод "Водоприбор", ленинградское НПОА "Знамя труда", НПО "Радуга", Ивано-Франковский завод водозапорной арматуры.

В XI пятилетке Минводхоз СССР намечает широкое внедрение дисковых затворов на закрытых оросительных системах. Ввод мощностей по производству затворов такого типа на заводах Минводхоза УзССР позволит обеспечить потребность в них и отказаться от

дорогостоящих и металлоемких задвижек типа "Лудло".

Дисковые затворы на условное давление $P_y=1$ МПа изготавливаются из серого чугуна, причем затворы диаметром условного прохода D_y до 400 мм выпускаются преимущественно с уплотнением по корпусу, а $D_y=600$ мм и более — с уплотнением по диску.

Масштабы применения дисковых затворов на оросительной сети во многом определяются принятой техникой полива. К настоящему времени наметилась оросительная сеть двух типов: низконапорная — с выпуском воды из гидрантов в чеки либо поливные рукава, когда напор в сети не превышает 0,5 МПа, и высоконапорная, когда напор в сети зависит от принятых типов дождевальных установок и может достигать до 1,5 МПа. В соответствии с этим следует предусматривать оснащение сооружений арматурой двух категорий по напорности, что позволит облегчить конструкции затворов за счет экономии металла и широкого применения пластмасс для низконапорных затворов.

Наиболее массовыми сооружениями на оросительной сети являются гидранты-водовыпуски, число которых в хлопкосеющем совхозе может достигать до 1500, причем в основном используются запорные устройства размеров 100, 150 и 200 мм. Такого же размера затворы, но на большее условное давление могут применяться в аэрационных устройствах, при распределении расходов в узлах вододеления дождевальных установок, при подаче воды насосными станциями. Затворы диаметром более 300 мм могут найти применение в узлах вододеления самотечных систем, при подкачке насосными станциями, в качестве отсечных устройств в сочетании с обратными клапанами.

При использовании дисковых затворов в качестве отсечных устройств, в частности на системах дождевания, следует иметь в виду, что затворы с уплотнением по диску нельзя применять в случаях, когда поток может изменять направление на обратное.

Вследствие неизученности вопроса о регулирующей способности затворов на низконапорных системах, в частности когда за затвором напор меньше 0,1 МПа или истечение происходит в атмосферу, дать рекомендации по использованию их в качестве регуляторов в настоящее время не представляется возможным.

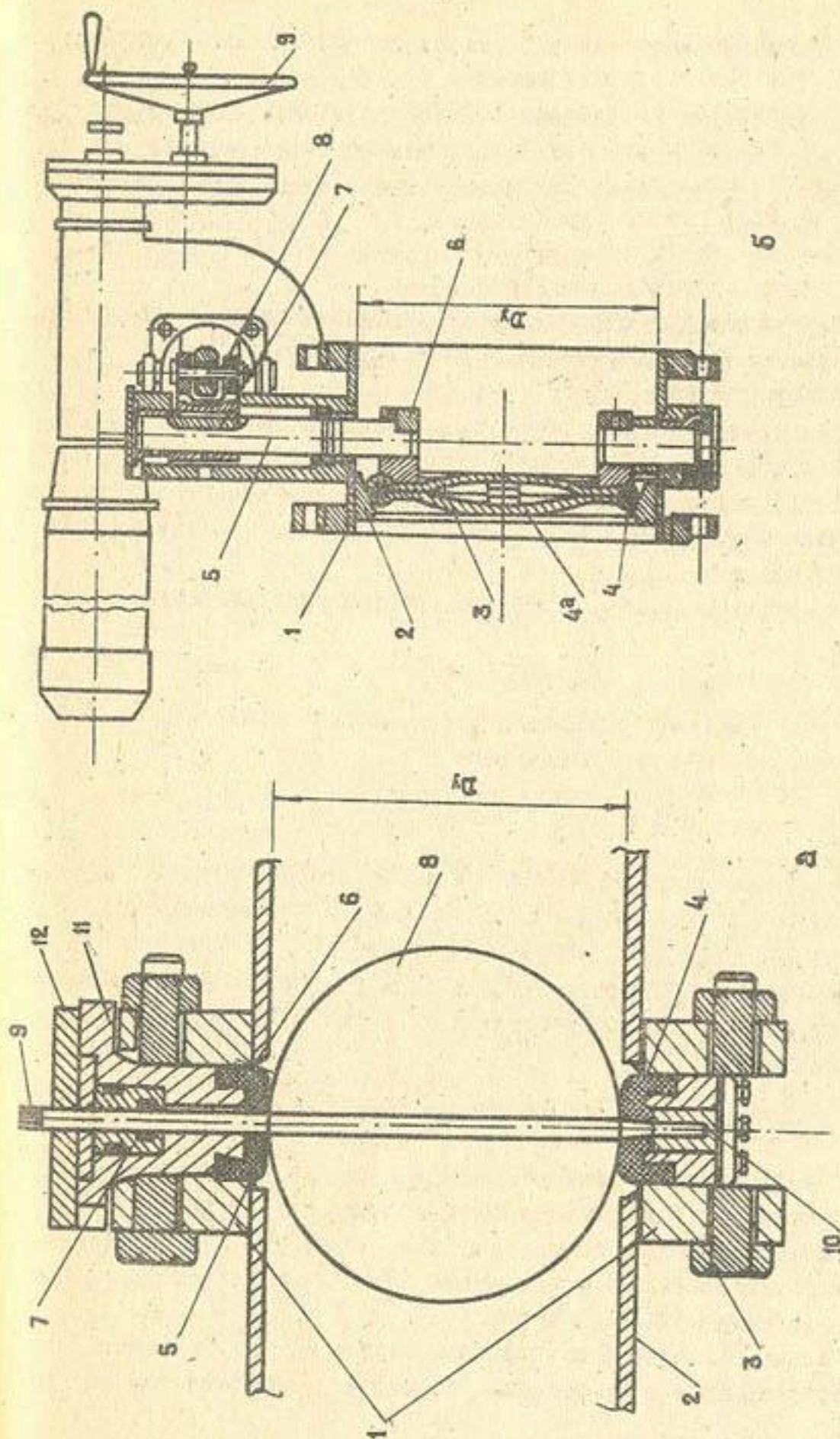
Затвор с уплотнением по корпусу, изображенный на рисунке, устанавливается между фланцами 1 двух трубопроводов 2, стянутых болтами 3. Герметичность стыка обеспечивается за счет сжатия бурта 4 уплотнительной муфты 5 с одной стороны фланцем 1, с другой —

корпусом 6, благодаря чему не требуется установки прокладок и корпус не имеет непосредственного контакта с жидкостью. От стягивания с корпуса муфта удерживается фигурными выступами на внутренней поверхности корпуса. Уплотнение вала в верхней опоре осуществляется сальником 7. Диск затвора 8 посажен на ось 9 и закреплен на ней болтами. Один конец оси 9 упирается в обойму 10, запрессованную в корпусе, другой через втулку 11 и крышку 12 выведен наружу и обточен в виде четырехгранника для возможности посадки рукоятки управления либо установки привода. Герметичность перекрытия прохода обеспечивается за счет сжатия муфты между краем диска и корпусом при повороте его на 90° . Вследствие того что внутренний диаметр муфты меньше диаметра диска, внедрение диска в муфту начинается уже при углах открытия $80-82^\circ$, а при $84-85^\circ$ диск полностью перекрывает проход.

Затворы $D_y \geq 150$ мм завода "Водоприбор" снабжены рычажно-винтовым приводом, вращение маховика передается на винт, по которому перемещается гайка, через рейку приводящая в движение вал редуктора.

При перемещении гайки из положения "открыто" в положение "закрыто" момент на валу редуктора начиная с 60° увеличивается и при полном закрытии достигает максимальной величины, причем число оборотов винта, необходимое для закрытия затвора на первые 60° и последующие 30° , равное, что обеспечивает плавное регулирование расхода и исключает резкое повышение давления в момент закрытия.

Затворы диаметром 300-1200 мм на $P_y = 1$ МПа с уплотнением по диску изготавливаются Ивано-Франковским заводом водозапорной арматуры. Затвор такого типа, изображенный на рисунке, состоит из следующих основных частей: корпус 1, седло на корпусе 2, диск 3, уплотнение диска 4, приводной вал 5, жестко соединенный с диском посредством сегмента 6, верхняя часть вала через шпунку 7 соединена с рычагом 8, который связан со шпинделем, движущимся поступательно. Затвор открывается и закрывается электроприводом 3-25 или вручную с помощью маховика 9. Вращательное движение маховика преобразуется в поступательное движение шпинделя бугельным узлом. Уплотнение диска выполнено из резинового шнура, закладываемого в канавку на ободу и зажимаемого в ней съемным диском 4а. В отличие от затвора с уплотнением по корпусу ось вращения диска рассматриваемого типа затворов сдвинута от оси корпуса,



Конструкции дисковых затворов: а - с уплотнением по корпусу; б - с уплотнением по диску

что осложняет конструкцию и вызывает дополнительные потери напора.

Расчет дискового затвора обычно сводится к определению потерь напора и момента на валу, необходимого для управления. Потери напора определяются положением диска и находятся из зависимости Вейсбаха

$$h_n = \zeta \frac{v^2}{2g}, \quad (1)$$

где ζ — коэффициент сопротивления, принимаемый по данным табл. I; v — средняя скорость движения воды в трубопроводе, м/с; g — ускорение силы тяжести, м/с².

Следует иметь в виду, что при установке затвора в узле вододеления, где его сопряжение с водоводами осуществляется конфузочно-диффузорным переходом, фактический коэффициент сопротивления может уменьшиться в зависимости от отношения меньшего диаметра к большему [2].

Момент на открытие затвора представляет собой сумму моментов:

$$M_{от} = M_{гг} + M_{\delta} + M_o + M_g. \quad (2)$$

Здесь $M_{гг}$ — момент, вызываемый гидродинамическим действием потока, определяется по зависимости

$$M_{гг} = m \frac{D^3}{12} (1 + \zeta) \gamma \frac{v^2}{2g}, \quad (3)$$

где m — коэффициент, зависящий от формы диска и угла поворота, значения которого принимаются по табл. I; D — диаметр диска затвора, м; γ — удельная масса воды, кг/м³.

