

МИНИСТЕРСТВО МЕЛИОРАЦИИ И ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН

Научно-производственное объединение «САНИИРИ»
Среднеазиатский научно-исследовательский
институт ирригации им. В. Д. Журина

СБОРНИК НАУЧНЫХ ТРУДОВ

„МЕЛИОРАЦИЯ И ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО“

Ташкент — 1995

УДК 626.8+631.6

Мелиорация и водное хозяйство
Сборник научных трудов, Ташкент,
НПО "САНИРИ", 1995, 211 с.

Редакционная коллегия:

Духовный В.А. (гл. редактор), Якубов Х.И. (отв. за выпуск),
Рахимов Ш.Х., Насонов В.Г., Кашыров А.А., Соколов В.И.,
Исмагилов Х.А., Усмэнов А.У., Пулатов А.Г., Меркина А.Ш.

© Научно-производственное объединение
"САНИРИ", 1995 г.

А.А.Кадыров

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВОД В ОРОШАЕМОМ ЗЕМЛЕДЕЛИИ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН И НЕКОТОРЫЕ МЕРЫ ПО ЕГО УЛУЧШЕНИЮ

Обеспечение зерновой независимости Республики Узбекистан обусловило существенное расширение площадей под орошаемые зерновые культуры: орошаемый клин под зерновые колосовые в 1995 г. достиг 1,00 млн.га, а в 1996 г. он составит не менее 1,3 млн.га. В то же время под ведущую культуру — хлопчатник площади уменьшаются с 1,85 млн.га в начале 90-х годов до 1,40–1,45 млн.га в ближайшие годы. Практически с монокультурой хлопчатника будет покончено; появление второй ведущей культуры — орошаемых зерновых — расширяет диапазон вегетаций от ранней весны до поздней осени, что требует обеспечения функционирования оросительных и дренажных систем практически в течение всего календарного года; после уборки орошаемых зерновых освободившиеся земли должны быть засеяны повторными культурами, что потребует дополнительных водных ресурсов. В этой связи рассмотрим состояние использования вод для орошения, удовлетворения требований на воду с учетом орошения повторных культур, какие имеются потенциальные возможности для покрытия возрастающих потребностей в воде отраслей народного хозяйства, включая орошаемое земледелие и, наконец, какие практические меры можно было бы предложить для улучшения использования вод для орошения.

1. Данные о изменениях в расходовании оросительной воды по республике в целом, бассейнам рек Амударьи и Сырдарьи и в разрезе областей приведены в табл.1, 2. Удельные водозаборы, вегетационные и невегетационные, за 1993–1994 гг. (см.табл.2) показывают их существенный разброс по бассейнам рек, особенно в разрезе областей. Такое положение сложилось постепенно, исторически, в силу природно-климатических, хозяйственных и других условий регионов, неодинакового использования достижений научно-технического прогресса, а иногда и в результате недостаточно обоснованных, волевых решений. Удельные водозаборы с 1975 г. по настоящее время (среднереспубликанские показатели) снизились с 17,6 до 11–12 тыс.м³/га. Известно, что широкая реализация меро-

Т а б л и ц а I

Площади орошаемых земель и осредненные удельные показатели
расходования воды по Узбекистану

Показатель	1990 г.	1991 г.	1992 г.	1993 г.	1994 г.
Площадь орошаемых земель, фактическая, тыс. га	4185,5	4200,1	4214,0	4242,7	4235,8
в т.ч. под хлопчатник, тыс. га	1822,2	1727,4	1650,9	1686,2	1535,4
Суммарный водозабор из источников ороше- ния, млн. м ³					
фактический	44718,4	45254,2	46230,6	47019,1	45141,1
в вегетацию	3915,8	10130,0	9427,4	9660,2	8222,5
зимой	-	45108,4	44746,0	44667,7	43420,0
Оросительная норма в вегетацию, тыс. м ³ /га					
плановая	12,2	12,1	12,2	11,8	12,6
факт.	10,7	10,7	10,6	10,5	10,67
Оросительная норма в невегетацию, тыс. м ³ /га					
плановая	4,2	4,06	4,06	3,5	4,02
факт.	3,6	3,5	3,1	2,6	2,8
КПД межхозяйственной сети, б/р					
фактич.	0,81	0,81	0,81	0,82	0,80
в вегетацию	0,77	0,77	0,78	0,83	0,77
в невегетацию					

* Данные на основе оперативных сведений Облгидрометслужбы

Фактическая площадь, водозабор и удельное водопотребление по областям Узбекистана

Республика, область	Орошаемая площадь, тыс. га	Водозабор, млн. м ³		Удельное водопотребле- ние, тыс. м ³ /га	
		всего	в т.ч. вегетац.	всего	в т.ч. вегетац.
<u>Бассейн р. Амударьи</u>					
Каракалпакстан	510,8	8652,5	6888,5	16,9	13,4
Бухарская	499,1	7686,2	6226,3	15,2	12,4
Кашкадарьинская	270,0	4033,9	2820,0	14,9	10,4
Навоййская	270,2	4308,7	2958,4	15,95	10,95
Самаркандская	500,8	6050,0	5400,0	12,1	10,6
Сурхандарьинская	507,6	5955,5	5315,5	11,73	10,47
Хорезмская	125,4	1320,0	1071,6	10,5	8,5
Итого	125,1	1439,1	1154,8	11,50	9,23
	371,7	3304,7	3005,3	8,9	6,1
	374,9	2966,2	2813,5	7,91	7,5
	324,0	5446,3	4330,4	16,8	13,4
	322,3	5125,5	4123,0	15,9	12,79
	254,1	5104,3	3754,3	20,0	14,7
	254,4	5027,8	3686,6	19,76	14,49
	2356,8	33911,7	27270,1	14,4	11,6
	2353,4	32509,0	26562,9	13,81	11,28

Продолж. табл. 2

Бассейн р. Сырдарья

Андижанская	<u>286,6</u>	<u>3259,4</u>	<u>2830,2</u>	<u>11,4</u>	<u>9,8</u>
	285,10	3142,3	2799,3	11,02	9,82
Джизакская	<u>284,9</u>	<u>2410,5</u>	<u>2113,5</u>	<u>8,4</u>	<u>7,4</u>
	286,4	2426,5	2217,9	8,47	7,74
Неманганская	<u>274,2</u>	<u>3681,4</u>	<u>3239,4</u>	<u>13,4</u>	<u>11,8</u>
	273,0	3318,8	2969,5	12,16	10,9
Сырдарьинская	<u>284,4</u>	<u>2679,6</u>	<u>2239,5</u>	<u>9,8</u>	<u>7,9</u>
	289,3	2712,1	2467,4	9,37	8,6
Ташкентская	<u>385,3</u>	<u>4981,3</u>	<u>4843,4</u>	<u>13,0</u>	<u>12,5</u>
	385,4	4918,6	4806,5	12,76	12,5
Ферганская	<u>370,2</u>	<u>4911,7</u>	<u>3761,4</u>	<u>13,4</u>	<u>10,2</u>
	362,2	4488,3	3653,4	12,39	10,09
Итого	<u>1885,6</u>	<u>21923,9</u>	<u>19027,4</u>	<u>11,5</u>	<u>10,1</u>
	1881,4	21006,6	18914,0	11,16	10,05
ВСЕГО	<u>4242,4</u>	<u>55835,6</u>	<u>46297,5</u>	<u>13,3</u>	<u>10,4</u>
	4234,8	53515,6	45476,9	12,63	10,73

В числителе - данные за 1993 г., в знаменателе - за 1994 г.

приятий по водообеспечению с целью уменьшения удельного водозабора до 11,0 тыс.м³/га, особенно в орошаемом поле, за указанный период¹ не происходила. Удельный водозабор уменьшался главным образом путем искусственного, принудительного, регулирования за счет реализации так называемых "внутренних резервов" – сокращения водоподачи на фиктивные, точнее, не учтенные статистикой земли (в 1987–1988 гг. съемками Узгипрозема и его филиалов зафиксировано около 170 тыс.га таких земель), устранения излишеств в водопользовании, налаживания водоучета и т.д. Однако этот путь, давший эффект на определенном этапе, при достижении некоего рубежа может привести к сокращению урожайности посевов, интенсификации засоления почв и т.д. Следует отметить, что фактический удельный головной водозабор с 1990 по 1994 г. сократился с 14,3 до 13,47 тыс.м³/га, при этом вегетационная удельная водоподача осталась на одном уровне – 10,7–10,6 тыс.м³/га. Удельная невегетационная водоподача каждый год планировалась в среднем на уровне 4,0 тыс.м³/га, но фактические ее значения снизились с 3,6 до 2,6 тыс.м³/га. Если учесть, что в последнюю цифру входят и поливы зерновых на площади 300 тыс.га, чего раньше не было, то на все невегетационные поливы весной, осенью и зимой (промывные, влагозарядковые, выживные, предпахотные, а также поливы ранних и поздних овощей, получивших развитие в последние годы) остается не более 2,0 тыс.м³/га. Если выделить промывные поливы, то на их долю приходится в среднем 1,0 тыс.м³/га – численные значения удельных водозаборов в разрезе областей имеют довольно большой разброс (табл.2). Так, удельный головной водозабор в 1993 г. колебался от 20,0 тыс.м³/га в Хорезмской области до 8,4–8,9 тыс.м³/га в Джизакской и Самаркандской соответственно. Следовательно, стартовое положение областей республики по водообеспеченности на 1 га и на душу населения при лимитированном водопользовании

¹ За прошедший после 1975 г. период выполнен большой объем работ по бетонировке междоустьевых каналов, строительству лотковых хозяйственных каналов, что заметно повлияло на повышение КПД этих каналов, но их суммарный эффект далеко не адекватен сокращению удельных водозаборов.

было далеко неодинаковое, что должно быть учтено при создании лимитированного водопользования на перспективу. Использование метода пропорционального ущемления интересов (например, исходя из I га орошаемой земли) и в дальнейшем не может быть оптимальным решением.

2. За последние годы суммарный водозабор из источников для орошения практически оставался на уровне 55-56 км³/год. Допустим, орошаемая пашня через 2-3 года составит 4,25 млн.га, в том числе под хлопчатник 1,5 млн.га. Под зерно будет отдана площадь 1,3 млн.га, из них не менее 1,0 млн.га ежегодно будет засеиваться повторными культурами. Таким образом, ежегодно гектаропосевов, в отличие от орошаемой площади республики 4,25 млн.га, будет не менее 5,25 млн.га. Следовательно, удельный водозабор на один гектаропосев с учетом невегетационных поливов (т.е. за вычетом примерно 5 км³ вместо 9-10 км³ невегетационной водоподачи, имевшей место за последние годы) получается $55-5:5,25 = 9,5$ тыс. м³/га. Тогда хлопчатник на площади 1,5 млн.га как ведущая культура и источник валютных поступлений получит необходимый по нормативам объем водных ресурсов

$$6,5 \text{ тыс.м}^3/\text{га} \times 1,5 \text{ млн.га} \times \frac{1}{\eta_{oc}} = 23,44 \text{ км}^3,$$

η_{oc} - КПД всей оросительной системы, представляющий произведение КПД оросительной сети (межхозяйственных и внутрихозяйственных) и КПД техники бороздкового полива. По проработкам Н.Т.Лактаева [1], величина η_{oc} равна

$$\eta_{oc} = \eta_{nc} \cdot \eta_{ic} \cdot \eta_{та} = 0,64 \times 0,65 = 0,416.$$

Тогда удельный головной водозабор на все оставшиеся посевы республики (3,75 млн.га) будет равным

$$\frac{50 - 23,44}{3,75} = 7,08 \text{ тыс.м}^3/\text{га}.$$

Отсюда осредненное суммарное водопотребление гектаропосева

$$7,08 \times 0,416 = 2,95 \text{ тыс.м}^3/\text{га}.$$

При таком суммарном водопотреблении будут развиты орошаемое зерно (на площади 1,3 млн.га), сады и виноградники, сахарная, неко-

торые овощи. Это наши расчеты, осредненные по республике в целом, возможно, в отдельных регионах картина не такая напряженная, но тем не менее любые решения по вопросу водопользования должны базироваться на научно обоснованных рекомендациях.

В настоящее время, когда орошаемое земледелие интенсивно развивается, вторая ведущая культура — орошаемое зерно, повторные культуры, изменился подход к невегетационным поливам, появились фермерские и другие формы хозяйств на землях бывших совхозов и колхозов, что отразится на КПД техники бороздкового полива, действующие нормы и режимы орошения должны основательно уточняться. Принципиально важен переход на нормирование водопотребления сельскохозяйственных культур на единицу выращиваемой продукции, как в других отраслях, что необходимо в условиях рыночных отношений.

3. Потенциальные возможности для покрытия постоянно возрастающих потребностей отраслей народного хозяйства в воде у республики на перспективу имеются, но их реализация связана с большими затратами. Еще в середине 60-х годов в бывшем Советском Союзе безвозвратное водопотребление за 10-15 лет удваивалось [57]. Темпы роста водопотребления сегодня не ниже. Водные ресурсы республики составляют 65 км^3 , из них около 5 км^3 — эксплуатируемые запасы подземных вод, примерно столько же — коллекторно-дренажные сбросные воды. Они могут уменьшиться за счет сокращения сбросов использованных вод обратно в речные источники.

Увеличение располагаемых водных ресурсов республики известными методами (регулирование стока рек и саяв, переброска стока из многоводных в маловодные регионы страны и др.) практически исчерпано. Привлечение водных ресурсов извне республики нереально. Таким образом, единственно возможный источник — внутренние потенциальные ресурсы (введение жесткого режима экономии в использовании воды, водосбережение и борьба с потерями воды при водопользовании). Поскольку орошаемое земледелие потребляет 85% от всего объема располагаемых водных ресурсов республики, в перспективе оно будет основным источником извлечения необходимых или потребных водных ресурсов для развития отраслей народного хозяйства (хозпитьевое и коммунальное водоснабжение, развитие малого и среднего бизнеса, особенно перерабатывающих промышленных предприятий в селе и т.д.), орошаемого земледелия при освоении новых земель. Каковы потенциальные возможности?

Вся оросительная система условно делится на три составляющие: межхозяйственная оросительная сеть, хозяйственная оросительная сеть и орошаемое поле. Вода, забранная из источника, пока дойдет до корневой системы посевов, теряется на всех указанных участках, главным образом фильтрацию и испарение. Величина потерь выражается через соответствующие КПД. Так, производственный КПД межхозяйственных каналов равен (средний для республики) 0,81 (см. табл. I). Другими словами, 0,19 доли, или 19% от суммарного водозабора (55 км^3) теряется в межхозяйственных каналах, т.е. потери равны $55 \times 0,19 = 10,45 \text{ км}^3$. В хозяйственной сети при осредненном значении КПД внутрихозяйственных каналов 0,79 потери составляют $(55 - 10,45) \times 0,21 = 9,95 \text{ км}^3$. В поле при осредненном КПД техники бороздкового полива 0,65 (см. выше) с вычетом объема невегетационных поливов, равного 5 км^3 , теряется

$$(55 - 5 - 10,45 - 9,95) \times 0,35 = 10,57 \text{ км}^3.$$

Таким образом, суммарные потери по всем оросительным каналам, орошаемым полям 4,25 млн. га составляют $30,37 \text{ км}^3$. На первый взгляд, большое количество воды. В действительности, это как бы "связанная" вода, которую так просто не используешь, сначала ее необходимо извлечь из состояния "связанности". С другой стороны, не весь этот объем потерь технически и экономически целесообразно "извлекать" из состояния связанности! По прогнозам Н.Т. Лактаева, на перспективу экономически целесообразный порог КПД межхозяйственных каналов равен 0,9, внутрихозяйственных каналов - 0,85 и техники бороздкового полива - 0,79. В этом случае КПД всей оросительной системы, включая орошаемое поле (технику полива), составит $0,9 \times 0,85 \times 0,79 = 0,60$ (вместо 0,416 в настоящее время).

Следовательно, при сохранении бороздкового полива, но при его определенном совершенствовании 20 км^3 воды по-прежнему будет теряться по всем оросительным системам и орошаемым полям. Но для того, чтобы извлечь около 10 км^3 воды ($30,37 - 20 = 10 \text{ км}^3$), необходимо выполнить значительный объем работ по укладке антифильтрационных материалов и покрытий каналов с земляным руслом, осуществить переход на закрытые трубопроводы в хозяйственной сети, принять организационные меры водосбережения во всех частях оросительных систем. Следующим этапом в водосбережении можно

назвать переход от техники бороздкового полива на более совершенные виды - капельный, подпочвенный способы орошения. Этот процесс, начатый сегодня, потребует привлечения больших капитальных вложений, ресурсов и времени. Экономия воды можно достичь не только путем устранения и минимизации потерь (глубинная фильтрация, сбросы, испарение), но и уменьшением суммарного водопотребления за счет сокращения составляющей испарения с мокрого поля (минимальные затраты на обустройство всей орошаемой пашни республики системами капельного орошения составили бы 10-15 млрд. долларов). При таком переходе можно "извлечь" еще 10-12 км³ воды. Реализация данной проблемы возможна в том случае, если выгода от применения капельного или другого способа орошения экономически бесспорна или внедрение дотируется государством.