Момент M_{δ} вызывается трением вала по резиновой муфте либо сальнику (для затвора с уплотнением по диску) и определяется из соотношения

$$M_{\delta} = 0,5 \mu D [P + 0,785 \beta \gamma D^2 (1 + \zeta) \frac{v^2}{2g}], \quad (4)$$

где P — масса диска затвора в сборе, кг; μ — коэффициент трения, принимаемый для затвора с уплотнением по корпусу 0,7÷0,8, а для затвора с уплотнением по диску — 0,4÷0,6; β — коэффициент гидродинамического воздействия потока в зависимости от угла поворота, принимаемый по табл. I.

Момент M_o вызывается трением опор диска по резиновой муфте и для затворов с уплотнением по корпусу определяется из уравнения:

Таблица I

Расчетные параметры дисковых затворов

Угол поворота α , град	Коэффициент сопротивления ζ					m	β
	Затвор с уплотнением по корпусу				Затвор $D_y=400$ мм с уплотнением по диску		
	$D_x=100$ мм	$D_x=150$ мм	$D_x=200$ мм	$D_x=300$ мм			
10	—	—	—	—	400	0,02	1
20	—	1500	1200	600	80	0,09	1,04
30	1000	200	100	60	30	0,15	1,1
40	60	42	30	16	10	0,25	1,2
50	25	15	8	4,5	5	0,45	1,3
60	8	8	2,5	1,2	2	0,75	1,33
70	2,5	1,4	0,85	0,5	1,4	1,15	1,15
80	1	0,55	0,4	0,13	0,6	1,43	0,8
90	0,45	0,4	0,35	0,1	0,5	—	—

(Затвор открыт)

$$M_o = \frac{\pi}{2} (d_o^2 - d_{\delta}^2) q \mu z, \quad (5)$$

где d_o — диаметр опоры диска, м; d_{δ} — диаметр вала затвора, м; q — удельное давление, по техническим условиям на дисковые затворы равное 15 кг/см², фактически достигает 25 кг/см²; z — плечо силы трения, вычисляемое по формуле $z = \frac{d_o + d_{\delta}}{4}$.

Момент M_g вызван трением кромки диска по резиновой муфте либо резинового шнура по корпусу (для затвора с уплотнением по диску) и вычисляется по зависимости

$$M_g = \pi D h \mu q R, \quad (6)$$

где h — ширина контактной поверхности в положении полного закрытия затвора, м; R — приведенный радиус, м.

Момент M_g является доминирующим в управлении затвором, причем величина его по достижении максимального расчетного давления снижается примерно на 15%, что объясняется обжатием резины и уменьшением удельного давления q .

Момент M_o имеет наибольшее значение при закрытом затворе

и резко падает при повороте диска на $4-5^\circ$, поскольку удельное давление в этом случае снижается почти вдвое.

Исследованиями дисковых затворов на давление до 1 МПа, проведенными ВНИИ "ВОДГЕО" [2] и [3], установлено, что основная причина выхода из строя затворов с уплотнением по корпусу в потере герметичности в местах соприкосновения опор диска с резиновой муфтой, а затворов с уплотнением по диску — в нарушении целостности резинового уплотнительного шнура.

Износ муфты у затворов с уплотнением по корпусу был бы гораздо меньше, если бы заводом-изготовителем поддерживались идентичные для всех муфт показатели твердости порядка 40 по Шору. Степень сжатия муфты принято оценивать параметром ϵ , который представляет собой относительную величину, выражающую в процентах степень деформации муфты по кромке диска при закрытом затворе и в опорах при открытом затворе. Для затворов даже одного типоразмера значения ϵ колеблются в довольно значительных пределах из-за различной твердости резины. Так, например, для затворов $D_y=100$ мм ϵ по кромке диска составляет $6\pm 13\%$, для затворов $D_y=150$ мм $\epsilon=3,5\pm 11\%$, что отражается и на удельном давлении, величина которого почти в три раза больше установленной техническими условиями. По этой причине затворы с ϵ , не превышающей 7%, нарабатывали не менее 1000 циклов и полностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям [3].

Показатели надежности затворов $D_y=600$ мм с уплотнением по корпусу ниже — всего лишь 500 циклов до первого отказа, что связано с качеством муфты, ухудшающимся при формировании больших диаметров.

Что касается затворов с уплотнением по диску, то его надежность ниже, чем затворов с уплотнением по корпусу. Средняя наработка затвора с резиновым кольцом, твердость которого по Шору была примерно равна твердости резины затворов с уплотнением по корпусу, не превышала 100 циклов, после чего происходил разрыв уплотнительного кольца. Основная причина неудовлетворительной работы уплотнения в наличии значительного люфта между деталями затвора и привода. Увеличение твердости резинового кольца почти в два раза позволило довести наработку ресурса до 500 циклов. Однако одновременно возросло q , в связи с чем возникла необходимость повысить мощность привода [3].

Ташкентским филиалом ВНИИ "ВОДГЕО" были проведены ресурсные испытания затворов $D_y=100$, 150 и 200 мм с уплотнением по корпусу на давление до 1,6 МПа в целях выяснения прочностных характеристик и возможности применения этих затворов при таком давлении без внесения радикальных изменений в конструкцию [4]. Основные габаритные размеры затворов, приведенные к диаметру условного прохода, даны в табл.2.

Таблица 2

Основные элементы затворов с уплотнением по корпусу
завода "Водоприбор"

Диаметр условного прохода D_y , мм	Диаметр вала	Толщина муфты в опорах	Средняя толщина стенки втулки диска	Толщина муфты по контуру	Высота бурта муфты	Толщина бурта муфты	
						по низу	по верху
100	0,11	0,14	0,05	0,09	0,12	0,0075	0,01
150	0,133	0,11	0,04	0,08	0,087	0,045	0,073
200	0,12	0,09	0,035	0,065	0,09	0,08	0,08

Испытания затвора $D_y=100$ мм показали, что его корпус, диск и муфта имеют достаточный запас прочности для эксплуатации при давлении до 1,6 МПа. В пределах оговоренных требованиями 300 циклов была отмечена протечка через сальник верхней опоры в момент подъема давления до 1,6 МПа. Затвор проработал 2500 циклов, после чего протечка составила 7200 мл/мин за счет истирания резиновой муфты на половине длины дуги полуокружности по обе стороны нижней опоры на $1\pm 1,5$ мм и появления люфта вала. Кроме того, наблюдалась протечка через болты крепления диска к валу, причем затяжка болтов не дала эффекта из-за деформации и разрыва резинового уплотнения их. Следует отметить, что укрепление диска на валу с помощью болтов создает дополнительные потери напора, а смена отработанной резиновой муфты превращается в трудоемкую операцию, во время которой сбивается резьба болтов.

В целом технический ресурс подвижных частей затвора $D_y=100$ мм и муфты отвечает требованиям ГОСТа 13547-68.

У затвора $D_y=150$ мм наблюдается тот же характер истирания муфты: протечка начинается с 500 циклов, а после 1200 циклов происходит разрыв резиновой муфты вдоль бурта, поскольку его толщина по низу на 3 мм меньше, чем по верху (табл.2). Другим замечен-

ным изъяном конструкции является малая высота бурта, что не способствует созданию достаточной площади контактной поверхности между буртом и фланцем. Именно это послужило причиной неоднократного после 60-80 циклов выворачивания бурта из-под фланца волею за диском закрывающегося затвора. В силу сказанного для увеличения срока службы муфты желательно изменить форму и размеры бурта, сделав его с "вудом" либо армируя тканью. Габариты сохраняются в соотношениях затвора $D_z=100$ мм (табл.2).

Затвор $D_z=200$ мм был укомплектован рычажно-винтовым редуктором, снабженным винтом, по которому перемещается гайка, и кривошипным механизмом, преобразующим поступательное движение гайки во вращательное движение вала диска затвора. Исследованиями установлено, что крепление кривошипа к валу решено неудачно: одного винта М10 явно недостаточно для получения жесткой связи. После 40-50 циклов работы появляется люфт между валом затвора и кривошипом, достигающий 8-10°, что служит причиной неполного прикрытия диска и не позволяет затвору держать давление выше 1,3 МПа.

Кроме того, из-за малой глубины пазе под шпонку на втулке редуктора (2,5 мм) шпонка была смята краями втулки после 27 циклов, что привело к заклиниванию затвора $D_z=200$ мм.

Устранение указанных недостатков дало возможность затвору проработать 260 циклов, после чего диск затвора лопнул вдоль вала. По-видимому, толщина стенки втулки диска недостаточна для обеспечения надежной работы затвора при $P_y=1,6$ МПа. Кроме того, за время наработки указанного количества циклов дважды была заменена резиновая муфта из-за разрыва в месте стыка бурта и цилиндрической части муфты, подвергнувшись постоянному знакопеременному растяжению и сжатию. Характер разрыва муфты тот же, что у затвора $D_z=150$ мм.

Результаты испытаний дисковых затворов с уплотнением по корпусу на $P_y=1,6$ МПа позволяют сделать следующие обобщения:

- из трех типоразмеров затворов без доработки подвижных частей и уплотнения на давление 1,6 МПа может использоваться только затвор $D_z=100$ мм;

- крепление диска затвора к валу решено неудачно: болты, выступающие в поток, увеличивают коэффициент сопротивления, могут стать причиной оседания на них водорослей, затрудняют монтаж и демонтаж затвора;

- у диска затвора $D_z=200$ мм недостаточный запас прочности для эксплуатации его при $P_y > 1$ МПа; необходимо увеличить толщину втулки до соотношений размеров аналогичных затвору $D_z=100$ мм;

- основной причиной выхода затворов $D_z=150$ и 200 мм из строя является разрыв резиновой муфты в месте стыка бурта и цилиндрической части муфты, имеющей наименьшую величину. Несмотря на то, что момент на валу с увеличением габаритов возрастает, толщина места стыка, напротив, - уменьшается. Поэтому желательно все размеры довести до соотношений затвора $D_z=100$ мм, устроить "вуд" либо армировать место сопряжения тканью;

- редуктор, которым оснащаются затворы $D_z=150$ и 200 мм, следует доработать, усилив крепление кривошипа к валу редуктора, и увеличить глубину пазе под шпонку вала затвора.