Приведенные выше приближенные прогнозные расчеты непригодны для рассмотрения в маловодный год. Так, при уменьшении ежегодного головного водозабора до уровня 50 км³ вместо 55-56 водообеспеченность практически всех областей республики будет нарушена, а организация и управление водопользованием - затруднительно. В таких условиях маловодный год обуславливает необходимость ущемления интересов водопользователей, прежде всего лимитов в орошаемом земледелии. В связи с этим водники-эксплуатационники и сельхозводопользователи должны разработать комплекс мероприятий и систематически, не дожидаясь наступления маловодных лет, реализовать их на практике:

своевременная очистка каналов от наносов и растительности, выполнение текущих ремонтно-восстановительных работ на откосах и руслах, линейных гидротехнических сооружениях и т.д.; принятие мер по отказу от подпорного режима на отдельных участках межхозяйственных каналов, особенно там, где это не предусмотрено проектом эксплуатации канала; сокращение потерь воды из русла канала;

повсеместное введение водооборотов на разных уровнях - межbrigадном, межхозяйственном, между соседними УОС. С этой целью в САНИИРИ разработаны "Методические указания по организации и расчету водооборота на оросительных системах";

реальная и существенная экономия оросительной воды в поле. Комплекс агротехнических, технологических, организационных мер по рациональному использованию воды в поле основан на дисципли-

нированности, сознательности, умении и опыте поливальщиков, специалистов-ирригаторов хозяйств, фермеров и дехкан. Кроме того, необходимы детальная планировка полей до сева, своевременное выполнение всего комплекса агротехнических мероприятий по уходу за посевами, включая организацию круглосуточных поливов, производство глубокого рыхления и культивацию после поливов, борьба с сорняками и т.д. При бороздковом поливе требуется воды больше поливной нормы (по необходимости сбросов и неизбежности глубинной фильтрации на первой половине борозды), поэтому длину борозд в соответствии с местными условиями следует уменьшить с таким расчетом, чтобы, с одной стороны, выдержать нормы полива и режим орошения, с другой, — сократить непроизводительные потери воды — сбросы и глубинная фильтрация.

Все мероприятия должны реализовываться параллельно с введением строгой водной дисциплины, штрафных санкций против нарушителей, взаимной требовательности участников лимитированного водопользования.

В ы в о д ы

Современный этап в организации водопользования в республике характеризуется не только исчерпанием располагаемых водных ресурсов, введением в практику лимитирования использования воды и подготовительными работами к повсеместному переходу к платному водопользованию, но и тем, что в ближайшей перспективе ожидается хроническая нехватка воды в орошаемом земледелии, проявляющая себя по-разному в различных регионах республики, но обусловленная исторически сложившейся водной ситуацией, техникой и технологией бороздкового полива, теми навыками и практическим опытом, накопленными в этих регионах в области практического водопользования и водodelения в орошаемом земледелии.

Распространенное представление, подтверждаемое теоретическими расчетами суммарных потерь оросительной воды, о том, что потенциальные ресурсы вод, подлежащие использованию, неисчерпаемы, следует воспринимать с некоторыми оговорками. В действительности, эти воды — суть потери (не свободные), и являются как бы "связанными". Их извлечение для использования сопряжено с большими затра-

тами средств, сил и времени. Причем эти затраты будут возрастать. Извлечение каждой последующей единицы воды (например 1 км³ воды) будет обходиться дороже, чем предыдущий.

В связи с тем, что потери оросительной воды рассредоточены на значительной орошаемой территории республики и по времени обусловлены рядом причин, как технический уровень оросительной сети и его разнообразие, особенности техники и технологии бороздового полива, достигнутые опыт и навыки в этой области, разнообразие климатических, почвенных, гидрогеологических, хозяйственных условий, целесообразна разработка специальной целевой программы водосбережения в орошаемом земледелии с выделением первоочередных и перспективных задач.

Список использованной литературы

1. Л а к т а е в Н.Т. Полив хлопчатника. М.: Колос, 1978. 176 с.
2. Мелиорация и орошение культур хлопкового севооборота (нормативно-методический документ "Гидроמודульное районирование и режим орошения сельскохозяйственных культур по областям Республики Узбекистан"). Ташкент: СоюзНИИ, 1992.
3. Р ы ж о в С. Н. Орошение хлопчатника в Ферганской долине. Ташкент: Изд-во АН УзССР, 1948.
4. К а д ы р о в А. А., Х а ч и к я н ц Г. С. Разработка концепции функционирования и развития водного хозяйства Узбекистана и организационно-экономических мер водосбережения в условиях рыночной экономики. Ташкент, 1994.
5. К а л и н и н Г. П. Проблемы глобальной гидрологии. Л., 1958.

Ш.Х.Рахимов, Ю.В.Толстунов, И.Каландаров, И.Бегимов

СТРУКТУРИЗАЦИЯ КАЧЕСТВЕННЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ УПРАВЛЕНИЯ ВОДНЫМИ РЕСУРСАМИ В БАСЕЙНАХ РЕК

Исследование качества функционирования управления водными ресурсами в бассейнах рек в настоящее время приобретает большое значение в связи с дефицитом водных ресурсов бассейнов рек Амударьи и Сырдарьи и изменением приоритетов в использовании водных ресурсов в независимых государствах Центральной Азии.

Основная цель управления водными ресурсами в бассейнах рек — повышение качества и эффективности функционирования их объектов. Это полное удовлетворение водными ресурсами водопотребителей в необходимом количестве и качестве, уменьшении затрат на эксплуатацию объектов, улучшении экологической обстановки в регионе и др.

Структуризация целей управления водными ресурсами в бассейнах рек рассматривается как задача выбора локальных критериев, имеющих определенные свойства, раскрывающих понятие качество и эффективность, и позволяющих численно оценить различные стратегии управления.

Качество управления водными ресурсами в бассейне реки в интервале $[0, T]$ будем определять на основе локальных критериев, количественно выражающих целевое назначение водохозяйственной системы (ВХС), режим работы и параметры бассейна реки. Локальные критерии качества функционирования отдельных элементов сформулированы из основных назначений этих объектов и требований к их функционированию $[1]$.

Основные элементы ВХС бассейна реки — орошаемое земледелие, гидроэлектростанции, водохранилище, сбросы и створы для контроля качества воды.

Качество функционирования управления водными ресурсами в бассейне реки оценим относительно i -го водопотребителя. Пусть $Q_i(t)$, $Q_i^*(t)$, $i \in N$ — функции, характеризующие соответственно фактическое и требуемое значения расхода воды i -му водопотребителю в момент времени t . Здесь N — количество водопотребителей. Располагая информацией о непосредственных значениях или статистических характеристиках функций $Q_i(t)$ и $Q_i^*(t)$, рассмотрим ряд оценок, характеризующих качество функционирования управления водными ресурсами относительно i -го потребителя. Качество процессов управления водными ресурсами в бассейне реки относительно i -го потребителя является субъективной оценкой этого потребителя, которая определяется фактически режимом работы объектов бассейна реки теми требованиями, которые предъявляет к нему i -й потребитель.

Субъективный характер требований, предъявляемых различными категориями потребителей к качеству управления водными ресурсами, приводит к необходимости выбора не одного, а системы показате-

телей для объективной оценки качества функционирования системы. При этом набор показателей должен быть полным – учитывать требования всех категорий потребителя и степень достижения качественной цели управления; операциональным – каждый показатель должен иметь четкий физический смысл и удобную форму вычисления его численного значения; разложимым – чтобы процесс вычисления каждого показателя можно было бы разложить на ряд более простых процессов для детального исследования влияния различных факторов на данный показатель; неизбыточным – недублировать учет одних и тех же факторов; минимальным – чтобы количество таких показателей оставалось настолько малым, насколько это возможно.

Все показатели, используемые для оценки качества функционирования управления водными ресурсами бассейнов рек как сложной системы, можно разделить на дифференциальные и интегральные. Первые связаны с частотой, глубиной и длительностью возникновения дефицита в i -ом водопотребителе в интервале $[0, T]$. Вторые также учитывают частоту, глубину и длительность возникновения дефицита, но в более обобщенной форме. Использование дифференциальных показателей как функции распределения вероятности возникновения, длительности и глубины дефицита в практике эксплуатации связано со значительными трудностями методологического, математического и организационного характера. Поэтому в дальнейшем будем рассматривать в основном интегральные показатели.

В качестве локальных показателей могут быть использованы статистические характеристики или непосредственно значения $Q_i(t)$ и $Q_i^*(t)$.

Для любого неотрицательного целого $n = 0, 1, 2, \dots$ определим вспомогательную функцию

$$\eta_{in}(t) = \begin{cases} [Q_i^*(t) - Q_i(t)]^n, & \text{если } Q_i(t) < Q_i^*(t) \\ 0, & \text{если } Q_i(t) \geq Q_i^*(t) \end{cases} \quad (1)$$

и соответствующий функционал

$$I'_{in} = \frac{1}{T} \int_0^T \eta_{in}(t) dt, \quad i \in N, \quad (2)$$

который для разных n определяет систему оценок качества управления водными ресурсами относительно i -го потребителя. Интеграл (2) существует, если процессы $Q_i(t)$ и $Q_i^*(t)$ кусочнонепрерывные и ограниченные, этим условиям удовлетворяют все водопотребители.

В случае, если $n = 0, 1$ и 2 , функционал характеризует соответственно время дефицита, средний объем дефицита и средне-квадратичное отклонение от заданного режима работы.

В бассейнах рек Амударьи и Сырдарьи имеется ряд каскадов гидроэлектростанций (ГЭС), которые вырабатывают энергетические ресурсы для народного хозяйства государств Центральной Азии за счет использования водных ресурсов этих рек. Оценка качества функционирования управления водными ресурсами невозможна без учета режимов работы ГЭС этих рек. В качестве интегральных показателей оценки, характеризующих эффективность функционирования

i -ой гидроэлектростанции бассейна реки, можно использовать среднюю мощность $[2, 3]$, вырабатываемую электростанцией вида

$$I_{2i}^2 = \frac{1}{T} \int_0^T N_i(Q_i(t), \Delta H_i(t), u_i(t)) dt, \quad i \in L, \quad (3)$$

где $N_i(\cdot)$ - мощность i -ой гидроэлектростанции;

$Q_i(t)$, $\Delta H_i(t)$ и $u_i(t)$ - соответственно расход, напор и управляющие воздействия на ГЭС; L - количество гидроэлектростанций; t - время.

Используя (3), можно получить интегральные показатели суммарной выработки электроэнергии на i -ой гидроэлектростанции

$$I_{2i}^2 = I_{2i}' \cdot T, \quad (4)$$

а также относительную удельную выработку электроэнергии на i -ой гидроэлектростанции на единицу расхода воды $Q_i(t)$ проходящего через турбины ГЭС

$$I_{2i}^{2y} = I_{2i}' / \int_0^T Q_i(t) dt, \quad (5)$$

где $Q_i(t)$ - расход воды через турбины ГЭС.

Другим водным критерием оценки функционирования работы ГЭС является потеря водноэнергетических ресурсов вида

$$I_{3i}^2 = \int_0^T P(Q_i(t), \Delta H_i(t), u_i(t)) dt, \quad i \in L, \quad (6)$$

где $P(\cdot)$ – потери водноэнергетических ресурсов.

Увеличение потребления и использования водных ресурсов бассейна рек Амударьи и Сырдарьи в народном хозяйстве в последние годы привели к значительному ухудшению мелиоративного состояния земель и уменьшению объема воды в Аральском море. В результате ухудшились экологические условия отдельных регионов Аральского моря, полностью или частично вышли из сельскохозяйственного оборота отдельные массивы орошаемых земель, уничтожены некоторые виды редких рыб, животных и растений, ухудшилось состояние здоровья населения и др.

Качество управления водными ресурсами с позиций экологии и мелиоративного состояния земель каждого региона можно оценить по следующим локальным критериям: степени биологических, физиологических, генетических, медицинских последствий; степени ухудшения мелиоративного состояния земель.

Эффективность эксплуатации водохранилищ также оценивается локальными критериями [3].

Суммарные потери на испарение и фильтрацию в интервале $[0, T]$

$$I_{ii}^4 = \int_0^T P_i(H(t), T(t), K_u, K_\phi) dt, \quad i \in M, \quad (7)$$

где $P(\cdot)$ – интенсивность потерь на испарение и фильтрацию;

$H(t)$ – уровень воды в водохранилище; $T(t)$ – температура окружающей среды; K_u , K_ϕ – коэффициенты фильтрации и испарения; M – количество водохранилищ.

Дефицит или излишки водных ресурсов в конце интервала управления

$$I_{2i}^4 = W_i(T) - W_i^*(T), \quad i \in M, \quad (8)$$

где $W_i(T)$ и $W_i^*(T)$ – соответственно фактический и заданный объемы воды в водохранилищах в конце интервала управления.

Степень заиления дна водохранилища

$$I_{zi}^4 = \int_0^T Z_i(t) (H_i(t), Q_i(t), \rho(t)) dt, \quad i \in M, \quad (9)$$

где $Z_i(t)$ — интенсивность заиления дна; $H_i(t)$, $Q_i(t)$ и $\rho_i(t)$ — соответственно уровень, расход и мутность воды в водохранилище.

Конкретные виды функции $\rho_i(\cdot)$ и $Z(\cdot)$ можно определить при исследовании режимов работы водохранилища в зависимости от конкретных условий.

При управлении водными ресурсами в бассейнах рек особенно важно оценивать приток возвратных вод к отдельным участкам реки.

Вероятность возникновения возвратных вод

$$I_{ii}^5 = P(Q_i(t)), \quad i \in K, \quad (10)$$

где $Q_i(t)$ — расход воды возвратных вод на i -ой участок; $P(\cdot)$ — функция вычисления вероятности; K — количество участков реки.

Объем возвратных вод

$$I_{2i}^5 = \int_0^T Q_i(t) dt, \quad i \in K. \quad (11)$$

Функционалы (10) и (11) являются локальными критериями оценки качества управления водными ресурсами в бассейнах рек относительно i -го сброса. В настоящее время это особенно важно в связи с приобретением независимости государств Центральной Азии. Так, в 1993–1994 гг. в бассейн р. Сырдарья с переходом в энергетический режим Токтогульского водохранилища в Арнасайскую впадину сброшено значительное количество воды, что резко снизило качество управления водными ресурсами бассейна.

В настоящее время в НПО САНИИРИ, БВО Сырдарья, гидрометцентре и госкомприродах стран Центральной Азии ведутся работы по определению основных загрязняющих веществ и их уровней по створам рек, а также по установлению предельно допустимых концентраций по отдельным загрязняющим веществам. Для управления водными ресурсами в бассейнах рек можно принимать такие критерии, как вероятность отклонения, средний и относительный уровень отклонения показателей загрязнения воды от их предельно допустимой концентрации.

Проблема оценки качества функционирования управления водными ресурсами в бассейнах рек заключается в установлении соотношения всех групп локальных критериев, характеризующих качество и эффективность функционирования отдельных объектов, и отдельных критериев внутри каждой группы и носит концептуальный, а не вычислительный характер. Кроме того, она связана с выбором или корректировкой принципа оптимальности управления водными ресурсами, определяющего свойства оптимального решения, дающего ответ на главный вопрос — в каком смысле оптимальное решение превосходит все допустимые. При управлении водными ресурсами в бассейнах рек межгосударственного значения выбор такого принципа должен осуществляться на основе компромисса интересов независимых государств.

В настоящее время в теории систем управления наряду с многими критериями разработаны формальные методы, облегчающие принятие решения [4]. Они направлены на преодоление трех основных проблем векторной оптимизации: нормализацию критериев; определение области компромиссов и решений, принадлежащих на множество Парето; определение схемы компромисса. Поиск оптимального решения осуществляется только в области компромиссов на основе принятой схемы компромисса, отвечающей вполне определенному принципу. Схеме компромисса соответствует свертка локальных критериев в скалярный глобальный критерий.

Рассмотрим некоторые виды свертки локальных критериев.

В случае, когда все I_i выпуклы, можно использовать семейство сверток

$$\varphi(\lambda, \tau) = \sum_{i=1}^K \lambda_i \cdot I_i, \quad \lambda_i \in \Lambda; \quad (12)$$

$$\Lambda = \left\{ \sum_{i=1}^K \lambda_i = 1, \lambda_i \geq 0, \lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_K) \right\},$$

где λ_i — весовые коэффициенты, определяемые на основе экспертных оценок, которые учитывают различную важность, приоритет одного критерия над другим.

В настоящее время в практике управления водными ресурсами используется семейство сверток. В качестве оптимизируемой функции выбирается один из локальных критериев, например, первый, на остальные наложены ограничения

$$\begin{aligned} \varphi(C_2, C_3, \dots, C_K, I_1) &= I_1, \\ I_i &\leq C_i, \quad C_i \geq 0, \quad i = 2, 3, \dots, K, \end{aligned} \quad (13)$$

где C_i - численное значение ограничения по i -му локальному критерию, определяется на основе экспертных оценок.

В некоторых случаях, когда все $I_i(T) > 0$, целесообразно использовать свертки вида

$$\begin{aligned} \varphi(\lambda, I) &= \max \sum_{i=1}^K \lambda_i I_i, \quad \lambda_i \in \Lambda, \\ \Lambda &= \left\{ \sum_{i=1}^K \lambda_i = 1, \quad \lambda_i \geq 0, \quad \lambda = (\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_K) \right\}. \end{aligned} \quad (14)$$

Приводим схему формирования оценки качества функционирования управления водными ресурсами в бассейне реки. Рассмотренные выше локальные критерии оценки не претендуют на полноту, в некоторых случаях могут быть применены другие виды оценок [5] качества управления водными ресурсами.

Эти критерии могут быть основой для создания информационно-алгоритмической базы оценки качества управления водными ресурсами в бассейнах рек в единой автоматизированной системе, по мере уточнения и сформулирования новых они будут уточняться.

Окончательный выбор глобального критерия оценки качества функционирования управления водными ресурсами в бассейнах рек - многофункциональный, многосуровневый и итеративный процесс, в разработке которого необходимо участие экспертов в различных областях водного хозяйства, энергетики, экономики, экологии и др.

Список использованной литературы

1. Системный подход к управлению водными ресурсами / Под ред. Н.Н.Моисеева. М., 1985.
2. К а р т в е л и ш в и л и Н. А. Регулирование речного стока. Л.: Гидрометеиздат, 1977.
3. Р у м я н ц е в А. М. Регулирование использования водных ресурсов водохранилищ. М.;Л.: Энергия, 1966.

4. Многокритериальные задачи принятия решения. М.: Машиностроение, 1978.
5. Д у х о в н ы й В. А. Водное хозяйство и мелиорация. Ташкент: Мехнат, 1993.

Р.К.Икрамов

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИНЦИПЫ СОЗДАНИЯ КОМПЬЮТЕРНЫХ ИНФОРМАЦИОННЫХ СИСТЕМ ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ ВОДНО- СОЛЕВЫМ РЕЖИМОМ ОРОШАЕМЫХ ЗЕМЕЛЬ

Компьютерные информационные системы – один из этапов разработки автоматизированной системы управления водно-солевым режимом орошаемых земель, который, в свою очередь, является составной частью сложной организационно-технической системы управления мелиоративно-хозяйственной деятельностью.

При разработке компьютерных систем управления целесообразно разделить их на ряд подсистем. В качестве элементарных составляющих выделяются подсистемы информационного, программного и технического обеспечения. При этом очень важно выделить базовую подсистему – основы всей сложной системы.

Решение любой задачи в компьютерной системе управления водно-солевым режимом орошаемых земель невозможно без совокупности собранных, введенных в память компьютера и прошедших начальную обработку первичных данных. Следовательно, подсистема, обеспечивающая возможность ввода, хранения и первичной обработки исходной информации, а также представляющая информацию в форме, удобной для поиска любого блока информации и дальнейшей ее переработки, необходима для всех подсистем.

В связи с этим целесообразно принять в качестве базисной подсистемы информационную систему. Это означает, что информационная система должна содержать данные, необходимые для решения всех задач компьютерной системой управления водно-солевым режимом.

При возможностях современной вычислительной техники и создании компьютерных систем с помощью объектно-ориентировочного подхода данные и связанные с ними требования пользователя опре-

деляют систему их обработки. Следует отметить, что в современной теории обработки информации сложился общий принцип при проектировании компьютерных систем, отражающий их общую направленность на максимальное удовлетворение потребностей конечного пользователя. Суть этого принципа ("данные первичны, программный код вторичен") заключается в том, что данные, определяющие по своей структуре и значениям структуры предметной области, характер требований пользователя и компьютерной системы, в общем случае определяют структуру программного кода.

Таким образом, компьютерная информационная система для управления водно-солевыми режимами представляет собой базу данных в комплексе с программными средствами ее поддержки и коммуникации с внешними информационными структурами, а также локальными серверами и конечными пользователями (рис. 1). Ядром АИС является информационная база данных.

Подсистема информационного обеспечения

Предназначена для организации и ведения сложного информационного процесса в системе управления. Включает комплекс операций по сбору и подготовке информации об объекте, ее передаче, размещение и хранение в памяти компьютера для решения комплексов функциональных задач при принятии управленческих решений. На основании многолетних исследований автора, а также обобщении данных САНИИРИ и др. нами сформулированы новые принципы управления водно-солевым режимом орошаемых земель при остром дефиците водных ресурсов и ухудшении экологической обстановки [4]. Основные комплексы функциональных задач управления водно-солевыми режимами орошаемых земель на различных иерархических уровнях приведены в таблице.

Структура информационных потоков на различных иерархических уровнях управления показана на рис. 2-4. При составлении информационных систем необходима достоверная и репрезентативная информация АИСС с учетом сложности природно-хозяйственных условий объектов, динамичности процессов, а также намечаемых целей и задач, методик принятия решений и обоснований необходимых мероприятий. Для этого разработан ряд нормативно-методических документов, используемых в практике проектирования и эксплуатации

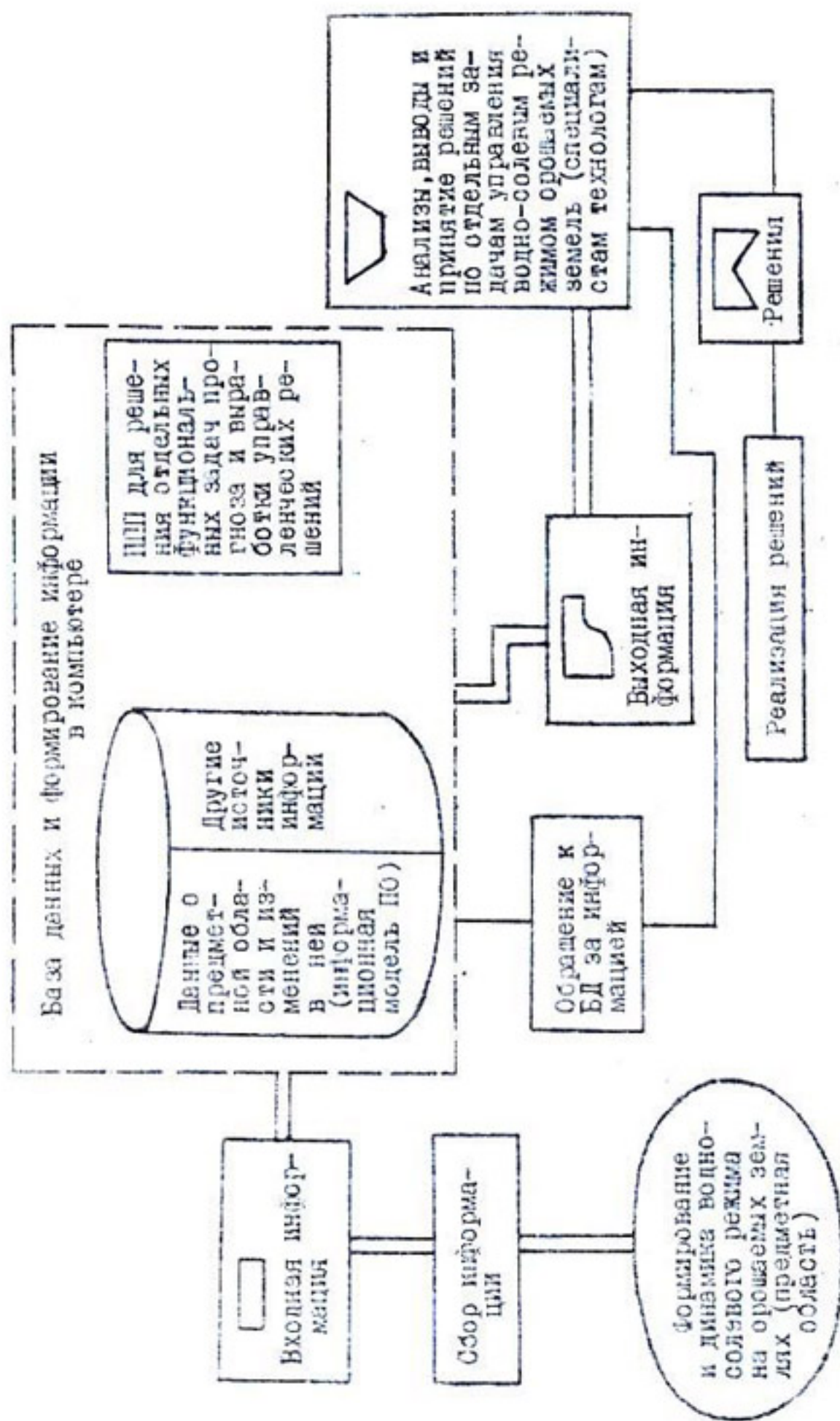


Рис. 1. Автоматизированная компьютерная ирригационно-советующая система (АИСС)

Основы комплекс функциональных задач для анализа и обоснования мероприятий
для управления продуктивностью земли и воды в орошаемом земледелии

Задачи анализа состояния

Задачи обоснования мероприятий и рекомендаций

Иерархический уровень "поле"

1. Анализ продуктивности почв и обеспеченность 1. Подбор сельскохозяйственных культур с органическими минеральными удобрениями учетом бонитета почв и установление оптимальных сроков посева
2. Анализ и оценка различных уровней продуктивности почв и возможность достижения максимума 2. Оптимальные технологии подготовки почв (полей) к осенне-зимним мероприятиям
3. Анализ направленности мелиоративных процессов 3. Корректировка интенсивности технологий выращивания сельскохозяйственных культур
4. Анализ эффективности использования лимитированных водных ресурсов 3.1. Рекомендации по срокам и нормам и технологий внесения органических и минеральных удобрений
5. Составление водно-солевых балансов - всего 3.2. Оптимальные сроки и нормы проведения осенне-зимних и весенних рассадочных и влагозарядковых мероприятий с учетом водности года, изменения качества воды, МСЗ и технического уровня ГМС
- 3.3. Рекомендации по технике и технологии полива, улучшению равномерности увлажнения и повышению коэффициента полезного действия полей

3.4. Корректирование режима орошения сельскохозяйственных культур с учетом мелиоративного состояния орошаемых земель, качества вод, технического состояния ГМС, техники полива

Иерархический уровень "хозяйство"

- | | |
|--|--|
| 1. Картограмма почв по обеспечению органическими и минеральными удобрениями | 1. Разработка схемы севооборотов |
| 2. Карта глубины грунтовых вод и средневзвешенная глубина УГВ за период наблюдения | 2. Рекомендации и оценка приоритета по достижению потенциального плодородия земель |
| 3. Карта минерализации грунтовых вод и средневзвешенная минерализация грунтовых вод | 3. План осенне-зимних мероприятий по подготовке почв к посеву |
| 4. Карта засоления | 4. Корректирование плана водопользования и водооборота по отводам и внутрихозяйственным каналам. Рекомендации по использованию коллекторно-дренажных вод |
| 5. Карта влажности почв | 5. Мероприятия по улучшению технического состояния и работоспособности оросительной и коллекторно-дренажной сети, в том числе распределение материально-технических ресурсов |
| 6. Составление фактических общих и частных водно-солевых балансов | 6. Рекомендации по режиму работы дренажных систем |
| 7. Составление прогнозных общих и частных водно-солевых балансов | |
| 8. Анализ направленности мелиоративных процессов (улучшение или ухудшение) на орошаемых землях и выявление причин этих изменений | |

2. Сбор материалов и анализ водораспределения по хозяйствам и массивам
3. Анализ структуры потерь воды
4. Анализ и оценка расхода фактического и планового режима водоподачи. Вскрытие причин, будет способствовать рациональной организации водоподделения
5. Составление фактических общих и частных водно-солевых балансов
6. Составление прогнозных общих и частных водно-солевых балансов
7. Изучение неустойчивости работы ГМС из-за низкой эксплуатационной надежности ее элементов
8. Апробация научных методов анализа и расчетов при эксплуатации ГМС и их совершенствование
2. Минимизация водоотведения в ствол реки за счет внутриконтурного использования коллекторно-дренажных вод и систематического контроля ППК
3. Режим работы системы вертикального дренажа
4. Новые экономические механизмы водосбережения, обоснование затрат, тарифы, возмещение затрат
5. Обоснование заключения хозяйственных соглашений с эксплуатационными водохозяйственными организациями по техническому обслуживанию в/х ГМС
6. Нормирование водоотведения
7. Определение первоочередных объектов реконструкции
8. Мониторинг межхозяйственных гидромелиоративных систем
9. Организационно-технические мероприятия по повышению эксплуатационной надежности элементов КДС
10. Организационно-технические мероприятия по повышению управляемости ГМС

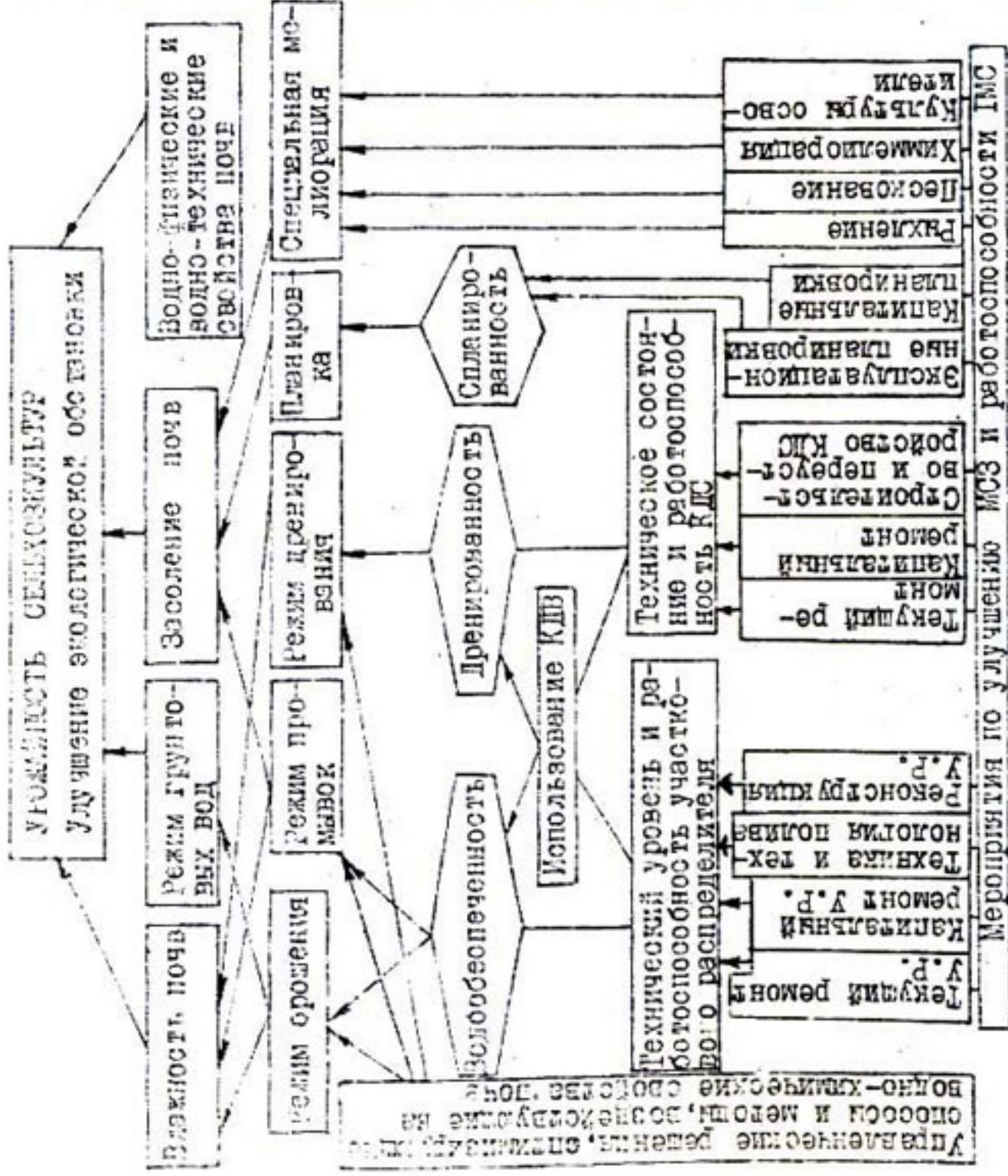


Рис. 2. Структура потоков информации и дерева целей на парадигическом уровне "поле"

ДЕРЖО ЛУЧЕ

THESE

Составные условия получения высоко-мальных и потенци-альных урожаев с.-х. хозяйства!