На основании исследований дисковых затворов можно сделать такие выводы:

- из двух типов выпускаемых заводами затворов - с уплотнением по корпусу и с уплотнением по диску - более эффективны затворы с уплотнением по корпусу: они имеют лучшие гидравлические и силовые характеристики, выдерживают напор с любой стороны, монтаж и демонтаж уплотнения в них значительно проще;

- затворы с уплотнением по корпусу выпускаются D_z до 600 мм, $P_y=1$ МПа. Могут применяться на самонапорной закрытой сети в качестве водовыпусков и регуляторов расхода в узлах вододелиния;

- применение затворов на дождевальных установках ограничивается напорами до 1 МПа. При большем давлении может применяться лишь затвор $D_z=100$ мм, остальные типоразмеры требуют доработки.

Л и т е р а т у р а

1. Общие каталоги фирм "Amgi", "Masoneliana" №363 (R).
2. Андрияшев М.М. Гидравлические расчеты оборудования водоводов. М., Стройиздат, 1979.
3. Отчет по теме "Разработка унифицированной трубопроводной арматуры для закрытых оросительных систем", разделы 6, 7. М., ВНИИ "ВОДГЕО", 1975.
4. Отчет по теме "Проведение испытаний поворотных затворов $D_z=100$; 150 и 200 мм при $P_y=1,6$ МПа". Ташкент, Таш.филиал ВНИИ "ВОДГЕО", 1980.

Г.В.Шахворостов, гл. спец.
(Среднегипроводхлопок)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ НЕДЕЙСТВУЮЩЕГО ПРОЛЕТА И ОТКРЫЛКА НА РАБОТУ КРАЙНИХ ВОДОЗАБОРНЫХ УСТРОЙСТВ ВОДОПРИЕМНИКОВ КРУПНЫХ МЕЛИОРАТИВНЫХ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

Неудовлетворительная работа водозаборных устройств насосной станции (НС) снижает эксплуатационные показатели насосов [1] и потому не прекращаются поиски путей совершенствования применяемых их конструкций и режимов эксплуатации крупных насосных станций. В частности, имеются исследования [2] по определению энергетически выгодных вариантов эксплуатационных отключений из работы пролетов (агрегатов) и габаритов бычков водоприемника преимущественно для средних пролетов сооружения.

Однако опыт эксплуатации НС показывает, что крайние агрегаты в отличие от средних работают с пониженными эксплуатационными показателями и надежностью [3]. Представляется, что это происходит из-за худших гидравлических условий водозабора всасывающими трубами крайних агрегатов, обусловленных несовершенством используемых конструкций аванкамер; неоптимальной принятой конструкцией открылок и неоптимальными назначаемыми режимами эксплуатации водоприемника, обусловленными комбинированием отключенными на станции агрегатами.

Вопрос гидравлического усовершенствования аванкамер и предложения по улучшению их работы нами освещены в исследовании [4], а в этом рассматриваются остальные вышеупомянутые вопросы. Здесь также с энергетических позиций излагаются результаты изучения влияния рядом расположенного неработающего пролета и открылок разного конструктивного исполнения на работу крайних водозаборных устройств водоприемника. Данное исследование — продолжение и дополнение ранее опубликованного [4].

Выбор объектов изучения обусловлен отсутствием данных о количественном влиянии их на работу крайних водозаборных устройств водоприемника крупных мелиоративных насосных станций, что не позволяет объективно оценивать принимаемые проектные и эксплуатационные решения.

Исследование имело целью разработать практические приемы

оценки и учета влияния вышеупомянутых факторов на энергетические качества водозаборных устройств двух крайних пролетов водоприемного сооружения. Принятое для изучения количество пролетов назначено исходя из предположения, что воздействие открылок скелетируется на работе водозаборных устройств лишь двух ближайших к нему пролетов. Они в изложении именуются "крайний" и "предкрайний" пролеты.

Исследования осуществлялись в гидравлической лаборатории института "Среднегипроводхлопок" на модельной установке и фрагментной модели водоприемника, описанных в работе [2]. Для обеспечения соответствия условий работы изучаемых пролетов исходная модель водоприемника была частично переоборудована. Так, его правый пролет выключался из работы (перекрывался), а перед ним устраивались съемные открылки. Это позволило левый и средний пролеты исходной конструкции водоприемника рассматривать после переоборудования соответственно как предкрайний и крайний пролеты (рис.1) и принять их за расчетные.

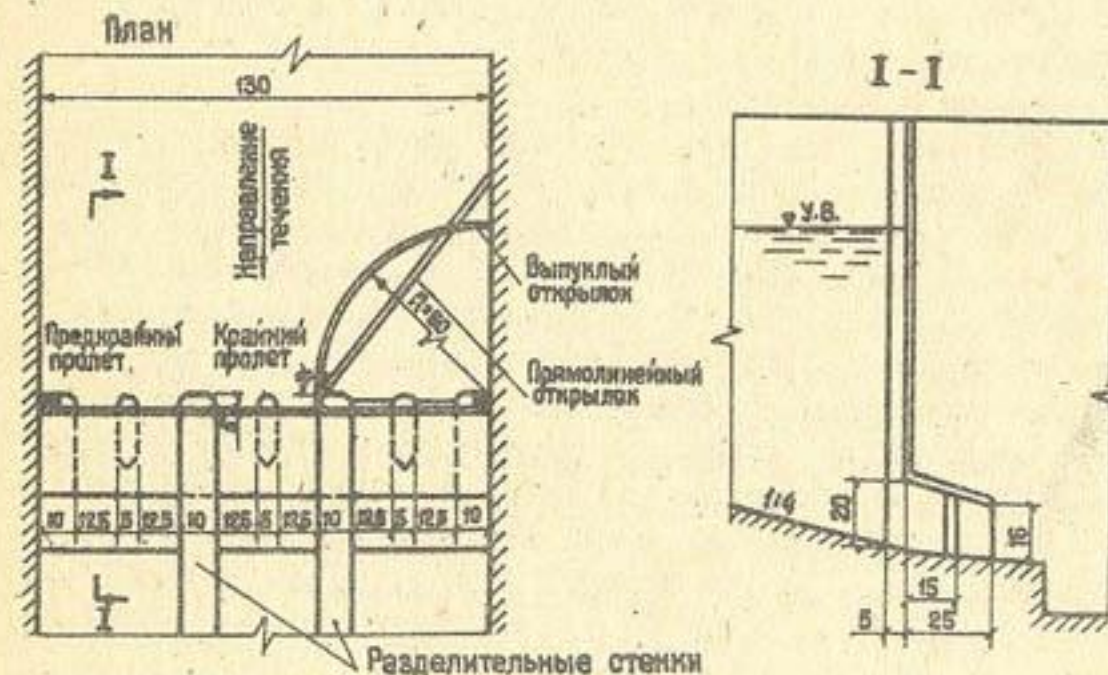


Рис.1. Схема водоприемника

Изучались шесть наиболее часто применяемых в практике разновидностей открылок: прямолинейные, установленные под углом 90, 120, 135 и 180° к фронту водоприемника, и криволинейные (круговые) — вогнутый и выпуклый (табл.1). Прямолинейные открылки, установленные под углом к фронту водоприемника менее 90°, а так-

же по типу ныряющей стенки не рассматривались как гидравлически явно несовершенные.

Длины прямолинейных отрывков с углами 120°, 135° и 180° приняты с учетом угла их установки и примыкания одного конца к устью крайнего пролета, другого — к борту водоподводящего лотка к сооружению. У отрывка с углом 90° она назначена необходимой для исключения влияния гидравлических условий обтекания потоком свободного его конца на водозабор крайними водопропускными трактами сооружения.

Криволинейные отрывки приняты в виде дуги четверти окружности с радиусом, равным расстоянию от внутренней грани устья крайнего пролета водоприемника до борта лотка. Они в сооружении ориентированы так, что хорда, стягивающая концы, составляла с фронтом водоприемника угол 135°. Это позволяло сравнивать результаты исследований криволинейных (имеющих конечную величину радиуса кривизны R) и прямолинейных (имеющих $R = \infty$) отрывков с одинаковым углом установки.

Прямолинейные отрывки изготовлялись из винипласта, криволинейные — из текстолита.

Порядок проведения опытов такой. Модельная установка приводилась в рабочее состояние, отвечающее изучаемым условиям: монтировался отрывок, перекрывались необходимые пролеты водоприемника, в установку подавались переменные расходы воды из расчета 11–24 л/с на каждый действующий пролет и устанавливались переменные уровни воды перед сооружением путем подпора с нижнего бьефа водопропускных трактов с помощью шандоров. Все опытные значения расхода тракта, напора воды в верхнем и нижнем его бьефах определялись по пьезометрам и фиксировались в журнале наблюдений. Примененные при выполнении настоящей работы методика исследований и принцип обработки результатов экспериментов аналогичны изложенным в исследовании [2]. Также велись наблюдения и делались зарисовки характера подхода струй потока к сооружению и работающим его водозаборным отверстиям.

Модельные исследования велись этапами. На каждом этапе изучался водоприемник с отрывком определенной конструкции при разном числе и положении работающих пролетов (из двух имеющихся). Опытная конструкция отрывка и комбинация действующих и недействующих пролетов составляли элементы вариантов работы водоприемника и определяли условия водозабора водопропускных его

трактов. Все исследования осуществлены в шесть этапов, на каждом из которых рассмотрено два–три варианта работы сооружения.

Объект экспериментов — пропускная способность трактов при разных условиях водозабора и кинематика донных и поверхностных струй потока перед фронтом сооружения. Материалы исследований кинематики потока в настоящей работе для сокращения объема статьи опущены. Их результаты учтены в выводах.

Задача исследований пропускной способности состояла в выявлении и оценке влияния на пропускную способность крайнего и предкрайнего водопропускных трактов водоприемника со стороны недействующего из них и отрывка в том или ином исполнении. Она решалась сравнением пропускных способностей одинаковых (контрольных) трактов, функционирующих в одном случае при наличии изучаемого фактора (рядом расположен нерабочий пролет либо отрывок), а в другом — при его отсутствии (вместо нерабочего пролета или отрывка фигурирует действующий пролет). Пропускную способность трактов было принято оценивать значением условного коэффициента расхода $A_i = \frac{Q_i}{\sqrt{2gZ_i}} = \mu\sqrt{2g}$, подсчитываемым по экспериментальным значениям расхода Q_i и разности уровней воды в верхнем и нижнем бьефах тракта Z_i . Для надежности результатов действующие тракты испытывались сериями из 32 опытов, и полученные значения A_i усреднялись. Усредненные значения опытных коэффициентов расхода $A_{i, ср}$ по всем трактам испытанных вариантов работы водоприемника приведены в табл. I.