2. ПРОБЛЕМЫ

Обеспечение и под-
держание родно-хими-
ческих режимов пов-
ушья и водных ресур-
сов, а также обеспе-
чение экологической
безопасности и под-
держания здоровья
населения. В связи
с этим в настоящее
время в стране на-
блюдается тенденция
к укрупнению и кон-
центрации водохозяй-
ственных объектов
и созданию крупных
объединений, вхо-
дящих в состав вод-
охозяйственных
предприятий. В со-
ветском Союзе в на-
стоящее время функ-
ционирует 100 водох-
озяйственных пред-
приятий, в том чис-
ле 100 водохозяй-
ственных предприятий
и 100 водохозяй-
ственных предприятий.

3 УРОВЕНЬ

Обеспечение реализации требуемых режимов орошения и дренажа с минимальными потерями оросительной воды по распределительной оросительной сети. Дренаж должен своевременно отводить необходимые объемы ирригационно-грунтовыми вод

4 УРОВЕНЬ

Поддержание требуемой работоспособности ПЭС

ГМС [7, 8, 9]. Для решения управленческих вопросов важно установить, на каком иерархическом уровне они будут использоваться - "поле (фермер)", "хозяйство (ассоциация фермеров)" и "иригационная система" [4]. В связи с этим разработаны требования к информации и режиму их сбора для различных иерархических уровней на основе типизации природно-хозяйственных условий по сложности рассоления почв.

Х.И.Якубовым [6] на основе геофильтрационного строения и почвенно-мелиоративных параметров территорий выделены четыре группы условий - простые, сравнительно простые, средней сложности и весьма сложные. Приняв за основу указанную типизацию, а также сформулированные в таблице основные комплексы функциональных задач на различных иерархических уровнях управления для прослеживания изменений и анализа мелиоративных процессов, их влияния на продуктивность земель, основных воздействующих факторов, технического состояния ГМС, а также обоснования необходимых инженерно-мелиоративных и агро-мелиоративных мероприятий, определены минимальные и максимальные объемы полевых наблюдений, натурных обследований, обработки информации. Такой подход был использован при районировании Сырдарьинской области с учетом указанных типов условий. Это позволило обоснованно определить структуру информационной базы данных и оценить объемы данных для АИС.

Совокупность исходных данных, формирующих указанные потоки информации и хранимых в магнитных носителях или в памяти компьютера, и называется информационной базой. Таким образом, под информационной базой (информационным фондом) понимается совокупность данных об объекте управления, хранимых в магнитных носителях или в памяти ЭВМ для решения всего комплекса задач, функциональных подсистем. Основным элементом информационной базы - информационный массив, представляющий собой совокупность данных о группе однородных объектов с одинаковым набором сведений [5].

Различают следующие информационные массивы:

постоянные, содержащие директивные, нормативные, справочные и другие данные, редко меняющиеся;

вспомогательные, производные от постоянных, получаемых при их обработке (сортировка, объединение, выделение и т.д.);

текущие, рабочие массивы с данными о состоянии объекта во времени;

служебные, содержащие информацию об организации информационного обеспечения системы управления, а также комплексы программ, каталоги и т.д.

Каждый информационный массив имеет название (идентификатор) и состоит из записей, включающих данные, описывающие свойства одного объекта. Элемент записи – реквизит – физически заносится в память ЭЭМ, занимает поле записи. Информационный массив может содержать несколько десятков миллионов записей.

Подсистема программного обеспечения

До 1991–1993 гг. в республиках бывшего СССР большинство программных систем были написаны на алгоритмических языках *COBOL* и *FORTAN* и им подобных, основанных на уникальных, ни с чем не совместимых структурах данных и поддерживающих уникальные протоколы обмена информации. По этой причине многие организации вынуждены до сегодняшнего дня использовать вычислительную технику, выпуск которой прекратился. Поэтому в современных условиях сложился принципиальный подход составления аппаратно и программно независимой модели представления информации как основы всех компьютерных систем. Программное обеспечение не должно быть жестко привязано к конкретному типу аппаратных средств. Используемая операционная среда, некая операционная оболочка, должна дать возможность приобретения широко распространенных в настоящее время таких программных пакетов, как сетевые и коммуникационные системы, текстовые процессоры, персональные или групповые планировщики, электронные таблицы, СУБД, экспертные системы. В качестве примера программной системы, позволяющей облегчить разработку прикладных программных систем решения проблемы переносимости, можно привести операционную систему *WINDOWS NT*, выпускаемую с 1993 г. Она функционирует на разных типах различной мощности ПК. Разработанный программный комплект хорошо функционирует под управлением *WINDOWS NT* на всех типах компьютерах [1, 2].

Для скорейшего решения проблемы компьютерных АИС требуются наиболее благоприятные условия для деятельности независимых разработчиков программного обеспечения, предназначенного для решения конкретных функциональных задач управления водно-солевыми режимами, а также слаженность действий всех разработчиков и

принципиальная совместимость созданного математического обеспечения. Решение этой проблемы может быть следующим: исходя из общего принципа базирования всего математического обеспечения на информационной системе разработчики должны создавать разработки на базе сформулированных задач АИС, поддерживать формат входных и выходных данных задач, по возможности совместимый с форматом данных АИС. Компьютерная АИС должна представлять каждому пользователю максимально простое в изучении интуитивно понятный и настраиваемый интерфейс, так как эффективность работы пользователей с компьютерной АИС зависит от простоты ее использования.

Из принятых в мире стандартов пользовательского интерфейса в бывшем СССР наиболее известны *TURBO* – среды фирмы *BORLAND INTERNATIONAL* для текстового режима функционирования дисплея и вариант *GUI (GRAPHICS USER INTERFACE)* применимы в системах *WINDOWS, WINDOWS NT* и *PRESENTAIN MANAGER* – оболочке операционной системы *OS/2* фирмы *IBM* для графического дисплея. В начале 90-х гг. единственно приемлемым интерфейсом пользователя была разновидность системы *GUI* – графического интерфейса, более наглядного, с широкими возможностями.

Одним из наиболее перспективных языков реляционных СУБД в настоящее время является язык реляционного исчисления *SOL (STRUCTURED QUERY LANGUAGE)* разработанный фирмой *IBM*. Внутри реляционной модели существует множество стандартов СУБД, включающих, как правило, стандарт формата файла и стандарт языков запросов.

В 80-е годы доминирующим стандартом для СУБД ПК был *BASE*, основанный на совместимости с форматом БД и языком запросов серии СУБД *D BASE*.

В настоящее время доминируют другие стандарты, в частности *PARADOX [3]*.

Подсистема технического обеспечения

Эта подсистема должна обеспечить доступ каждого руководителя и специалиста к данным АИС средствами телекоммуникации, обеспечить представление каждому руководителю и специалисту (т.е. пользователю) максимально полную и оперативную информацию (при необходимости в реальном масштабе времени) на рабочее мес-

то, т.е. каждое рабочее место пользователя должно быть оборудовано ПЭВ, связанным в локальную или телекоммуникационную сеть другими ПК АИС, или терминалом мощного компьютера и принтером для получения твердой копии необходимой информации. При решении вопросов обеспечения развешаемости, переносимости и мобильности существенную помощь оказывают производители аппаратных средств и инструментального программного обеспечения. Во-первых, при проектировании серий как аппаратуры, так и программного обеспечения общепринят принцип обеспечения "совместимости снизу вверх". Это означает, что новый продукт серии (компьютер, принтер, система локальных вычислительных сетей или проект программы) наследует все возможности предыдущего той же серии, т.е. все АИС и другие программные комплексы, разработанные на основе предыдущей версии программного или аппаратного продукта, должны без какой-либо переделки заработать на новой серии. Кроме того, новые версии программных и аппаратных средств принесут новые возможности, отсутствовавшие в предыдущих вариантах. Так, рабочие станции серии *SPARS STATIONS* фирмы *SUN MICROSYSTEMS* проектируются с расчетом, позволяющим превышать производительность путем замен центрального процессора. Причем компьютеры спроектированы таким образом, что позволяют использовать микропроцессоры типов, еще не поступивших в серийное производство. Во-вторых, в решении указанных проблем помогает блочность современной аппаратуры и инструментальных систем. Так, если для функционирующей на IBM PC - AT небольшой инструментальной системы не хватает 40-МБ магнитного диска, то, подключив второй такой же диск, или вместо 40-МБ магнитного диска можно подсоединиться к 80 МБ, при этом не потребуется более мощный и другой компьютер. Если имеется несколько изолированных АРМ на базе IBM совместимых ПК и СЧБД *PARADOX* и требуется связать их в единую сеть, то проблема сводится к установке на ПК сетевого оборудования, например, *ARSNET*, сетевого ПО, например, *NOVEL* и установки на все ПК сетевой версии *PARADOX*. Следовательно, качественное изменение ИС - превращение нескольких изолированных АРМ в единую информационную и вычислительную структуру - возможно путем добавления нескольких новых блоков к существующему аппаратному и программному обеспечению.

Ф А Й Л Ы

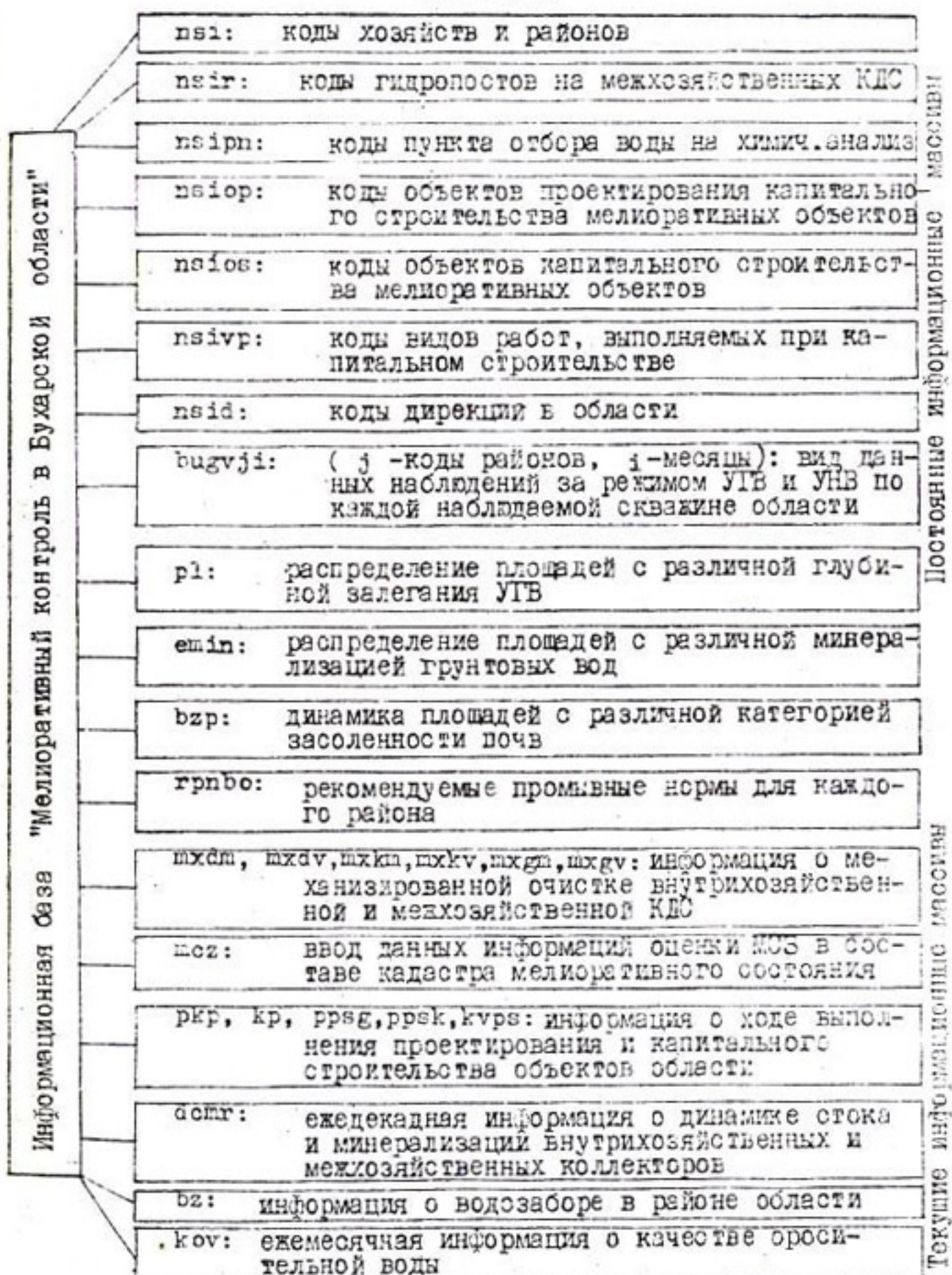


Рис. 5. Структура компьютерно-информационной базы данных "Мелиоративный контроль Бухарской области"

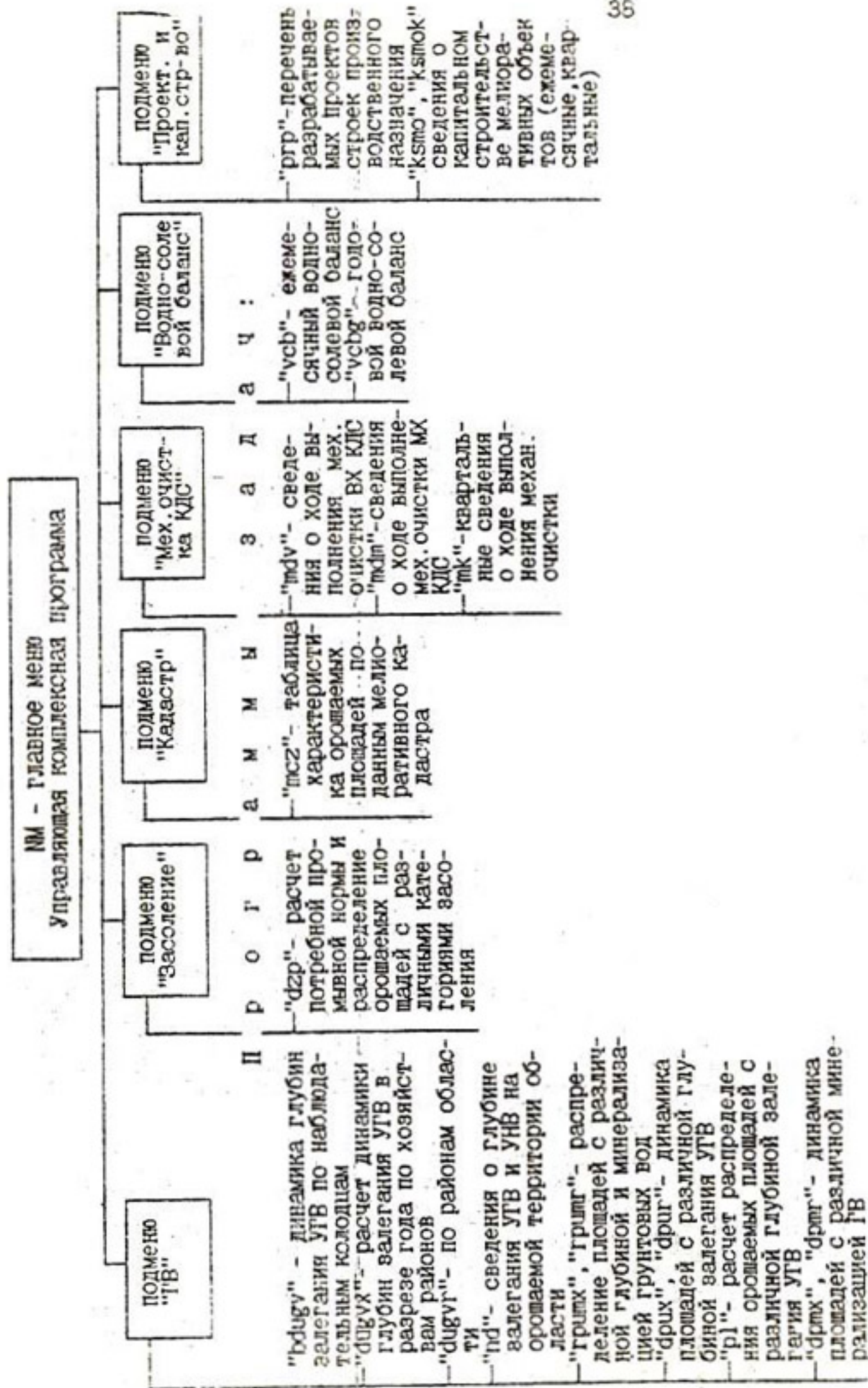


Рис. 6. Программное обеспечение компьютерной базы данных "Мелиоративный контроль в Бухарской области".