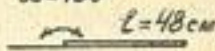
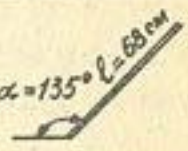
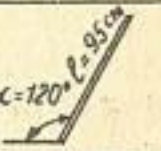
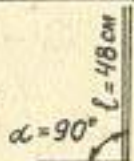
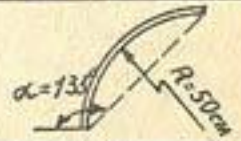
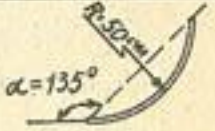
В соответствии с теорией ошибок [5] определялись также наименьшие $A_{i, мин}$ и наибольшие $A_{i, макс}$ значения доверительного интервала $A_{i, ср}$. Величины $A_{i, ср}$, $A_{i, мин}$ и $A_{i, макс}$ были исходными при сравнении пропускных способностей трактов, которое осуществлялось на основе изложенных в работе [2] теоретических положений. Согласно им влияние исследуемых факторов оценивалось коэффициентами дополнительных сопротивлений, а их значения для одинаковых контрольных трактов сопоставляемых вариантов работы водоприемника находились по формулам:

$$\zeta_{доп}^{ср} = \frac{\omega^2 \cdot 2g}{A_{2, ср}^2} \left[\left(\frac{A_{2, ср}}{A_{1, ср}} \right)^2 - 1 \right] \quad (1)$$

$$\zeta_{доп}^{макс} = \frac{\omega^2 \cdot 2g}{A_{2, макс}^2} \left[\left(\frac{A_{2, макс}}{A_{1, мин}} \right)^2 - 1 \right], \quad (2)$$

Таблица I

Результаты исследований водопропускных трактов водоприемников при различных сочетаниях работающих и неработающих крайних пролетов и конструкциях открывка

Форма открывка	Номер варианта	Усредненные значения опытных коэффициентов $A_{i, \text{ср}}$ л/с·см ^{0,5}		Схема установки и параметры открывка
		левый (пред-крайний) пролет	средний (крайний) пролет	
Прямоугольная	8-а(УШ)*	12,053	13,703	$\alpha = 180^\circ$ 
	8-б(IX)	-	13,455	
	8-в(X)	11,878	-	
	9-а	11,986	13,767	$\alpha = 135^\circ$ 
	9-б	-	13,505	
	9-в	11,861	-	
	10-а	12,01	13,701	$\alpha = 120^\circ$ 
	10-б	-	13,469	
	11-а(XII)	11,961	13,458	$\alpha = 90^\circ$ 
	11-б(XIII)	-	13,151	
	11-в(XIV)	11,834	-	
Криволинейная	12-а	11,976	13,553	$\alpha = 135^\circ$ 
	12-б	-	13,308	
	13-а	11,957	13,7	$\alpha = 135^\circ$ 
	13-б	-	13,449	

*В скобках дана нумерация вариантов по работе [2].

где $\zeta_{\text{ср}}$ и $\zeta_{\text{макс}}$ — коэффициенты дополнительных сопротивлений (соответственно среднее и максимальное значения), вызванных действием изучаемого фактора. Они отнесены к средней скорости входа потока во всасывающую трубу $V = \frac{Q}{\omega}$; $\omega = 500 \text{ см}^2$ — площадь входного отверстия контрольных водопропускных трактов водоприемника; $g = 981 \text{ см/с}^2$ — ускорение свободного падения.

В этих формулах цифровой индекс при коэффициентах A указывает, что значения $A_{i, \text{ср}}$, $A_{i, \text{макс}}$ и $A_{i, \text{мин}}$ принимаются по вариантам, характеризующим наличием ($i=1$) или отсутствием ($i=2$) изучаемого фактора.

В качестве сопоставляемых, помимо указанных в табл. I, использовались и приведенные в работе [2] варианты I, II и У. Назначенные для сопоставления варианты и принятые в качестве контрольных пролеты (тракты) при определении количественного влияния того или иного фактора (т.е. $\zeta_{i, \text{доп}}$ подробно рассматриваются дальше.

С целью системного анализа влияния факторов все исследованные варианты были распределены по шести формам их действия, а затем объединены в сопоставимые пары, выбраны контрольные пролеты (тракты) и по формулам (1) и (2) определены для них значения $\zeta_{\text{доп}}$.

Так, влияние недействующего предкрайнего пролета водоприемника на работу крайнего (контрольного) при разных конструкциях открывка изучалось последовательным сопоставлением вариантов: 8-а и 8-б, 9-а и 9-б, 10-а и 10-б, 11-а и 11-б, 12-а и 12-б, 13-а и 13-б. Полученные значения $\zeta_{\text{ср}}$ и $\zeta_{\text{макс}}$ приведены в табл. 2 (в числителе), и их изменение в зависимости от конструкции открывка показано на рис. 2, а.

Таблица 2

Влияние неработающих пролетов водоприемника на работу действующего водопропускного тракта при разных конструкциях открывка

Коэффициент сопротивления	Прямолинейный отрывок с углом установки α°				Криволинейный отрывок	
	180	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\zeta_{\text{ср}}$	0,097	0,101	0,091	0,128	0,099	0,098
$\zeta_{\text{доп}}$	0,1	0,072	-	0,074	-	-
$\zeta_{\text{макс}}$	0,204	0,172	0,207	0,264	0,168	0,18
$\zeta_{\text{доп}}$	0,136	0,098	-	0,096	-	-

Влияние недействующего крайнего пролета сооружения на работу предкрайнего (контрольного) при разных конструкциях открывка также изучалось сопоставлением вариантов: 8-а и 8-в, 9-а и

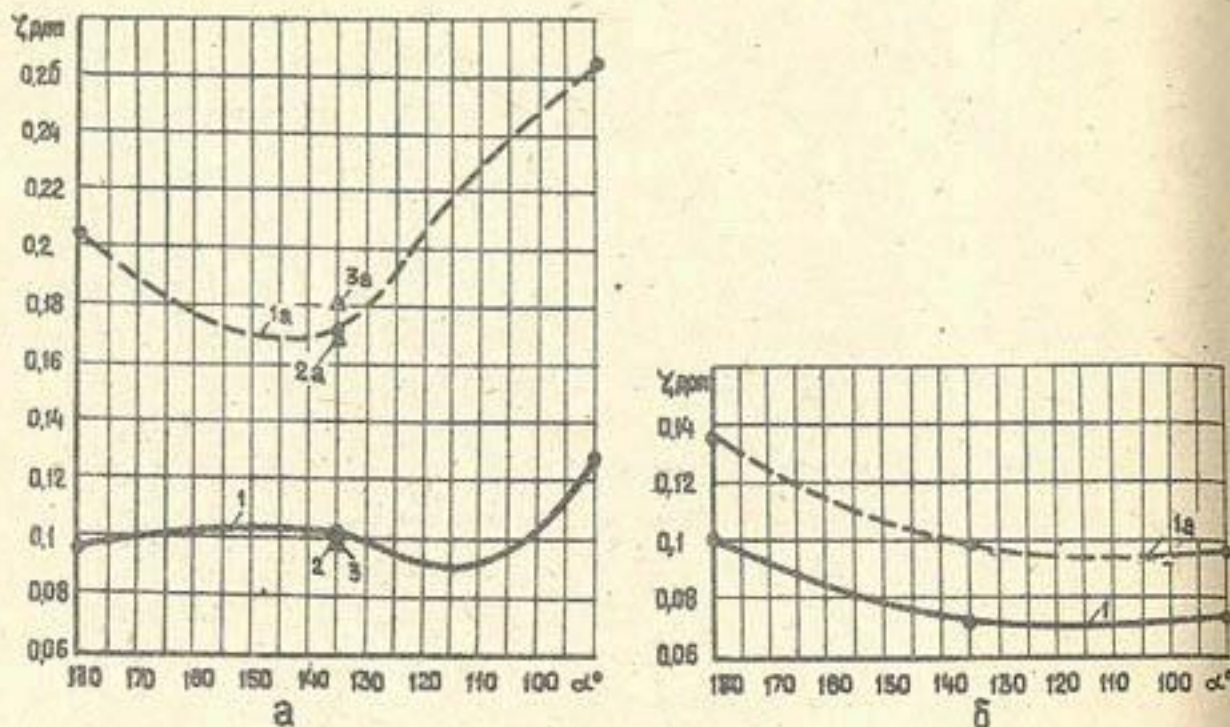


Рис.2. Влияние: а - недействующего предкрайнего тракта на работу крайнего при разных конструкциях открьлка: $\zeta_{дон}^{cp}$ (1 - прямолинейный, 2 - выпуклый, 3 - вогнутый) и $\zeta_{дон}^{max}$ (1а - прямолинейный, 2а - выпуклый, 3а - вогнутый); б - недействующего крайнего тракта на работу предкрайнего при разных конструкциях открьлка: $\zeta_{дон}^{cp}$ (1 - прямолинейный) и $\zeta_{дон}^{max}$ (1а - прямолинейный)

9-с, II-а и II-с. Значения $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ приведены в табл.2 (в знаменателе), и их изменение в зависимости от конструкции открьлка показано на рис.2,б.

Влияние конструкции открьлка на работу крайнего (контрольного) тракта при действующем предкрайнем изучалось последовательным сопоставлением каждого из вариантов: 8-а, 9-а, 10-а, II-а, 12-а, 13-а - с вариантом I, а при недействующем предкрайнем пролете - 8-б, 9-б, 10-б, II-б, 12-б, 13-б с вариантом II. Значения $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ приведены в табл.3 (первое сопоставление дано в числителе, второе - в знаменателе), и их изменение в зависимости от конструкции открьлка показано на рис.3,а.