На рис. 5, 6 приведена структура компьютерной информационной базы данных и программного обеспечения "мелиоративный контроль", разработанная и внедренная Р.К.Икрамовым, Н.Г.Пулатовой, Г.Т.Рузиевой для Бухарской гидрогеолого-мелиоративной экспедиции Минводхоза Республики Узбекистан. Она создана с использованием СУБД *DBASE III*, что позволяет систематизированно принять и обрабатывать данные различных потоков информации и выдавать по согласованным с заказчиком выходным формам, удобным для анализа и принятия управленческих решений. Программа для ПЭВМ написана в среде *DBASE III* с помощью возможностей пакета. Для функционирования базы данных эксплуатационной водохозяйственной организации достаточно иметь IBM, совместимый с ПЭВМ, объемом оперативной памяти не менее 640 Кб, монитор типа *EGA* и матричный принтер.

Список использованной литературы

1. Д е й т К. Введение в системы базы данных. Перевод с английского. М.: Наука, 1980. 464 с.
2. Системы управления базы данных и знаний. Справочник / Под ред. А.А.Нумова. М.: Финансы и статистика, 1991. 752 с.
3. К о у т и Р., В л е й м и н г. Интерфейс. Перевод с английского. М.: Мир, 1990. 501 с.
4. И к р а м о в Р. К. Гидрогеолого-мелиоративные принципы управления водно-солевым режимом орошаемых земель аридной зоны при дефиците водных ресурсов.
5. С м и р н о в С. М. и др. Автоматизированные системы управления мелиоративным строительством. М.: Агропромиздат, 1990. 141 с.
6. Я к у б о в Х. И. Мелиорация засоленных земель на фоне вертикального дренажа. Ташкент: Мехнат, 1990. 167 с.
7. Первичный учет использования вод на гидромелиоративных системах. ИВИ 33-5.4.02-87 ММВХ СССР. М., 1987. 16 с.
8. Методические указания по проведению солевых съемок на мелиорированных землях. Ташкент: САНИИРИ, 1982. 21 с.
9. Методические рекомендации по контролю за мелиоративным состоянием орошаемых земель. М., 1978. 71 с.

ВЛИЯНИЕ РАВНОМЕРНОСТИ ПОЛИВА НА УРОЖАЙ ПРИ ОРОШЕНИИ
ЗАСОЛЕННЫХ ПОЧВ В УСЛОВИЯХ ДЕФИЦИТА ОРОСИТЕЛЬНОЙ
ВОДЫ И УХУДШЕНИЯ ЕЕ КАЧЕСТВА

Важной задачей экономии водных ресурсов при поливе минерализованной водой является уменьшение затрат воды на обеспечение промывного режима орошения. Однако существует нижний предел, устанавливаемый техникой полива и определяемый равномерностью распределения воды по полю.

Если учесть, что в мировой практике неминерализованной обычно считают воду с минерализацией до 0,25 г/л [1], а для большинства районов Центральной Азии минерализация поливной воды 0,8-1,4 г/л, то оценка влияния минерализации оросительной воды на урожай при неравномерности распределения воды по полю становится особенно актуальной проблемой. Увлажнение почвы при различных способах полива осуществляется с определенной неравномерностью, т.е. на поле в некоторых местах наблюдаются переувлажнение и сброс на глубинную фильтрацию, а в других случаях - недоувлажнение. Это обстоятельство обуславливает различную доступность воды растению от переполива до явного недополива. На засоленных почвах это может привести к неравномерности засоления, что обеспечит неравномерность развития растений по полю, и соответственно к дополнительному снижению урожая.

При избытке оросительной воды и низкой ее стоимости равномерность полива достаточно легко регулируется и поэтому элементы техники полива могут выбираться из иных соображений, хотя и в этом случае теряется непроизводительно определенное количество воды, увеличиваются капитальные затраты на строительство коллекторно-дренажной и оросительной сети, затраты на утилизацию и отведение дренажно-сбросной воды, природоохранные мероприятия. В условиях дефицита оросительной воды и ухудшения ее качества неравномерность полива значительно влияет на урожай, особенно, когда элементы техники полива ориентированы на один показатель водообеспеченности, а фактическая водообеспеченность в текущем году оказалась меньше. Поскольку основной вид полива в государствах Центральной Азии - полив по бороздам, рассмотрим влияние его равномер-

ности на урожай. Если пренебречь пространственной изменчивостью водно-физических свойств почв, эта неравномерность определяется, с одной стороны, временем добегания воды до конца борозды и временем окончания полива, а, с другой, — различием между максимальным и минимальным временем добегания по бороздам и временем окончания полива. Это связано не только с возможными отклонениями микрорельефа от запланированных уклонов, но и с разницей в количестве проходов тяжелых колес трактора по бороздам.

Следует отметить, что фактическая форма профиля увлажнения определяется, кроме указанного выше, рядом многочисленных и часто не регулируемых факторов: изменчивостью водно-физических свойств почв, формы и уклонов борозды, микрорельефа, продолжительности полива и размера поливной нормы. Кроме того, существуют неравномерности расхода потока воды по поверхности поля из-за микрорельефа. Полив по тупым бороздам еще более осложняет форму практического увлажнения почвенного слоя. Форму увлажнения будет определять и уровень грунтовых вод, зависящий от параметров дренажа (уклон дрена, диаметр трубы, ее заполнение и т.д.), с одной стороны, выравнивающий влагозапасы в почве, а, с другой, — вызывающий пересушение корнеобитаемого слоя из-за чрезмерного понижения УГВ.

В отечественной литературе влияние неравномерности увлажнения на урожай изучалось многими исследователями, однако количественной связи между этими факторами не приводилось. Отсутствует анализ влияния неравномерности полива минерализованной водой на засоление и в конечном итоге на урожай.

В Средней Азии в качестве показателя неравномерности увлажнения при поливе по бороздам принимается коэффициент

$$K_c = \frac{m_k}{m_n} \quad (I)$$

где m_k — увлажнение в начале борозды; m_n — в конце борозды. Считается, что $K_c \leq 1,25$ характеризует хорошее увлажнение, $K_c \geq 1,67$ — неудовлетворительное.

При орошении засоленных почв или при поливе минерализованными водами стабильный водно-солевой режим в корнеобитаемом слое обычно поддерживается промывным режимом орошения. В связи с неравномерностью полива минимальная промывная доля, создаваемая в

конце борозды меньше средней промывной по полю, которая приближенно может быть определена по следующей зависимости:

$$\bar{B}_1 = 1 - 0,5 (1 + \bar{B}_{min}) (K_c + 1)$$

$$\bar{B} = \frac{V_0}{U_0} ; \quad \bar{B}_{min} = \frac{V_{min}}{U_0} , \quad (2)$$

где U_0 - суммарное испарение, независимое от засоления;

V_{min} - объем воды, подаваемый сверх дефицита почвенной влаги для обеспечения промывного режима орошения без учета техники полива;

V_0 - объем воды, подаваемый сверх поливной нормы для создания промывного режима орошения с учетом неравномерности увлажнения.

В табл. I приведены результаты расчета средней промывной доли по орошаемому полю [27], показывающие значительное увеличение ее, вызванное неравномерностью полива.

Т а б л и ц а I

Коэффициент равномерности увлажнения K_c	Промывная доля B				
	0,5	0,1	0,15	0,20	0,25
1,10	0,1	0,16	0,21	0,26	0,31
1,25	0,18	0,24	0,29	0,35	0,41
1,67	0,40	0,47	0,54	0,60	0,67

Анализ данных табл. I показывает, что существуют различия между размерами промывной доли, рассчитанной без учета техники полива и с учетом неравномерности увлажнения, создаваемой техникой полива. Следует особо обратить внимание на это различие, так как экономия воды достигается снижением промывной доли за счет совершенствования техники полива и улучшения мелиоративного состояния земель в результате равномерного распределения воды по полю. В связи с этим целесообразно ввести следующие понятия. Под промывной долей будем понимать количество воды, подаваемое сверх дефицита влаги для создания нисходящих токов без учета неравно-

мерности распределения воды по полю, обеспечивающее заданный уровень засоления почвы и планируемый урожай.

Под промывной долей орошаемого поля будем понимать количество воды, подаваемое сверх дефицита влаги с учетом неравномерности распределения воды для обеспечения заданного уровня засоления почвы и соответствующего урожая.

Промывная доля без учета техники полива, применительно к бороздковому поливу, соответствует промывной доле в конце борозды, что позволяет связать количественно промывную долю с элементами техники полива. В этом принципиальное отличие предлагаемых формулировок от используемых за рубежом (Родз, 1968; Бреслер и др., 1987), согласно которым на всех участках поля может быть допущено различие между расчетной и фактической долей (промывной нормой и промывной фракцией).

Целесообразнее было бы выделить фактическую промывную долю. Однако эта величина характеризует уровень водоиспользования и эксплуатации и может быть отрегулирована организационными мероприятиями.

Если способы регулирования промывной доли орошаемого поля за счет элементов техники полива почти очевидны, то регулирование расчетной промывной доли требует разъяснения. В первую очередь величина промывной доли будет зависеть от минерализации оросительной воды и засоления почвенного слоя. Очень важно определить солеотпачу почвы, которую можно регулировать путем глубокого рыхления, глубокой вспашки, внесения навоза, лигнина, которые позволяют уменьшить затраты оросительной воды на единицу выносимых солей в 2-3 раза. Важным приемом регулирования является распределение промывной доли между вегетационным и невегетационным периодами, что будет определяться динамикой минерализации оросительной воды в годовом разрезе и особенностями режима водоисточников. Другой способ — режим орошения и частота поливов, возможность регулирования процессов осаждения и растворения труднорастворимых солей за счет влажностного режима.

Рассмотрим зависимость промывной доли от минерализации оросительной воды для глубоких грунтовых вод.

Для поддержания стабильного солевого режима необходимо, чтобы в корнеобитаемом слое соблюдался баланс солей, т.е.

$$(U_0 + V_{min}) C_n = K V_{min} C_{gr}$$

После преобразования нетрудно получить

$$\bar{B} = \frac{C_n}{K C_{gr} - C_n}, \quad (2a)$$

где U_0 — суммарное испарение;

C_n — средневзвешенная концентрация солей в оросительной воде;

C_{gr} — минерализация почвенных вод, покидающих корнеобитаемый слой с промывной долей.

Свяжем содержание солей в корнеобитаемом слое с C_{gr} . Для полевой влагоемкости минерализация почвенной влаги в корнеобитаемом слое может быть найдена по зависимости

$$C_g = \frac{C_x \cdot 1000}{\omega - \omega_0}, \quad (3)$$

где ω — влажность почвы, % от массы;

ω_0 — влажность, соответствующая нерастворяющему объему влаги в почве, % от массы;

C_x — содержание солей в почве, % от массы.

Учитывая (3), выражение (2a) можно переписать следующим образом:

$$\bar{B} = \frac{C_n}{K \frac{C_x \cdot 1000}{\omega - \omega_0}}, \quad (4)$$

где K — коэффициент, учитывающий тип засоления и свойства почвы, принимаемый для суглинистых почв 0,6–0,7, для глинистых — 0,5–0,6 и для супесчаных — 0,7–0,8. Первое значение рекомендуется для более тяжелого состава, второе — для легкого.

Задаваясь значением засоления корнеобитаемого слоя, соответствующим планируемому уровню урожая, нетрудно найти промывную долю окисления для предполагаемой минерализации ороситель-

ной воды. В табл.2 приведены данные зависимости урожая от засоления без учета техники полива для некоторых сельхозкультур. В табл.3 - результаты расчета размеров промывной доли для различных значений минерализации оросительной воды. Расчеты проведены для суглинистых почв и $K_c \approx 1,25$.

Т а б л и ц а 2

Культура	Минерализация оросительной воды, г/л по Cl^-								
	0,5			1			1,5		
	уровень снижения урожая, %								
	0	10	20	0	10	20	0	10	20
Хлопок	0,05	0,04	0,03	0,11	0,09	0,07	0,18	0,14	0,11
Кукуруза	0,25	0,2	0,14		0,5	0,33			0,6
Люцерна	0,25	0,14	0,09		0,33	0,20		0,60	0,33

Т а б л и ц а 3

Культура	Минерализация оросительной воды, г/л по Cl^-								
	0,5			1,0			1,5		
	уровень снижения урожая, %								
	0	10	20	0	10	20	0	10	20
Хлопок	0,18	0,17	0,15	0,25	0,23	0,23	0,20	0,28	0,25
Кукуруза	0,52	0,35	0,28		0,69	0,5	0,5		0,8
Люцерна	0,41	0,28	0,23		0,5	0,35			0,5

Анализ табл.2 показывает, что на величину промывной доли существенно влияют солеустойчивость сельхозкультуры и планируемый уровень урожайности.

Учет техники полива приводит к большому повышению промывной доли (табл.3).

Однако в условиях дефицита оросительной воды и ухудшения ее качества не всегда удается обеспечить необходимый промывной режим по длине боопозды. В этом случае использование критерия

неравномерности увлажнения в виде (1) не всегда удобно. Кроме того, коэффициент неравномерности полива в форме (1), как правило, не отражает фактическую неоднородность, в значительной степени обусловленную указанными выше факторами. Если считать, что неравномерность полива, обусловленная управляемыми действиями, сведена до реального минимума, то очевидно, неравномерность полива будет стохастической величиной.

За рубежом неравномерность полива оценивают чаще всего по критерию Кристиансена:

$$K_H = 1 - \frac{\delta}{\mu},$$

где δ — среднее абсолютное отклонение;

μ — среднее значение поливной нормы.

Позднее I.C. Wiloz, G.E. Swailes [16] предложили другой критерий неравномерности

$$K_H = 1 - \frac{\sigma}{\mu},$$

где σ — стандартное отклонение.

Для нормального распределения по Харту критерий неравномерности имеет вид

$$K = 1 - 1,27 \frac{\sigma}{\mu}.$$

Существуют и другие статистические критерии неравномерности полива.

В последние годы очень пассивно исследуется связь неравномерности полива с урожаем (Сегинер, 1978; Варрик и Гарднер, 1982; Стерн и Бреслер, 1983; и др.). Несмотря на детальную проработку этого вопроса в различных работах, существующие методы подхода имеют ряд недостатков, поэтому полученные в них результаты мало пригодны не только для практического использования, но и теоретического осмысления влияния неравномерности полива на урожай, а связь урожая и засоленности в зависимости от неравномерности полива не рассматривается в литературе.

Общим недостатком является следующее. Для линейной зависимости урожая от влаги приведена зависимость (Варрик, Ятес)

$$y = \begin{cases} 0, & W_p < W_0, \\ y_{\bar{m}} \frac{W_p - W_0}{W_m - W_0}, & W_0 < W_p < W_m, \\ y_{\bar{m}}, & W_p > W_m, \end{cases} \quad (5)$$

где W_p — текущее водопотребление, приравненное затем к оросительной норме.

Нетрудно заметить, что в этом случае отсутствует возможность получения урожая за счет зимне-весенних влагозапасов, осадков и возможного притока со стороны грунтовых вод, хотя практически во всех орошаемых зонах можно получить урожай за счет этой влаги, а орошение лишь обеспечивает прибавку урожая. Кроме того, не только угол наклона прямой, но и влияние принимаемых начальных запасов влаги определяется видом сельхозкультуры и соответствующими коэффициентами, а не только затратами влаги. Поэтому для линейной зависимости урожая от водопотребления

$$y = a_0 W - b_0, \quad (6)$$

где a_0, b_0 — эмпирические коэффициенты для некоторых культур (табл. 4).