Влияние конструкции открьлка на работу предкрайнего (контрольного) тракта при действующем крайнем изучалось последовательным сопоставлением каждого из вариантов: 8-а, 9-а, 10-а, II-а, 12-а, 13-а - с вариантом I, а при недействующем крайнем пролете - соответственно: 8-с, 9-с, II-с с вариантом У. Значе-

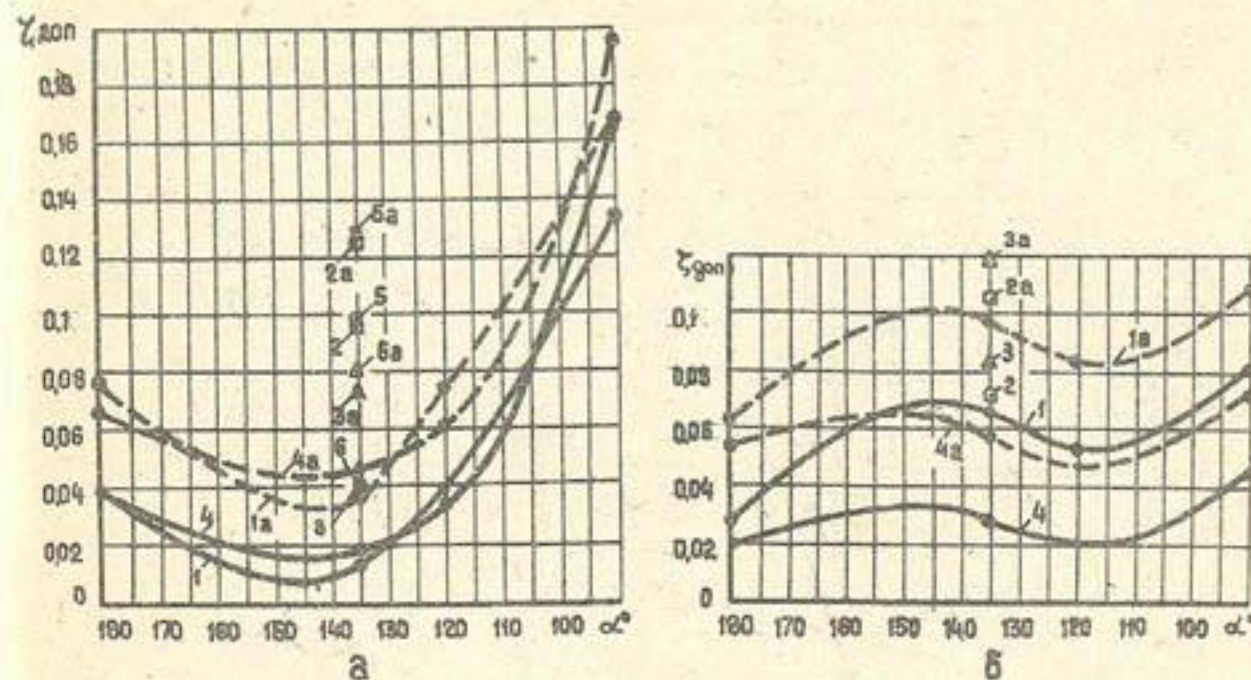


Рис.3. Влияние конструкции открьлка: а - на работу крайнего тракта: при действующем предкрайнем - $\zeta_{дон}^{cp}$ (1 - прямолинейный, 2 - выпуклый, 3 - вогнутый открьлки) и $\zeta_{дон}^{max}$ (1а - прямолинейный, 2а - выпуклый, 3а - вогнутый открьлки), при недействующем предкрайнем тракте - $\zeta_{дон}^{cp}$ (4 - прямолинейный, 5 - выпуклый, 6 - вогнутый открьлки) и $\zeta_{дон}^{max}$ (4а - прямолинейный, 5а - выпуклый, 6а - вогнутый открьлки); б - на работу предкрайнего тракта: при действующем крайнем тракте - $\zeta_{дон}^{cp}$ (1 - прямолинейный, 2 - выпуклый, 3 - вогнутый открьлки) и $\zeta_{дон}^{max}$ (1а - прямолинейный, 2а - выпуклый, 3а - вогнутый открьлки), при недействующем крайнем тракте - $\zeta_{дон}^{cp}$ (4 - прямолинейный открьлок) и $\zeta_{дон}^{max}$ (4а - прямолинейный открьлок)

Таблица 3

Влияние конструкции открьлка на работу крайнего водоотпускного тракта водоприемника при действующем и недействующем предкрайнем его пролете

Коэффициент сопротивления	Прямолинейный открьлок с углом установки α°				Криволинейный открьлок	
	180	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\zeta_{дон}^{cp}$	0,038	0,014	0,039	0,134	0,096	0,039
	0,038	0,018	0,033	0,165	0,098	0,041
$\zeta_{дон}^{max}$	0,075	0,037	0,074	0,167	0,125	0,073
	0,066	0,046	0,061	0,196	0,128	0,08

ния $\zeta_{доп}^{ср}$ и $\zeta_{доп}^{макс}$ приведены в табл.4 (первое сопоставление дано в числителе, второе – в знаменателе), и их изменение в зависимости от конструкции открьлка показано на рис.3,б.

Таблица 4

Влияние конструкции открьлка на работу предкрайнего водопропускного тракта водоприемника при работающем и неработающем крайнем его пролете

Коэффициент сопротивления	Прямолинейный открьлок с углом установки α°				Криволинейный открьлок	
	180	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\zeta_{доп}^{ср}$	0,028	0,066	0,053	0,081	0,072	0,083
$\zeta_{доп}^{макс}$	0,019	0,029	-	0,045	-	-
$\zeta_{доп}^{ср}$	0,063	0,098	0,084	0,11	0,106	0,119
$\zeta_{доп}^{макс}$	0,055	0,058	-	0,073	-	-

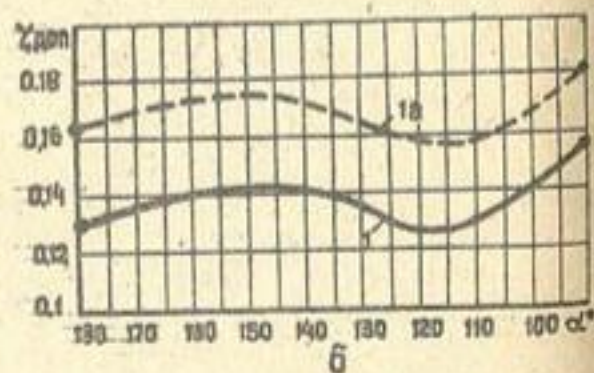
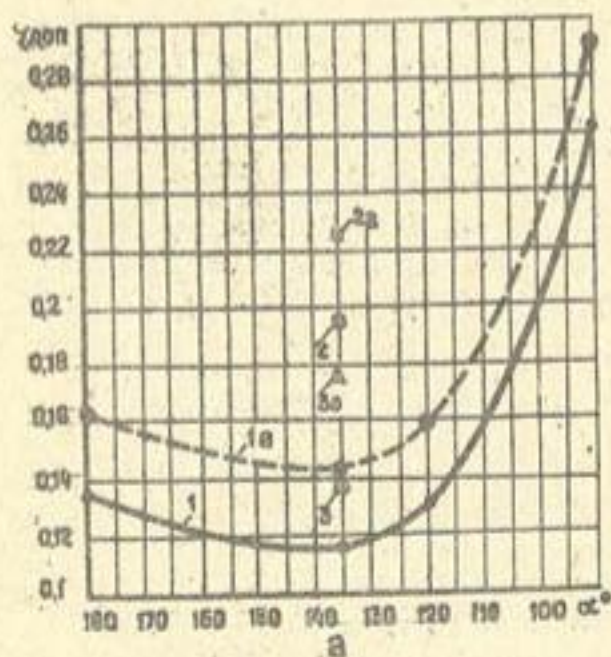


Рис.4. Совместное влияние: а – недействующего предкрайнего тракта и конструкции открьлка на работу крайнего тракта – $\zeta_{доп}^{ср}$ (1 – прямолинейный, 2 – выпуклый, 3 – вогнутый открьлки) и $\zeta_{доп}^{макс}$ (1а – прямолинейный, 2а – выпуклый, 3а – вогнутый открьлки); б – недействующего крайнего тракта и конструкции открьлка на работу предкрайнего тракта – $\zeta_{доп}^{ср}$ и $\zeta_{доп}^{макс}$ (1, 1а – прямолинейные открьлки)

Совместное влияние неработающего предкрайнего пролета водоприемника и открьлка разных конструкций на работу крайнего (контрольного) водозаборного тракта изучалось последовательным сопоставлением каждого из вариантов: 8-б, 9-б, 10-б, 11-б, 12-б, 13-б-с вариантом I. Значения $\zeta_{доп}^{ср}$ и $\zeta_{доп}^{макс}$ приведены в табл.5, и их изменение в зависимости от конструкции открьлка показано на рис.4,а.

Таблица 5

Совместное влияние неработающего предкрайнего пролета водоприемника и конструкции открьлка на работу крайнего водозаборного тракта

Коэффициент сопротивления	Прямолинейный открьлок с углом установки α°				Криволинейный открьлок	
	180	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\zeta_{доп}^{ср}$	0,135	0,115	0,13	0,262	0,195	0,138
$\zeta_{доп}^{макс}$	0,163	0,143	0,158	0,293	0,225	0,176

Совместное влияние недействующего крайнего пролета водоприемника и конструкции открьлка на работу предкрайнего (контрольного) водозаборного тракта изучалось последовательным сопоставлением каждого из вариантов: 8-с, 9-с, 11-с-с вариантом I.

Значения $\zeta_{доп}^{ср}$ и $\zeta_{доп}^{макс}$ приведены в табл.6, и их изменение в зависимости от конструкции открьлка показано на рис.4,б.

Таблица 6

Совместное влияние недействующего крайнего пролета водоприемника и конструкции открьлка на работу предкрайнего водозаборного тракта

Коэффициент сопротивления	Прямолинейный открьлок с углом установки α°				Криволинейный открьлок	
	180	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\zeta_{доп}^{ср}$	0,129	0,139	-	0,155	-	-
$\zeta_{доп}^{макс}$	0,164	0,167	-	0,181	-	-

Дальше анализируются результаты исследований с делением по основным изучаемым факторам.

I. Выключение из работы одного из двух крайних пролетов

В соответствии с возможными формами влияния неработающего пролета может иметь место влияние неработающего предкрайнего

пролета на действующий крайний водопропускной тракт и недействующего крайнего пролета на работающий предкрайний тракт.

Результаты экспериментов показывают (рис. 2, а), что при включении из работы предкрайнего пролета средние значения $\zeta_{дон}$ при разных конструкциях отрыва изменяются незначительно ($\zeta_{дон}^{cp} = 0,089 \pm 0,102$) и только в случае прямолинейных отрывков, установленных под углом $\alpha \leq 115^\circ$, наблюдается их увеличение до 0,128 (при $\alpha = 90^\circ$). Наименьшее значение $\zeta_{дон}^{cp} = 0,089$ имеет место при прямолинейном отрывке с $\alpha = 115^\circ$. При криволинейных отрываках значения $\zeta_{дон}$ почти одинаковы (при выпуклом 0,099, при вогнутом 0,098) и мало отличаются от результата, полученного при установке прямолинейного отрыва с углом 135° ($\zeta_{дон}^{cp} = 0,101$).

Максимальные же значения $\zeta_{дон}$ при разных конструкциях отрыва имеют резкие колебания. Так, при прямолинейных отрываках изменение угла их установки от 180° до 145° ведет к уменьшению $\zeta_{дон}^{макс}$ от 0,204 до 0,168, а дальнейшее уменьшение угла установки (от 145° до 90°) приводит к увеличению $\zeta_{дон}^{макс}$ от 0,168 до 0,264. При криволинейных отрываках значения $\zeta_{дон}$ отличаются незначительно: при вогнутом $\zeta_{дон}^{макс} = 0,18$, при выпуклом — 0,168 — и близки к результату при установке прямолинейного отрыва с углом 135° ($\zeta_{дон}^{макс} = 0,172$).

Разница между максимальными и средними значениями $\zeta_{дон}$ при прямолинейных отрываках колеблется от 0,066 (при $\alpha = 140-150^\circ$) до 0,136 (при $\alpha = 90^\circ$). При криволинейных отрываках она ближе к минимальной: при вогнутом — 0,082, при выпуклом — 0,069.

При неработающем крайнем пролете (рис. 2, б) картина несколько иная. Средние значения $\zeta_{дон}$ при резной ориентации прямолинейного отрыва неодинаковы: с уменьшением угла установки от 180° до 125° они уменьшаются от 0,1 до 0,07; в пределах $\alpha = 125-110^\circ$ $\zeta_{дон}^{cp}$ можно считать постоянным и равным 0,07 и, наконец, с дальнейшим уменьшением угла (до 90°) происходит незначительное повышение $\zeta_{дон}^{cp}$ до 0,074. При криволинейных отрываках установить значения $\zeta_{дон}^{cp}$ не представлялось возможным. Однако можно предположить (по аналогии с результатами влияния неработающего предкрайнего пролета), что они не будут резко отличаться от $\zeta_{дон}^{cp}$ полученного при прямолинейном отрывке под углом 135° .

Характер изменений значений $\zeta_{дон}^{макс}$ и $\zeta_{дон}^{cp}$ с изменением угла установки прямолинейного отрыва можно считать одинаковым. Их разнице меняется в незначительных пределах: от 0,036 (при

$\alpha = 180^\circ$) до 0,022 (при $\alpha = 90^\circ$), что позволяет принимать во всем диапазоне изменений углов установки прямолинейных отрывков и при криволинейных $\zeta_{дон}^{макс} = \zeta_{дон}^{cp} + 0,03$.

Совершенно очевидно, что существуют некоторые различия в результатах количественного влияния рассматриваемого фактора, зависящих от конструкции отрыва, и от положения нерабочего пролета относительно действующего тракта. Однако, если учесть сравнительно невысокие значения принимаемых в практике средних скоростей входа потока во всасывающие трубы, то они оказываются несущественными в пересчете на потери напора. Это позволяет в целях упрощения практической оценки данного фактора принять влияние неработающего пролета на смежный действующий водопропускной тракт независимым от конструкции отрыва и от того, крайним или предкрайним является неработающий пролет. Обобщая приведенные данные, рассматриваемое влияние предлагается оценивать следующим образом.

Если неработающий пролет является единственным влияющим фактором (например, при сравнении вариантов с одинаковыми отрывками), то при всех испытанных отрываках принимается $\zeta_{дон}^{cp} = 0,1$. Однако при оценке этого фактора в крайнем действующем тракте при прямолинейных отрываках необходимо учитывать возможность повышения значения коэффициента до следующих:

α°	180	160-130	1	90
$\zeta_{дон}^{макс}$	0,2	0,18	0,22	0,27

Приведенные данные допускают линейную интерполяцию для определения $\zeta_{дон}^{макс}$ при промежуточных значениях угла установки отрывков. При криволинейных отрываках следует принимать $\zeta_{дон}^{макс} = 0,18$.

В случае учета влияния неработающего пролета можно считать в предкрайнем действующем тракте при всех отрываках: $\zeta_{дон}^{макс} = \zeta_{дон}^{cp} + 0,03 = 0,13$.

При оценке многофакторного влияния учитывается воздействие рядом расположенного неработающего пролета можно следующими значениями коэффициента сопротивления: $\zeta_{дон}^{cp} = 0,1$ и $\zeta_{дон}^{макс} = 0,13$.

П. Устройство отрыва в разном конструктивном исполнении

При изучении влияния отрывков на пропускную способность действующих водопропускных трактов предполагается, что оно возможно лишь в двух, примыкающих к отрывкам, трактах. Здесь может

иметь место влияние конструкции открьлка на действующий крайний тракт при работающем и неработающем предкрайнем пролете или на действующий предкрайний тракт при работающем и неработающем крайнем пролете.

Результаты экспериментов показывают (рис.3,а), что устройство открьлка рядом с действующим крайним трактом вместо работающего пролета приводит к повышению потерь напора (или дополнительных сопротивлений) в крайнем тракте, величина которого зависит в большей степени от конструкции открьлка и в меньшей — от того, работает или не работает предкрайний тракт (пролет).

Сопоставляя полученные значения $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ при действующем и недействующем предкрайнем тракте, можно считать влияние открьлка на крайний рабочий тракт независимым от работы или бездействия предкрайнего тракта. Так, разница $\zeta_{дон}^{cp}$ при прямолинейных открьлках, установленных под углами $180-97^\circ$, не превышает $\pm 0,01$ и лишь при дальнейшем уменьшении угла увеличивается до $0,031$ (при $\alpha = 90^\circ$). Разница значений $\zeta_{дон}^{max}$ в аналогичных случаях составляет при прямолинейных открьлках с углами $180-92^\circ$ не более $\pm 0,02$ и только при угле 90° равна $0,029$. При криволинейных открьлках изменение условий работы предкрайнего тракта почти не сказывается на разнице значений: $\zeta_{дон}^{cp}$ ($0,002$) и $\zeta_{дон}^{max}$ (не более $0,007$).

Учитывая результаты экспериментов, считаем возможным оценивать влияние прямолинейного открьлка на крайний действующий тракт следующими значениями коэффициентов дополнительных сопротивлений, допускающими линейную интерполяцию при промежуточных углах установки открьлков:

α°	180	160+130	120	105	90
$\zeta_{дон}^{cp}$	0,04	0,02	0,04	0,08	0,17
$\zeta_{дон}^{max}$	0,07	0,05	0,06	0,1	0,2

Влияние же криволинейных открьлков рекомендуем оценивать так: выпуклого — $\zeta_{дон}^{cp} = 0,1$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,13$; вогнутого — $\zeta_{дон}^{cp} = 0,04$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,08$.

В отличие от этих результатов при рассмотрении влияния конструкции открьлка на действующий предкрайний тракт (рис.3,б) обнаруживается зависимость его от того, работает или не работает крайний тракт (пролет). Так, значения $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ для всех конструкций открьлков оказываются большими при работающем крайнем

тракте, нежели при неработающем. Для прямолинейных открьлков разница $\zeta_{дон}^{cp}$ составляет $0,009 \pm 0,037$, а $\zeta_{дон}^{max}$ $0,008 \pm 0,04$, т.е. почти одинакова. Для криволинейных открьлков разницы $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ установить не удалось.

Расхождение между $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$ при разной ориентации прямолинейных открьлков колеблется в пределах $0,028 \pm 0,036$, а для криволинейных открьлков оно составляет $0,034 \pm 0,036$.

Обобщая результаты исследования влияния конструкции открьлка на предкрайний тракт, можно рекомендовать учитывать его следующим образом.

Если объектом учета в предкрайнем тракте является влияние только открьлка (например, в случае действующего крайнего тракта), то оно должно быть оценено такими значениями $\zeta_{дон}$ для прямолинейных открьлков, допускающими линейную интерполяцию при промежуточных углах установки открьлков:

α°	180	160	150+140	120	90
$\zeta_{дон}^{cp}$	0,03	0,06	0,07	0,05	0,08
$\zeta_{дон}^{max}$			$\zeta_{дон}^{max} = \zeta_{дон}^{cp} + 0,03$		

Для криволинейных открьлков в этом случае можно принимать: для выпуклого $\zeta_{дон}^{cp} = 0,07$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,11$; для вогнутого $\zeta_{дон}^{cp} = 0,08$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,12$.

Если учету в предкрайнем тракте будет подлежать одновременное влияние открьлка и неработающего крайнего тракта, то воздействие, например, прямолинейных открьлков следует оценивать следующими значениями $\zeta_{дон}$, также допускающими линейную интерполяцию:

α°	180	165	150	135	120	105	90
$\zeta_{дон}^{cp}$	0,03	0,04	0,05	0,04	0,03	0,04	0,06
$\zeta_{дон}^{max}$			$\zeta_{дон}^{max} = \zeta_{дон}^{cp} + 0,03$				

Для криволинейных открьлков в этом случае можно принимать: для выпуклого $\zeta_{дон}^{cp} = 0,05$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,08$; для вогнутого $\zeta_{дон}^{cp} = 0,06$ и $\zeta_{дон}^{max} = 0,09$.