Чтобы найти зависимость урожая от оросительной нормы как величину прибавки к естественным влагозапасам, преобразуем выражение (6). Тогда функция зависимости прибавки урожая от добавляемой воды путем орошения будет иметь иной вид, чем в [II, I4, I5, 7]

$$\Delta \bar{y} = \begin{cases} \frac{\bar{W}}{\bar{W}_0} & \text{при } 0 < \bar{W} \leq \bar{W}_0 \\ 1 & \text{при } \bar{W} \geq \bar{W}_0 \end{cases}$$

$$\Delta y = y - y_{\min}; \quad \Delta y_m = y_{\max} - y_{\min};$$

$$\bar{W} = W - W_{\min}; \quad W_0 = W_{\max} - W_{\min}; \quad \Delta \bar{y} = \frac{y - y_{\min}}{y_{\max} - y_{\min}}, \quad (7)$$

где W_{min} - минимальные влагозапасы, обеспечивающиеся весенними влагозапасами, осадками или притоком грунтовых вод и соответствующие минимальному урожаю Y_{min} ;
 W_{max} - максимальное водопотребление сельхозкультур, соответствующее урожаю Y_{max} .

Существенное различие зависимостей (5) и (7) связано прежде всего с отличием связи урожая от распределения влаги в результате поливов и минимально-возможным урожаем от естественных влагозапасов.

Т а б л и ц а 4

Культура	Вид урожая	a	b	Район, данные исследований
Яровая пшеница	Зерно	0,078	28,4	Юго-Восточный Казахстан, В.Лим. [5]
Озимая пшеница	Зерно	0,03	65,6	Нижнее Поволжье, И.П. Кружилин [3]
Кукуруза	Зерно	0,03	0,57	Поволжье, И.П. Кружилин [3]
Кукуруза	Силос	0,018	2,8	Оренбуржье, И.Ф. Терентьев [7]
Сорго	Зерно	0,009	7,56	Дагестан, М.Р. Мусаев [8]
Сахарная свекла	Корне- плод	0,16	463,8	Поволжье, Ю.М. Моисеев [6]
Горох	Зерно	0,016	28,52	Южный Казахстан Е.В. Сушкова [9]
Лук		0,056	147	Прикопетдагская зона, Т. Джумазарова [2]

К аналогичным замечаниям приводит анализ зависимости урожая от водопотребления параболического типа или Митчерлиха.

Поскольку влияние неравномерности полива на урожай определяется линейным масштабом неравномерности увлажнения, рассмотрим только такой масштаб, размеры которого в плане равны или превышают размеры корневой системы единичного растения. Существуют

различные взгляды на статистические характеристики распределения воды по орошаемому полю в процессе полива. T. Zeginet [11] предполагает это распределение равномерным, а A. Wazrik, W. R. Gard-
ner [13] рассматривают нормальный и логнормальные законы распределения.

Для функции плотности вероятности $f(\bar{w})$ и зависимости урожая от оросительной нормы в виде (7) ожидаемую величину урожая в связи с неравномерностью полива по полю определим из известной зависимости

$$\Delta \bar{Y} = \int_0^{\infty} \Delta Y(\bar{w}) f(\bar{w}) d\bar{w}. \quad (8)$$

Для (7) и некоторых законов распределения решение интеграла (8) можно представить в квадратурах. Так, для нормального распределения будем иметь

$$\begin{aligned} \Delta \bar{Y} = & \frac{\bar{m}}{2} \operatorname{erf} \left(\frac{\bar{m}}{\sqrt{2} \bar{\sigma}} \right) + \frac{\bar{m}}{2} \operatorname{erf} \left(\frac{\bar{w}_0 - \bar{m}}{\sqrt{2} \bar{\sigma}} \right) - \\ & - \frac{\bar{m}}{\sqrt{\pi} 2} \exp \left[-\frac{(\bar{w}_0 - \bar{m})^2}{2 \bar{\sigma}^2} \right] - \frac{\bar{\sigma} \exp \left(-\frac{\bar{m}^2}{2 \bar{\sigma}^2} \right)}{\sqrt{2\pi}} + \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \frac{\bar{w}_0 - \bar{m}}{\sqrt{2} \bar{\sigma}} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{w_0}; \quad \bar{m} = \frac{m}{w_0}; \quad \operatorname{erfc} x = 1 - \operatorname{erf} x,$$

где m — средняя относительная поливная норма;

$\operatorname{erf}(x)$ — интеграл вероятности.

Однако в общем случае (9) удобно решать численными методами. Таким образом, при зависимости урожая от водопотребления в форме (7) урожай на орошаемом поле будет связан с водопотреблением, определяемым неравномерностью полива формулой (8) или для простого случая (9). Однако при использовании на орошение минерализованной воды неравномерность полива в одних местах орошаемого поля вызывает увеличение промывной доли и меньшее засоление почвы, а в других — увеличение засоления из-за уменьшения промывного режима или даже его отсутствия, что обуславливает дополнительные потери урожая.

Снижение водопотребления способствует уменьшению урожая,

а действие засоления на растения, если учитывать только общий эффект, пренебрегая специфическим действием ионов, аналогично дефициту водопотребления. Следовательно, на засоленных почвах снижение урожая должно сопровождаться уменьшением водопотребления, по сравнению с водопотреблением на незасоленных почвах. Чтобы найти водопотребление на засоленных почвах, уравнение (6) дополним зависимостью урожая от засоления, считая, что ее можно аппроксимировать линейной зависимостью [1]. Отметим, что иной вид аппроксимации не вызывает серьезных проблем в дальнейших выводах. Таким образом,

$$1 - \bar{y} = a_3 (C_x - C_0), \quad (10)$$

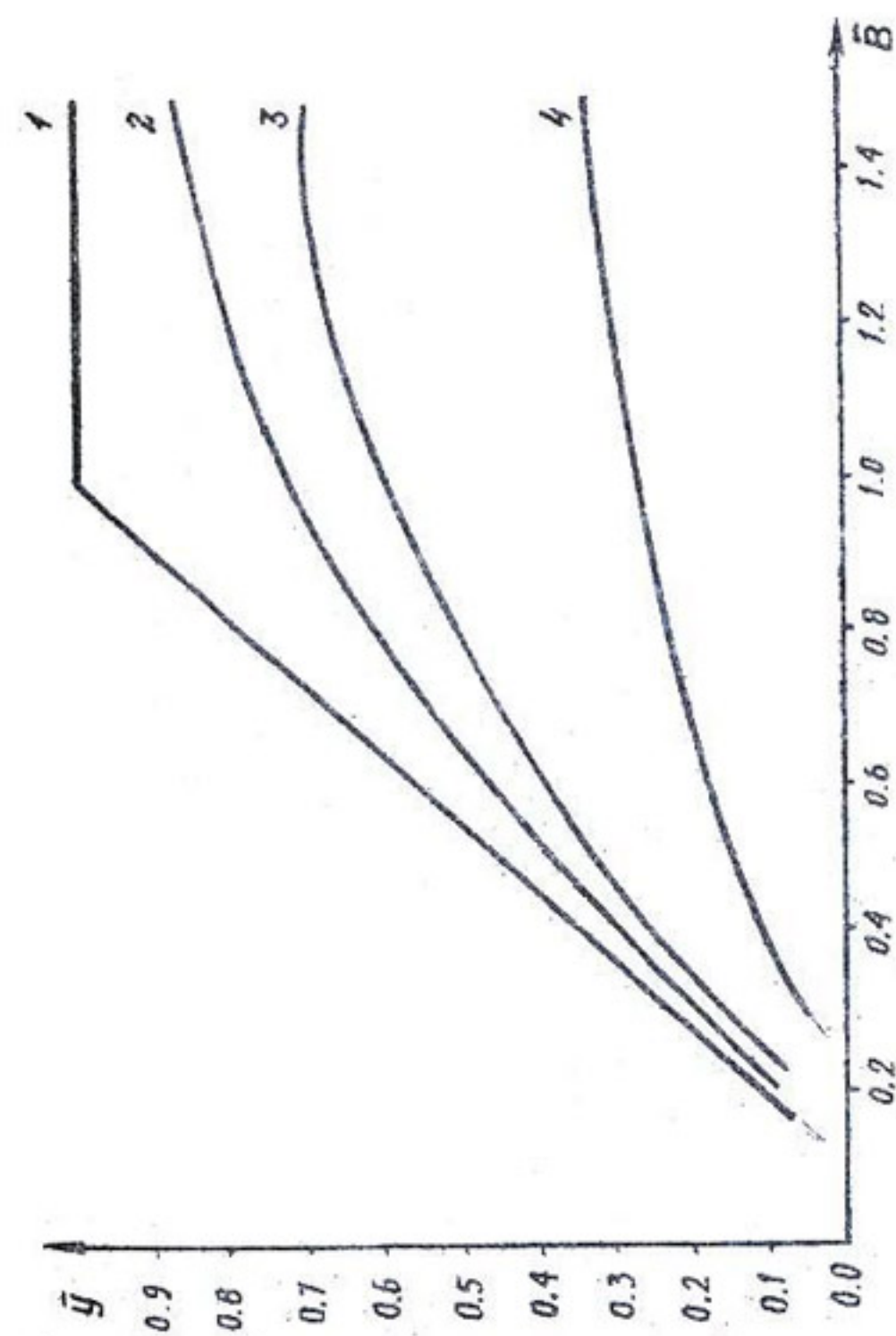
где a_3 — коэффициент ущерба от засоления;

C_0 — предельное засоление, при котором не наблюдается снижение урожайности;

C_x — засоление корнеобитаемого слоя.

Расчеты засоленности корнеобитаемого слоя проводились в ряде работ с учетом плотности корневой системы, особенностей соле-влагопереноса в зоне аэрации. Однако непосредственное использование этих зависимостей не повышает точности расчетов, кроме существенного усложнения и необходимости определения ряда дополнительных параметров не вполне ясного физического обоснования. Корневая система растений весьма пластична и определяется как особенностями почвы корнеобитаемого слоя, так и режима орошения. В настоящее время не вполне ясны не только физиологические особенности впитывания влаги и солей корневой системой, но и области впитывания. Известно, влага поступает в корневую систему в основном через корневые волоски. Однако имеются данные о поступлении влаги через зону опробковения. Растение отбирает влагу не только под действием каркасно-матричного потенциала, но и осмотического давления, что требует учета осмотических эффектов в уравнениях соле-влагопереноса. В корнеобитаемом слое наблюдается интенсивное физическое испарение, что требует неизотермической постановки по крайней мере для большей части корнеобитаемого слоя.

В связи с этим для расчета среднего содержания солей в корнеобитаемом слое воспользуемся уравнением (4), решив его относи-



Зависимость урожая кукурузы от водоподачи различной минерализации:

1 - пресная вода; 2 - 0,5 г/л по Cl^- ; 3 и 4 - соответственно

1 и 3 г/л по Cl^- .

Исходные данные см в табл.4

тельно U . Тогда из системы уравнений (6) и (10) получим

$$\bar{U}^2 = \tilde{b}\bar{U} + \tilde{c} = 0, \quad (11)$$

где
$$\tilde{c} = \bar{B} \left[\frac{1}{a} + \frac{b}{a} \cdot \frac{a_3 C_0}{a} - \frac{a_3 \cdot C_0 (\omega - \omega_0)}{\kappa \cdot 1000} \right]$$

$$\tilde{b} = \bar{B} + \frac{b}{a} + \frac{1}{a} - \frac{a_3 C_0}{a}$$

$$\bar{B} = \frac{B}{U_{max}}; \quad \bar{U} = \frac{U}{U_{max}},$$

где U_{max} - максимальное суммарное испарение, соответствующее максимальному урожаю на незасоленных почвах.

Решение этого квадратного уравнения для различных значений водоподъема и минерализации оросительной воды обеспечит получение зависимости урожая сельскохозяйственных культур от суммарного испарения и засоления почвы $Y = f(u, c)$. Подстановка этой зависимости в (8) с учетом статистических характеристик распределения влаги по поверхности поля позволит получить урожай с учетом неравномерности полива. Поскольку в общем случае связь урожая с водопотреблением при орошении минерализованной водой имеет довольно сложный вид (рисунок), интеграл (8) целесообразно решить численным методом.

Список использованной литературы

1. Бреслер Э., Макнил Б. И., Картер Л. Л. Солончаки и солонцы, принципы, динамика моделирования. Перевод с англ. Л.: Гидрометеоиздат, 1987.
2. Джуманазарова Т. Водопотребление томатов и лука в условиях прикопетадской зоны Туркменской ССР // Автореф. канд. дис. Ашхабад, 1976.
3. Кружильни Н. П. Основные принципы управления формирования урожаев, программированных при орошении // Программирование урожаев сельхозкультур на орошаемых землях Нижнего Поволжья. Волгоград, 1976.

4. К р у ж и л и н Н. П. Оптимизация водного режима почвы при программировании урожая // Программирование урожаев в интенсивных технологиях возделывания сельскохозяйственных культур. Волгоград, 1988.
5. Л и м В. М. Управление мелиоративным режимом на темно-каштановых почвах вегетационными поливами // Автореф. канд. дис. Ташкент, 1989.
6. М о с и с е е в Ю. М. Поливной режим и водопотребление сахарной свеклы // Орошение земель в Поволжье. Самарканд, 1973.
7. М о и с е е н к о И. А. Агрогидрологические основы орошения. Л.: Гидрометеиздат, 1984.
8. М у с а е в М. Г. Влияние различных режимов орошения на водопотребление урожая и качество зернового сорго в условиях Центральной орошаемой зоны // Интенсивное использование мелиоративных земель Северного Кавказа, 1987.
9. С у ш к о в а Е. В. Режим орошения гороха и способы его осуществления на сероземах Джамбульской области // Автореф. канд. дис. М., 1984.
10. H a r t W.E. Overhead irrigation pattern parameters // Agric Eng., 1961, p.42, 354-355.
11. Z e g i n e r T.A. A note on the economic significance of uniform water application. // Irrig. Sci. 1978, 1 (19-25).
12. S t e r n T., B r e s l e r E. Noun form sprinkler irrigation and crop yields // Irrig. Sci. 1983, 4. 17-29.
13. W a r r i e k A.W., G a r d n e r W.R. Crop yield as affected by spatial variations of soil and irrigation water resour., Res., 1982. 19, 181-186 p.
14. W a r r i e k A.W. Interrelationships of irrigation uniformity terms // J. Irrig. Drain. Div. Am. Soc. Civ. Eng. 1983, 199. 317-332 p.
15. W a r r i e k A.W., Y a t e s S.P. Crop yield as influenced by irrigation uniformity // Adv. in Irrig., 1987, vol.4.
16. W i l o z I.C., S w a i l e s G.E. Analysis of surface and irrigation application efficiency // Sci. Agric., 1947, 27. 565-583 p.

В.А.Духовный, С.А.Нерозин

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗДЕЛЫВАНИЯ
ХЛОПЧАТНИКА В УСЛОВИЯХ ОРОШАЕМОГО ЗЕМЛЕДЕЛИЯ

По сложности агротехники хлопчатник относится к трудновозделываемым культурам, для получения высокого и устойчивого урожая которых требуются различные агроприемы, причем нарушение одного из них приводит к снижению урожайности и ухудшению качества волокна и семян. Вместе с этим существующая технология возделывания хлопчатника постоянно совершенствуется на основе достижений науки и техники, передового опыта хлопкосеющих стран. В настоящем обзоре приведены обоснование и направления совершенствования технологии возделывания хлопчатника с позиций оптимизации почвенно-мелиоративных условий для гарантированного получения высоких урожаев хлопка-сырца.

Подготовка поливного участка как равномерного фона агро-мелиоративных воздействий в растениеводстве имеет большое значение для получения полновесного урожая. По многочисленным статистическим обследованиям, даже на достаточно однородном мелиоративном фоне урожайность на одном поле колеблется от 55 до 60%. Так, средняя урожайность хлопчатника на площади 72 га в одном из обследованных нами хозяйств равнялась 2,9 т/га с колебаниями — 1,6; + 2,2 т/га. Основные причины такого разброса — мелиоративные факторы (около 50%): неровность поля, большое отклонение от плоскости, приводящее к неравномерному увлажнению почвы, пятнистость засоления, неравномерность дренирования; природная почвенная неоднородность (20–30%) — различия по механическому, агрегатному составу, гумусности, засоренности, обеспеченности питательными веществами, нарушение технологии (20–30%) и организационных мероприятий.

Неравномерность фона особенно отчетливо проявляется при проведении аэро- или космической съемки конкретного участка. На снимках четко просматриваются зоны равномерного и высокого урожая (темный фон), а также зоны изреженности посева (светлый, пятнистый фон), особенно заметные вдоль каналов, дрен, коллекторов, дорог, на которых следует проводить дополнительные агротех-

нические мероприятия, такие как глубокая пахота, внесение органики, борьба с сорной растительностью и др.

Дистанционная съемка и дешифровка полученных снимков на основе компьютерной программы, разработанной в НПО САНИРИ, позволяют определить степень неоднородности поля и предложить мероприятия по его коренному улучшению.

Однородность поливного участка достигается при детальном анализе сложившейся ситуации на поле с последующим осуществлением мелиоративных (капитальных и профилактических), а также агротехнических мероприятий:

планировка поливного участка под плоскость с единым уклоном вдоль полива и желательно с нулевым или минимальным, но также с единым уклоном поперек полива с отклонениями от плоскости ± 3 см и поддержанием поля в таком состоянии;

оснащение участка поливной техникой, обеспечивающей равномерность раздачи воды по полю в борозды не менее 80-85%;

достижение равномерности дренирования путем строительства при необходимости дополнительных дрен;

ликвидация пятнистости засоления и пятнистости водно-физических свойств.

Исследованиями (Хегай и др.) установлено, что доведение ровности поля до ± 3 см позволяет получать средний урожай хлопчатника при поверхностном поливе 3,5-4,0 т/га и более, при ± 5 см - 2,5-3,0 т/га и увеличении затрат воды на I полив на 300-600 м³/га, при ± 10 см и более - предел урожая 2,0 т/га при дополнительных расходах воды до I тыс. м³/га за полив (табл. I).

Применение разработанной технологии лазерной планировки, с успехом апробированной в совхозе им. Г. Гуляма Сырдарьинской области, совхозе "Пятилетие Узбекистана" Ташкентской области и совхозе "Савай" Андижанской области, позволяет создать необходимую плоскость поля. При изреженности рельефа для достижения плоскости целесообразно уменьшить поливной участок. При значительном объеме планировка сопровождается глубоким рыхлением и повторной длиннбазовой планировкой. Поддержание поливного участка в таком состоянии требует проведения через 5-7 лет (один раз или два раза за севооборот) ремонтной планировки (рис. I).

Обязательным условием высокой равномерности распределения воды является подбор к поливному участку необходимой техники по-

Т а б л и ц а I

Эффективность поливных участков с различным
рельефом

Точность планиро- вки, см	1989 г.			1990 г.			1989 г.			1990 г.			1989 г.			1990 г.			Урожайность, ц/га		
	до ве- гета- ции	после веге- тации	до ве- гета- ции	после веге- тации	Мр	Мтр	Мр-Мтр Мр	Мр	Мтр	Мр-Мтр Мр	Мр	Мтр	Мр-Мтр Мр	Мр	Мтр	Мр-Мтр Мр	Мр	Мтр			
± 15	1,403	1,615	1,790	2,093	4220	3301	21%	5182	3962	23,5	21,1	20,3									
± 10	2,752	2,430	2,344	2,428	4114	3100	24,6	4247	2827	33,4	19,8	17,5									
± 5	2,244	2,743	2,814	3,260	3797	3214	15,3	4553	4194	7,88	25,7	23,0									
± 3	2,277	2,001	1,670	1,697	3116	2912	6,5	4270	4160	2,6	35,6	35,3									

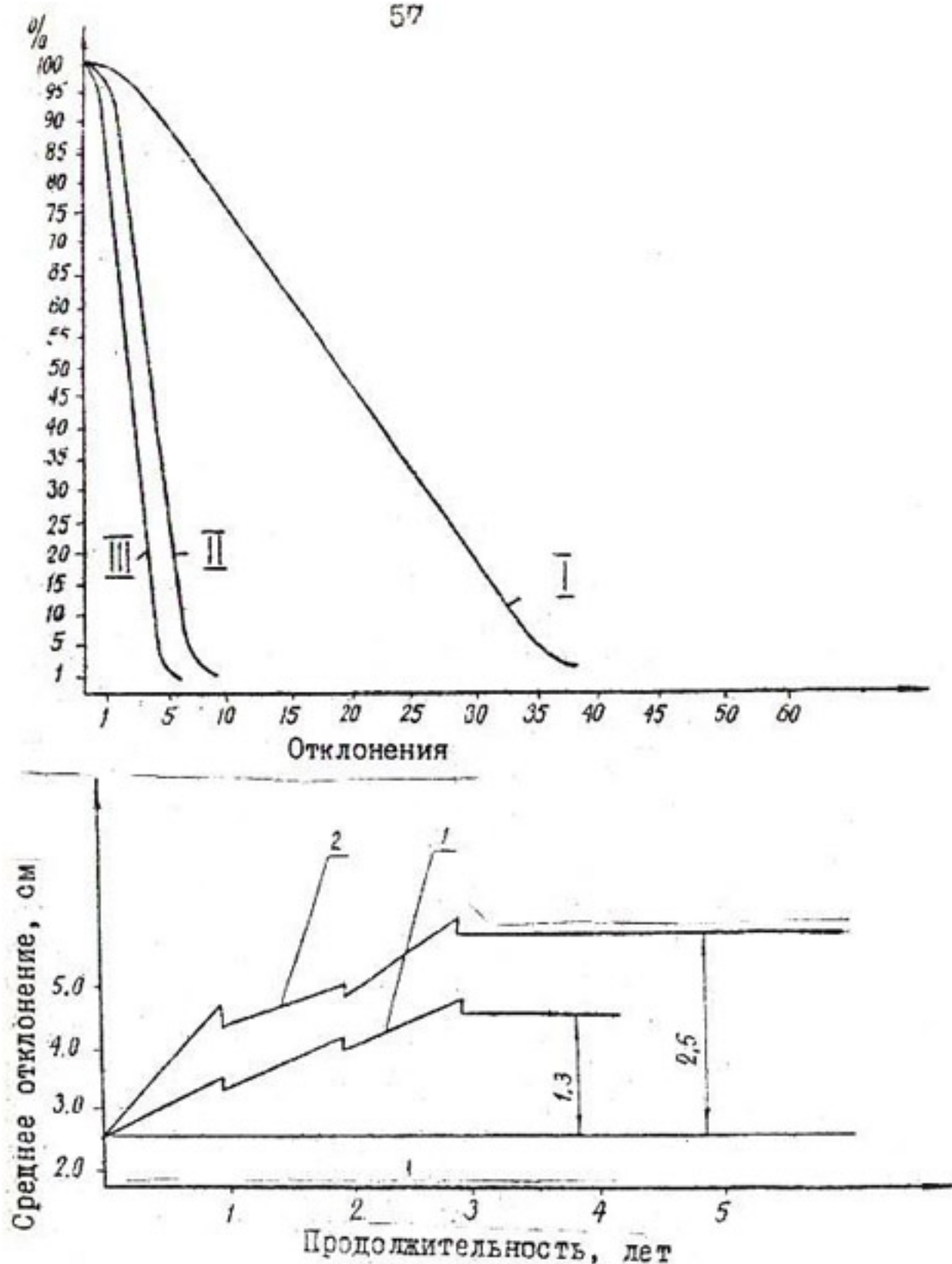


Рис. I. Изменение поверхности поля при различных способах планировки:

I — до планировки; II — после обработки скреперами в информационном режиме; III — после обработки планировщиком ПП-5;

I — по рекомендуемой технологии; 2 — по существующей технологии

лива — шлангов, трубопроводов, постоянных лотков или распределительных труб, дискретного полива.

При озерных отложениях и малопроницаемых ($K_{cp} \leq 0,1$ м/сутки) грунтах для повышения равномерности инфильтрации целесообразно проводить перпендикулярно дренам рыхление глубоких рыхлителями РН-61 один раз в 3-4 года. По опыту хорезмских земледельцев отдельные плохопроницаемые пятна следует запесочивать с добавлением навоза до 30 т/га.

Даже при тщательной подготовке поливного участка, исходя из требований равномерности для каждого поля и каждого его участка, не может быть рекомендована единая технология. С учетом естественной природной дифференциации свойств почвы, особенно ее структуры, запасов питательных веществ, засоренности и т.д. разработка индивидуальной технологии для каждого поля возможна только на базе научно обоснованной паспортизации полей, где указаны все дифференцированные свойства, отличия и особенности возделывания угодий. Формы таких паспортов разработаны и апробированы НПО САНИИРИ и НПО "Хлопок" как основа научно-производственной системы программированного получения урожаев и внедрены на площади более 100 тыс. га.

Паспортизация должна предшествовать всей работе по повышению продуктивности орошаемых земель. Она включает разработку технологических и лимитных карт, а также оценку уровней плодородия почв и соответствующей им урожайности (потенциальной, действительно возможной) и сопоставление с реальной и с причинами потерь, а на этой основе — поиск резервов.

Во всех передовых странах мира с высоким уровнем сельского хозяйства (США, Япония, Израиль, Австралия и др.) паспортизация полей — первый шаг к внедрению совершенных технологий возделывания сельскохозяйственных культур с последующим переходом к программированному выращиванию с использованием информационной компьютерной системы. Внедрение такой системы, как и паспортизация, осуществляется в основном за счет органов министерств сельского хозяйства.

Подготовка поля к посеву включает послеуборочную обработку и зяблевую пахоту, промку (а где необходимо, и влагозарядку); профилактическую длиннобазовую планировку и известные приемы — дискование, боронование, мелование и др. Зяблевая пахот-

та должна быть неглубокой – 30–35 см. Глубокую пахоту на 40–50 см с обработкой пласта специальными плугами целесообразно проводить только при необходимости избавления от сорной растительности. Один раз в 3–5 лет следует проводить глубокое рыхление почвы на глубину 50–60 см (время проведения рыхления зависит от интенсивности образования плужной подошвы).

В израильской и американской практике в последние годы широко распространена зяблевая обработка почвы специальными машинами, которые рыхлят почву без оборота пласта на глубину 30–35 см, измельчают и дробят растительные остатки, укладывая их в узкую полосу в зоне будущего сева. Такая машина создает постоянную зону воздействия на плодородие со стационарными линиями посева, увлажнения и минерального питания. Образец ее в настоящее время испытывается НПО САНИИРИ и САИМЭ. Использование таких устройств в сельхозпроизводстве позволит существенно экономить удобрения, энергозатраты на почвеннообработывающие операции, интенсивно повысить плодородие корнеобитаемой зоны.

Оптимальные условия по температуре, влажности и питательной среде имеют большое значение для получения дружных всходов и последующего успешного развития растений. Поэтому очень важно постепенно освоить ряд приемов и технологических нововведений, применяемых с этой целью за рубежом:

а) оптимальный срок сева устанавливается на основе специально разработанной программы на базе статистической обработки многолетних агрометеорологических рядов с учетом складывающейся фактической обстановки данного года. При этом предпочтение отдается посевам в гарантированных влажностных условиях, достигаемых влагозарядкой и устойчивыми температурами. Для условий Самаркандской области, например, это означает необходимость обязательного проведения влагозарядки в конце февраля – начале марта с посевом не ранее 10–15 апреля в хорошо прогретую почву.

Такая программа на персональных компьютерах разработана в НПО САНИИРИ и может применяться в условиях любого года и любой местности при наличии наблюдений и предшествующей информации по стартовой влажности поля;

б) узкорядная схема обработки почвы под строку сева (рис. 2) с одновременным посевом вокруг зоны первичного прорастания питательной и влагоемкой среды с запасом влаги, получаемой влаго-

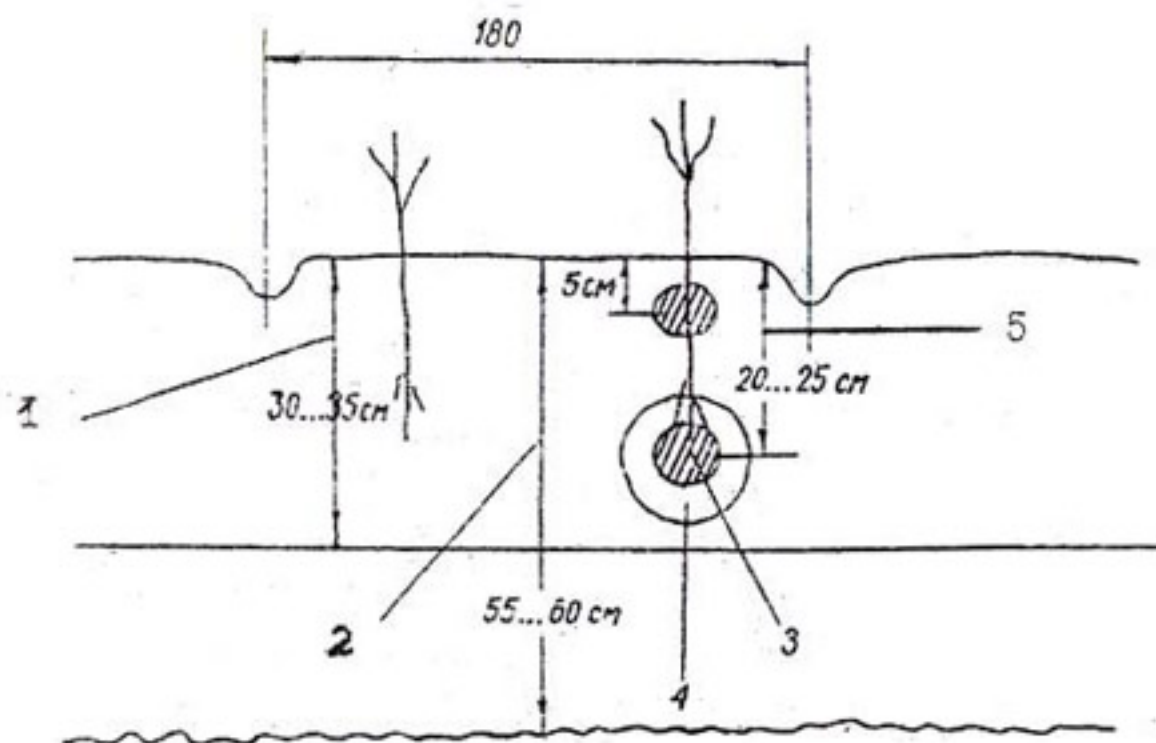


Рис. 2. Схема зон почвенной обработки:

1 - зона ежегодной зяблевой обработки; 2 - зона периодического рыхления; 3 - ядро из гумифицируемых отходов стеблей; 4 - зона повышенной тепловой активности; 5 - питательная и увлажняемая зона мест сева семян

нием адсорбента и гумусформирующих добавок (навоза, лигнина и т.д.). Авторские свидетельства на такие машины имеются, нужно организовать работу по конструированию и созданию;

в) для раннего получения всходов посев семян следует проводить под строкку полиэтиленовой разлагающейся пленки. Такой прием широко применяется в Израиле, фирма "Айзенберг групп" предлагает испытание и организацию производства указанной пленки;

г) посев в условиях незасоленных почв по гребням, образованным при узкозарядной обработке почв; рекомендовал давно, дает хорошие результаты, однако внедрение его проходит недостаточно интенсивно.

Качество семенного материала должно быть резко повышено. Калибровка и специальная обработка гуминовыми и другими препара-

тами, в том числе и повышение активности семян электрохимическими методами, позволяет обеспечить всхожесть семян до 96-98%. Это требует перестройки всей работы семеноводческих и семеннопоставляющих организаций и резкого увеличения их ответственности, возможно, на коммерческой основе - стимулируя повышение качества семян повышением цен. В то же время необходимо изменить технологию посева - замена рядового сева точным высевом, особенно в условиях резкого удорожания посевного материала.

Посев необходимо проводить совместно с внесением гербицидов. Густоту посева следует подбирать таким образом, чтобы после обязательных потерь вследствие обработок и культиваций до первого полива сохранить не менее 80-90 тыс. растений на гектар для хлопчатника на плодородных почвах и 110-120 тыс. растений на гектар на менее скульптуренных почвах.

В случае недостаточности всходов, образований пропусков и прогалов необходим подсев отборными и активизированными семенами.

Цель послепосевной обработки - борьба с почвенной коркой при выпадении дождей и с сорняками, а также поддержание в рыхлом состоянии прикорневой зоны растений. Почвенная корка ликвидируется боронами "зиг-заг", либо ротационной мотыгой. Культивация предназначена главным образом для борьбы с сорняками и поддержания почвы в оптимальном водно-воздушном состоянии, при этом следует правильно сочетать различные рабочие органы.

Для провоцирования роста корней вглубь важно определить начало первого полива и одновременно провести 2-3 предполивные культивации, убрать сорняки в междурядьях. Метод закалки хлопчатника и других культур хорошо известен, он как бы подготавливает растительный организм к основному периоду вегетации - накоплению плодосэлементов и их созреванию, который проходит более продуктивно при глубоком проникновении стержневого корня в глубь почвы.

Обеспечение оптимальных влажностных, аэрационных, питательных условий в период вегетации хлопчатника является одной из наиболее сложных и ответственных задач. Главная особенность совершенных технологий заключается в постоянном обеспечении влагой корнесобираемой зоны и поддержании ее на уровне оптимума 75-90% ППВ. Достичь этого можно высокочастотным увлажнением, прово-

ди в среднем через 3-5 дней в зависимости от свойств почвы поверхностные поливы через борозду.