Проверим правильность рекомендаций по учету влияния исключения из работы смежного пролета (тракта) водоприемника и конструкции открьлка сравнением рекомендуемых и полученных по экспериментам значений $\zeta_{дон}^{cp}$ и $\zeta_{дон}^{max}$. Сравним результаты одновременного (суммарного) влияния обоих факторов, полученные сложением частных значений влияния на крайний и предкрайний тракт при разных конст-

рукциях открылок исходя из принципа независимости и суммирования результатов влияния факторов, примененного в работе [2]. Согласно ему подсчет суммарных коэффициентов дополнительных сопротивлений в нашем случае производим по формулам:

$$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}} = (\zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}})_{\text{отб}} + (\zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}})_{\text{откр}} \quad (3)$$

$$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}} = (\zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}})_{\text{отб}} + (\zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}})_{\text{откр}} \quad (4)$$

$$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}} = (\zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}})_{\text{отб}} + (\zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}})_{\text{откр}} \quad (5)$$

Здесь индексы при коэффициентах указывают вид оцениваемого фактора: отб — неработающий пролет, откр — конструкция открылка.

Результаты влияния неработающего предкрайнего тракта и конструкции открылка приводятся в табл. 7.

Таблица 7

Суммарный коэффициент дополнительных сопротивлений	Прямолинейный открылок, установленный под углом α°					Криволинейный открылок	
	180	165	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}}$ по формуле (3)	0,14	0,125	0,12	0,14	0,27	0,2	0,14
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}}$ опытный (рис. 4, а)	0,135	0,124	0,115	0,13	0,262	0,195	0,138
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ по формуле (4)	0,17	0,155	0,15	0,16	0,3	0,23	0,18
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ по формуле (5)	0,17	0,155	0,15	0,17	0,3	0,23	0,17
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ опытный (рис. 4, б)	0,163	0,153	0,143	0,158	0,293	0,225	0,176

Результаты влияния неработающего крайнего тракта и конструкции открылка даны в табл. 8.

Близкие значения результатов подтверждают правильность рекомендаций и практическую возможность суммированием частных значений $\zeta_{\text{ген}}$ оценивать влияние конструкции открылка и неработающего пролета на крайний и предкрайний водопропускные тракты водоприемника.

При оценке суммарного влияния разных факторов в трактах, примыкающих к открылку, необходимо учитывать, что: 1) влияние конструкции открылка ограничивается крайним и предкрайним трактами; 2) влияние неработающего пролета распространяется на ближайшие два тракта по обе стороны его. В этой связи оценка, на-

Таблица 8

Суммарный коэффициент дополнительных сопротивлений	Прямолинейный открылок, установленный под углом α°					Криволинейный открылок	
	180	165	135	120	90	выпуклый	вогнутый
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}}$ по формуле (3)	0,13	0,14	0,14	0,13	0,16	0,15	0,16
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{ср}}$ опытный (рис. 4, б)	0,129	0,138	0,139	0,126	0,155	-	-
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ по формуле (4)	0,16	0,17	0,17	0,16	0,19	0,18	0,19
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ по формуле (5)	0,16	0,17	0,17	0,16	0,19	0,18	0,19
$\sum \zeta_{\text{ген}}^{\text{макс}}$ опытный (рис. 4, б)	0,164	0,171	0,167	0,157	0,181	-	-

пример, полного влияния соседних неработающих пролетов на крайний и предкрайний тракты должна производиться по настоящим указаниям и рекомендациям работы [2]; 3) при необходимости учета влияния габаритов бычков (например, при неодинаковых применяемых в водоприемнике длине или толщине бычков) его оценка производится по рекомендациям работы [2]. Действие этого фактора независимо от других.

Обобщая изложенное, можно сделать следующие выводы.

1. Выключение соседних водозаборных устройств водоприемника, обусловленное отключением насосов, так же как и наличие открылка, снижает пропускную способность действующих крайней и предкрайней всасывающих линий насосов за счет повышения гидравлических сопротивлений при водозаборе. Степень этого снижения зависит от удаленности влияющего фактора от рабочего пролета по фронту водоприемника и от конструктивного исполнения открылка.

2. Причины отрицательного влияния вышеуказанных факторов и формы их учета аналогичны указанным в работе [2]. Можно считать, что степень этого влияния характеризует качество подхода линий доменных струй к работающему пролету сооружения. Качество подхода поверхностных струй к последнему в основном предопределяет степень развития воронкообразования перед действующим водозаборным отверстием.

3. Рекомендуемые для расчета потерь напора значения частных коэффициентов дополнительных сопротивлений, характеризующих влияние неработающих крайнего или предкрайнего водозаборных устройств

друг на друга и открытка на них, приведены в обобщенных результатах исследований. При необходимости учета влияния других факторов (неработающих водозаборных устройств пролетов дельте предкрайнего, а также повышенных габаритов бычков) значения коэффициентов дополнительных сопротивлений следует принимать по рекомендациям работы [2].

4. Наиболее вредное воздействие на работу крайней всасывающей трубы оказывают неработающий предкрайний пролет водоприемника, выпуклый открьлок и прямолинейные открьлки, установленные под углом $90-115^\circ$ к фронту водоприемного сооружения. На работу предкрайней всасывающей трубы наибольшее отрицательное воздействие оказывают неработающие смежные пролеты и криволинейные открьлки. С точки зрения наименьшего отрицательного влияния на водозабор всасывающими трубами и качественного подтекания струй к водоприемным пролетам оптимальными являются прямолинейные открьлки, установленные под углом $130-150^\circ$. Данное решение рекомендуется к использованию. В исключительных случаях допускается применять прямолинейные открьлки под углом $115-130^\circ$.

Из-за неблагоприятного взаимодействия с потоком таких конструкций открьлка, как криволинейные (выпуклые и вогнутые малых радиусов), прямолинейные, установленные под углом 180° к фронту водоприемника (по типу "обратная стенка") и меньшие 115° , а также по типу "дырящая стенка", требуют исключения из практики применения в водоприемниках крупных насосных станций. По аналогичным соображениям рекомендуемое УкрНИИГМом решение о возможной замене откосов в донной части бортов аванкамеры вертикальными стенками, сопрягающимися с устоями водоприемника [6], является гидравлически неудачным.

Рекомендации по уменьшению во время эксплуатации насосных станций числа неработающих насосов (или периода их бездействия) и снижению скорости входа потока во всасывающие трубы за счет увеличения размеров их входного сечения [2] остаются в силе и для крайних агрегатов и их всасывающих линий.

5. Уменьшением скоростей входа потока в крайние всасывающие трубы насосов можно свести к минимуму отрицательное влияние соседних бездействующих всасывающих линий и открьлка водоприемника. Вместе с тем, выявленные размеры этого влияния при применяемых средних скоростях входа потока во всасывающие трубы не дают основания считать вызываемое данными факторами повышение потерь на по-

ре во всасывающих линиях основной причиной ухудшения работы крайних агрегатов. Наиболее вероятными причинами наблюдаемого снижения эксплуатационной их эффективности мы склонны считать обусловленные рассмотренными и другими факторами воронкообразование с засосом воздуха и развитие неравномерной структуры потока до рабочего колеса насоса.

Л и т е р а т у р а

1. Подласов А.В., Палишкин Н.А. Некоторые вопросы проектирования водозаборов крупных насосных станций. - Сб. "Мелиорация и водное хозяйство", вып. 23, Киев, "Урожай", 1972.
2. Шахворостов Г.В. Некоторые вопросы совершенствования конструкций и эксплуатации водоприемников крупных мелиоративных насосных станций. - Сб. науч. тр. ин-та "Среднеазиатского водного хозяйства", Ташкент, 1981.
3. Гловацкий О.Я. Гидравлические исследования аванкамер. Автореф. дис. на соиск. ученой степени канд. техн. наук. М., МГМИ, 1980.
4. Шахворостов Г.В., Бочкарев Я.В. Совершенствование конструкций аванкамер крупных мелиоративных насосных станций. - Сб. науч. тр. ин-та "Среднеазиатского водного хозяйства", Ташкент, 1981.
5. Гутер Р.С., Олчинский Б.В. Элементы численного анализа и математической обработки результатов опыта. М., "Наука", 1970.
6. Рекомендации по проектированию аванкамер и водоприемников мелиоративных насосных станций. Киев, УкрНИИГМ, 1979.

РЕФЕРАТЫ

УДК 631.474(575)

Методика качественной и мелиоративной оценки почв аридной зоны для целей орошения. Решетов Р.Р. – Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Приводится методика оценки почв аридной зоны, которая может быть использована при проектировании орошения на вновь осваиваемых землях. Предлагается осуществлять оценку почв путем введения понижающих коэффициентов на отдельные почвенные показатели.

В рекомендуемой системе обозначений первая цифра показывает оценку плодородия почв на перспективу, вторая – на исходный момент, третья – указывает на потребность почв в мелиорациях. Такая информация позволяет объективно проводить технико-экономическое сравнение осваиваемых земель при проектировании на них орошения и более обоснованно осуществлять их выбор.

Таблиц 3, библиографий 14.

УДК 631.6:633.51

Оптимизация оросительных норм для сельскохозяйственных культур в условиях дефицита водных ресурсов. Трунова Т.А., Хасанханова Г.М. – Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Представлены зависимости урожайности хлопчатника от водообеспеченности по фазам развития растений и дан количественный их анализ. На основании полученных зависимостей рекомендуются экономически наиболее целесообразные сроки и величина снижения оросительных норм.

Таблиц 2, иллюстраций 2, библиографий 7.

УДК 626.86:550.3

Опыт гидрогеологического обоснования проекта защитного вертикального дренажа. Игнатилов Н.М., Кенжебаев С. – Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Проведено сравнение расчетов, выполненных в проекте на основе материалов общих гидрогеологических изысканий, с натурными наблюдениями при строительстве линейного ряда скважин вертикального дренажа для защиты территории от подтопления со стороны ирригационного канала и орошаемых земель. Даются примеры обработки результатов опытных откачек и графический метод определения предельного значения коэффициента уровнепроводности по нестационарному режиму откачки. Доказывается, что в простых гидрогеологических условиях межгорных впадин и предгорных равнин Средней Азии достаточным обоснованием для проектирования могут служить материалы гидрогеологической съемки.

Таблиц 1, иллюстраций 4, библиографий 3.

УДК 626.86:621.64

Систематический дренаж на землях III очереди освоения Каршинской степи. Верзилов Л.Л., Реслер С.Ф. – Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

На основе анализа природного строения и предполагаемых темпов освоения земель III очереди Каршинской степи обоснована необходимость систематического дренажа, определены его типы, мощность системы и способы строительства в зависимости от УГВ.

Учитывая благоприятные условия для дренирования большей части территории одними коллекторами, расположенными на расстоянии 800–1200 м друг от друга, рассмотрены варианты конструкций коллекторов, устойчивых против оплывания откосов при удельных притоках 1,5–2 л/с на 100 м коллектора.

Таблиц 2, иллюстраций 4.

УДК 550.30:626.86:631

Крупномасштабное гидрогеолого-мелиоративное районирование для обоснования проектов мелиорации земель в аридной зоне Средней Азии. Нейман Б.Я., Чернышев А.А. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

В работе детализирована известная схема гидрогеолого-мелиоративного районирования орошаемых земель в аридной зоне Средней Азии, применяемая при обосновании проектов освоения целинных земель в этом регионе. Экопликация к картам крупномасштабного районирования дополнена показателями естественной дренированности и испарения, необходимыми для расчетов мелиоративного дренажа.

Таблиц 3, библиографий 5.

УДК 626.86:551.48:631.6

Использование стока коллекторно-дренажной сети в проектах орошения новых земель. Морозов А.Н. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Проанализированы возможные схемы использования стока КДС и приведены примеры проектных решений для ирригационных систем Средней Азии.

Таблиц 1, иллюстраций 1, библиографий 2.

УДК 333.93:551.49:631.6

Водоохранное и водохозяйственное значение использования сточных вод на орошение в бассейне Аральского моря. Демин В.А. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Сельскохозяйственное использование сточных вод может и должно рассматриваться как одно из наиболее эффективных мероприятий в общем комплексном использовании и охране водных ресурсов, так как оно обеспечивает предельно максимальное сокращение (или пол-

ное прекращение) обросов загрязненных вод, получивших очистку или не получивших ее, в естественные водоемы, а также утилизацию сточной воды со всеми содержащимися в ней полезными компонентами для увеличения орошаемых площадей.

Дополнительные затраты на осуществление систем орошения сточными водами при увеличении чистого дохода на 70-100 руб. в год на 1 га практически окупаются за короткое время.

Таблиц 1.

УДК 333.93:631.6

Об использовании водных ресурсов бассейна реки Сурхандарьи. Джурев Р. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

В работе дана оценка природных условий бассейна Сурхандарьи, приведены основные водохозяйственные и сельскохозяйственные показатели, а также данные о техническом уровне и степени использования ирригационных систем бассейна, высказаны предложения об использовании зависимости между водопотреблением и интенсивностью ввода в эксплуатацию новых орошаемых земель, наличии связи между среднегодовым суммарным водозабором и коллекторно-дренажной водой, рекомендуется математический аппарат.

Таблиц 5, иллюстраций 2, библиографий 7.

УДК 532

Новый метод анализа плоской стационарной фильтрации, подчиняющейся закону Дарси. Яхшиев Г.С. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Приводится зависимость, полученная путем построения логической схемы фильтрации и рекомендуемая для анализа плоской стационарной фильтрации при любом фильтрационном строении. Высказывается сомнение в справедливости некоторых формул для определения удельного расхода потока подземных вод.

Таблиц 5, иллюстраций 8, библиографий 6.

УДК 631.6:631

Определение экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель нового орошения. Серебренников Ф.В. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Подробно рассмотрены вопросы оптимизации периода освоения мелиоративных систем применительно к современным требованиям проектирования и предпроектных проработок на уровне схем развития и размещения мелиорации и водного хозяйства. Дана математическая модель задачи определения экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель.

Иллюстраций 1, библиографий 12.

УДК 551.482.2

Попытки размытия русла при неравномерном снижении уровня воды. Манаков С.К. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

В данном исследовании разработана и рекомендуется методика расчетов попыток размытия русла при неравномерном, постепенно увеличивающемся, снижении уровня воды, которое имеет место при разработке карьеров в руслах рек или при снижении уровня моря. В основу выводов положен балансовый метод транспортировки наносов. Приведен пример расчета размытия русла, обрезающегося из-за разработки карьера в русле реки.

Таблиц 2, иллюстраций 4, библиографий 3.

УДК 627.8:666.97

Об ультразвуковых испытаниях массивного бетона при доступе с одной стороны. Кудинов В.А., Назаренко С.Н., Кулешов Г.Н. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Изложены результаты экспериментальных работ и теоретических исследований различных методов ультразвуковых испытаний массивно-

го бетона строительных блоков при доступе с одной стороны. Приводится усовершенствованная методика ультразвукового профилирования по системе встречных годографов, позволяющая с достаточной точностью перейти от скорости ультразвука в поверхностном слое массивного бетона к средней скорости по высоте слоя. Рекомендуемая методика нашла массовое применение на строительстве Андикжанской плотины, что позволило вести оперативный контроль прочности бетона непосредственно в сооружении и производить корректировку организационно-технологических мероприятий в процессе производства бетонных работ.

Таблиц 2, иллюстраций 3, библиографий 4.

УДК 627.8:666.97

Влияние организационно-технологических факторов на качество бетона строительных блоков массивных сооружений. Кулешов Г.Н., Абрамов Л.И. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Дается оценка влияния организационно-технологических факторов на качество бетона при производстве внутриблочных работ в массивных сооружениях. Установлено, что на прочность бетона наибольшее влияние оказывают: удельный расход цемента, высота блока, максимальная среднеобъемная температура бетона и перерывы в бетонировании смежных по высоте блоков, — не однородность бетона: прочность его, интенсивность подачи бетонной смеси в блок и перерывы в бетонировании блоков. Приводится пример оценки снижения сметной стоимости строительства по результатам корректировки параметров организационно-технологических факторов.

Таблиц 3, иллюстраций 6, библиографий 3.

УДК 532:631.6

Гидравлические исследования водовыпусков из закрытой оросительной сети в гибкие трубопроводы. Попов В.С., Архангельский В.К., Нусретов А. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

В работе описана конструкция вентиля гидрента с конусным и цилиндрическим щелевым запорным устройством для выпуска оросительной воды из закрытых трубчатых систем в гибкие поливные трубопроводы. Приведены некоторые результаты гидравлических исследований, даны зависимости изменения пропускной способности от величины открытия запорного устройства и напора в подводящем трубопроводе.

Таблиц 2, иллюстраций 3.

УДК 624:631.6

Применение дисковых затворов для закрытой оросительной сети. Туманов А.А., Мирецкий С.Е. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

Проведено обобщение данных по конструкциям, методу расчета и результатам испытаний дисковых затворов с целью выявления области их применения на закрытых оросительных системах.

Таблиц 2, иллюстраций 1, библиографии 4.

УДК 621.65:624

Исследование влияния недействующего пролета и открылка на работу крайних водозаборных устройств водоприемников крупных мелиоративных насосных станций. Шахворостов Г.В. — Обоснование проектных решений современных мелиоративных систем Средней Азии. Ташкент, Средазгипроводхлопок, 1982.

В работе на основе проведенных гидравлических исследований оценивается влияние на крайние всасывающие трубы насосов рядом расположенного неработающего пролета водоприемника и открылка разной конструкции применительно к крупным мелиоративным насосным станциям. Обнаружено отрицательное влияние названных факторов на пропускную способность действующих линий крайних насосов; определены мера этого влияния с дифференцированием по конструкциям открылка и возможность его учета в виде дополнительных потерь напора на вход во всасывающие трубы насосов; даны рекомендации по расчету потерь напора, вызываемых действием изученных факторов. Полученные данные позволят выбрать оптимальный вариант открылка и назначить оптимальное сочетание неработающих пролетов водоприемника.

Таблиц 8, иллюстраций 4, библиографии 6.

СОДЕРЖАНИЕ

Решетов Г.Г. Методика качественной и мелиоративной оценки почв аридной зоны для целей орошения	3
Трунов Т.А., Хасанханов Г.М. Оптимизация оросительных норм для сельскохозяйственных культур в условиях дефицита водных ресурсов	13
Игнатиюк Н.М., Кенжебаев С. Опыт гидрогеологического обоснования проекта защитного вертикального дренажа	19
Верзиков Л.Л., Реслер С.Ф. Систематический дренаж на землях III очереди освоения Каршинской степи	29
Нейман Б.Я., Чернышев А.А. Крупномасштабное гидрогеолого-мелиоративное районирование для обоснования проектов мелиорации земель в аридной зоне Средней Азии	39
Морзаев А.Н. Использование стока коллекторно-дренажной сети в проектах орошения новых земель	42
Демин В.А. Водоохранное и водохозяйственное значение использования сточных вод на орошение в бассейне Аральского моря	46
Джурев Р. Об использовании водных ресурсов бассейна реки Сурхандарья	52
Яхшиев Г.С. Новый метод анализа плоской стационарной фильтрации, подчиняющейся закону Дарси	62
Серебрянников Ф.В. Определение экономически целесообразных сроков и последовательности ввода земель нового орошения	78
Манаков С.К. Попытки размытия русла при неравномерном снижении уровня воды	87
Кулинов В.А., Назаренко С.Н., Кулепов Г.Н. Об ультразвуковых испытаниях массивного бетона при доступе с одной стороны	103
Кулепов Г.Н., Абрамов Л.И. Влияние организационно-технологических факторов на качество бетона строительных блоков массивных сооружений	111
Попов В.С., Архангельский В.К., Нусретов А. Гидравлические исследования водовыпусков из закрытой оросительной сети в гибкие трубопроводы	123
Туманов А.А., Мирецкий С.Е. Применение дисковых затворов для закрытой оросительной сети	130
Шахворостов Г.В. Исследование влияния недействующего пролета и открылка на работу крайних водозаборных устройств водоприемников крупных мелиоративных насосных станций	140
Рефераты	158

Св. план 1982, поз. 7.

ОБОСНОВАНИЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ
СОВРЕМЕННЫХ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Сборник научных трудов

Редактор Е.Н.Макушенко

Р-05503 Подписано в печать 30/XI.82 г. Формат бумаги 60x90 1/16.
Усл.-печ.л. 8,3 Уч.-изд.л. 7,0. Тираж 450 экз. Заказ 1005
Цена 80 коп.

Картфабрика института "Узгипрозем". Ташкент, Муками, 176.