Проведение полива высокочастотным методом по бороздам требует постоянной раскладки поливных устройств на весь период орошения при коротких бороздах (50-100 м) с целью обеспечения равномерности и скорости увлажнения (рис.3, 4). Этому требованию наиболее соответствует дискретный метод полива с учетом его приемлемости только в определенных (по уклону и почве) условиях, в остальных случаях полив можно проводить постоянной струей.

При частых поливах почва не высыхает, в результате корка не образуется и нет необходимости в культивации, что имеет важное значение для предотвращения травмирования растущих корней рабочими органами.

При существующей в настоящее время технологии поливов (с перерывом между очередным поливом 10-25 дней) режим увлажнения для растений складывается крайне неблагоприятно практически большую половину межполивного периода (рис.4). При поливе до потемнения гребня влажность почвы доводится до 105-110% ППВ и в последующие 3-4 дня растение угнетается из-за неудовлетворительного аэрационного режима, затем 4-6 дней поддерживаются оптимальные условия увлажнения и аэрации в верхнем слое. По мере высыхания почвы, если культивация проведена вовремя и качественно, оптимальное увлажнение сохраняется в слое 25-70 см до 10 дней. Перед началом полива влага в почве снижается до 60-45% ППВ, что создает опять стрессовую ситуацию в растении. Наблюдения показывают, что в период переувлажнения и подсушки происходит основное опадение плодоземелентов и увядание растений.

Высокочастотный полив, хотя и требует дополнительных затрат труда (в основном при настройке системы во время первого полива), обеспечивает постоянное поддержание оптимальных условий произрастания. Кроме того, внесение с поливом удобрений позволяет резко повысить их усвоение, так как при подсыхании почвы удобрения существенно снижают эффективность. Внесение азотных и калийных удобрений с поливом не представляет технологических трудностей, внесение же фосфора требует налаживания производства фосфорных полностью растворимых удобрений. Для напорных оросительных систем промышленность выпускает устройство для внесения удобрений с поливом (фертилизатор), для самотечных необходимо его разработать и изготовить.

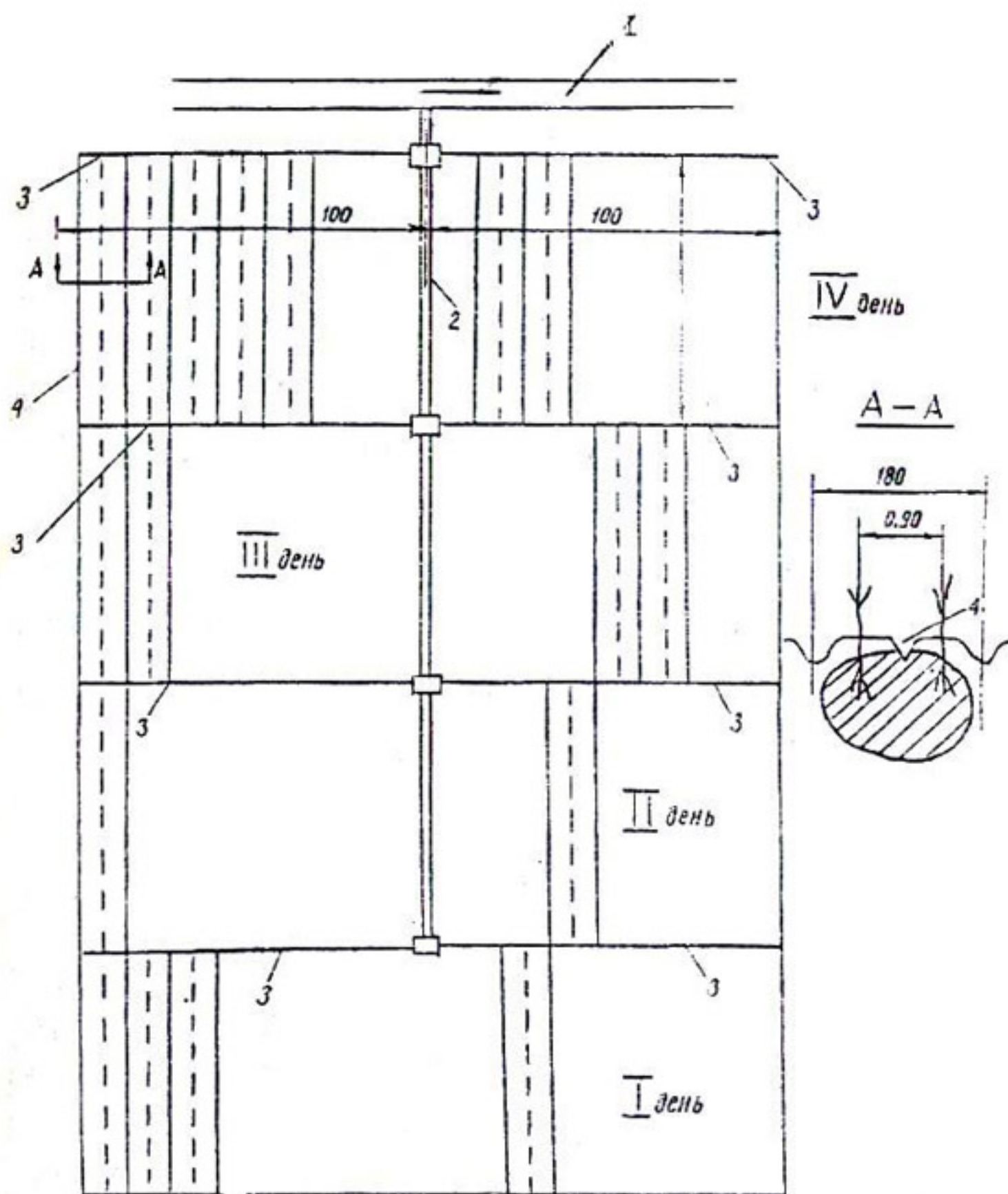


Рис. 3. Схема полива постоянными поливными устройствами:

I - лоток или участковый канал; 2 - распределительный шланг гибкий $d = 350$ мм; 3 - поливные шланги $d = 160-220$ мм; 4 - поливная борозда

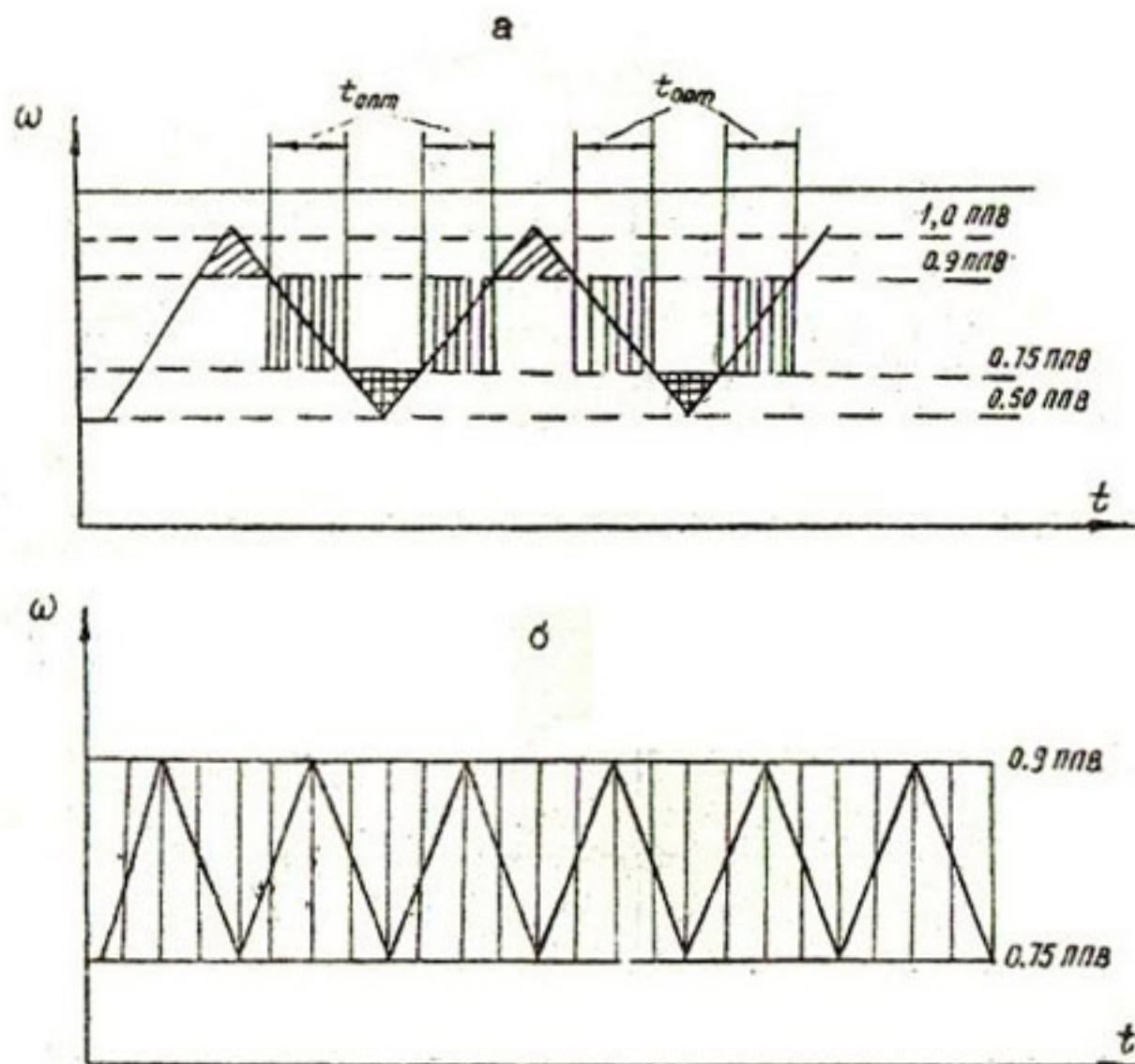


Рис. 4. Сопоставление режима влажности почвы при существующем (а) и высокочастотном (б) поливах

Успех машинной уборки полноценного урожая во многом зависит от своевременного завершения поливов. При затяжке последнего полива до 5–10 сентября урожай обычно снижается, несмотря на увеличение числа коробочек. Это объясняется тем, что коробочка, созревшая в сентябре, имеет вес более 3,5–4 до 6 г, а в конце октября – не более 2 г. Поэтому, компьютерная программа расчета, основанная на американской практике, рекомендует полив хлопчатника полностью завершать 25 августа. В НИО САНИИРИ разработана специальная программа расчета на персональных компьютерах, позволяющая для каждой зоны установить оптимальные сроки завершения поливов и проведения дефолиации.

Т а б л и ц а 2

Сопоставление стоимости работ, специфичных для традиционной и предлагаемой технологий возделывания хлопчатника

Традиционная технология		Предлагаемая технология	
вид работ	стоимость, руб/га	вид работ	стоимость, руб/га
Картограммы	8,2	Агромелиоративная паспортизация	10,0
Подготовка почвы	167,0	Подготовка почвы	83,5
Подготовка семян	2,4	Подготовка семян	27,2
Раскладка и уборка шлангов при поливе, амортизация шлангов	38,0	Монтаж стационарной системы и ее амортизация	60,0
Проведение 4 поливов	46,0	Проведение 15 поливов (высокочастотных)	78,0
Стоимость удобрений	65,0	Стоимость удобрений	48,0
Восемь культиваций	72,0	Три культивации	28,0
Сбор урожая 2,8 т/га	228,0	Сбор урожая 3,5 т/га	281,0
Итого	626,6	Итого	615,7

Внедрение совершенных технологий требует пересмотра всей системы машин, применяемых в хлопководстве.

В табл.2 приводятся ориентировочные экономические данные эффективности применения рекомендуемой технологии на основе экспериментов, проведенных отделами сельскохозяйственных исследований и техники орошения НПО САНИРИ (цены 1990 г.). Анализ данных показал, что стоимость предлагаемой технологии (3179,7 руб/га) приблизительно равна традиционной (2138,6 руб/га), однако прибавка урожая и дополнительная прибыль, полученная при использовании новой технологии, составляет 0,7 т/га $\times$ 1600 руб = 1120 руб/га, что свидетельствует о ее высокой эффективности в хлопководстве.

Д.И.Широкова, М.З.Юлдашев

ОБ ЭФФЕКТИВНОСТИ ГЛУБОКОГО РАННЕВЕСЕННОГО
РЫХЛЕНИЯ УПЛОТНЕННЫХ ПОЧВ

До настоящего времени в аридной зоне глубокое рыхление (до I м) слабопроницаемых почв специальными рабочими органами – рыхлителями – применялось как агромелиоративный прием, повышающий водопроницаемость и солеотдачу почв при проведении освоительных капитальных промывок. При рыхлении изменяется структура обработанного слоя, увеличивается порозность, воздухоемкость, фильтрационные свойства почв.

Эффективность применения данной обработки почв в период ранне-весенней подготовки изучена нами на сероземно-луговых гипсированных сильнозасоленных почвах Голодной степи (совхоз № 4 им.Узакова Сырдарьинской области) и луговых уплотненных слабозасоленных Бухарской области (колхоз им.Энгельса Гихдуванского района). Исследования проведены с 1989 по 1991 г. на опытных участках площадью соответственно 30 и 8 га (табл. I).

Т а б л и ц а I

Схема опытов по глубокому рыхлению почв

Объект	Вариант опыта					
	I	II	III	IV	V	VI
	Планировка по фону рыхления на глубину, см					
Сероземно-луговые почвы совхоза им.Узакова Сырдарьинской области	Контроль (вспашка 30 см)	Вспашка +планировка	40	60	80	-
Луговые почвы колхоза им.Энгельса Бухарской области	Контроль (вспашка 30 см)	Вспашка +планировка	40	60	80	100

Изучено влияние глубокого рыхления на разную глубину (от 40 до 100 см) и последующей планировки поверхности на степень спланированности (выровненность участков); объемную массу, по-

розность; водный и солевой режимы в вегетацию; рост, развитие и урожайность хлопчатника. Характеристика физических и водно-физических свойств опытных участков представлена в табл.2.

Т а б л и ц а 2

Влияние рыхления и его глубины на показатели
выровненности поля (опыт 2, колхоз им.Энгельса)

Вариант	Глубина рых- ления, см	Коэффициент вы- ровненности К	Увеличение сте- пени выровнен- ности поверхно- сти против не- рыхленной
I	Нерыхлен.		
II	Нерыхлен.	27,2	1,00
III	40	35,4	1,30
IV	60	34,4	1,26
V	80	41,3	1,52
VI	100	39,7	1,46

Установлено, что планировка поверхности поливных участков по фону глубокого рыхления почв обеспечивает более высокую степень выровненности. Количественным показателем был принят коэффициент выровненности К (табл.2).

Наилучшие результаты по колхозу им.Энгельса получены при рыхлении на глубину 80 см, где показатель выровненности в 1,52 раза выше, чем на нерыхленной поверхности. Более высокая степень выровненности поверхности при планировке по фону рыхления обеспечивается за счет уменьшения объемной массы разрыхленного слоя почвы, что облегчает перемещение грунта. По данным исследований, объемная масса в опыте по совхозу им.Узакова Сырдарьинской области в обработанном слое снизилась с 1,45 до 1,33-1,38 г/см³, т.е. в среднем на 5-7%, а по наиболее плотным горизонтам - до 15,9% (табл.3). Аналогичны результаты опыта 2 (колхоз им.Энгельса), где наибольший эффект рыхления получен для уплотненной плужной подошвы: при исходной ее плотности 1,67 г/см³ и глубине рыхления 60 см и более она снизилась до 1,21-1,50 г/см³. Снижение объемной массы соответственно способствовало увеличению порозности (табл.4).

Изменение порозности почв при рыхлении

Объект, опыт, год	В а р и а н т о п ы т а				
	II	III	IV	V	VI
Совхоз № 4 им. Узакова					
опыт I,	$\frac{47,8}{43,9}$ (+9,0)	$\frac{51,8}{42,3}$ (+22,0)	$\frac{46,3}{43,0}$ (+8,0)	$\frac{45,1}{41,4}$ (+9,0)	-
1989,					
1990	$\frac{36,1}{45,1}$ (-20)	$\frac{43,5}{42,9}$ (+1,3)	$\frac{41,6}{43,3}$ (-3,9)	$\frac{42,4}{41,6}$ (+2,0)	-
Колхоз им.Эн- гельса,	$\frac{42,3}{44,9}$ (-5,7)	$\frac{46,8}{43,8}$ (+6,8)	$\frac{45,9}{42,2}$ (+8,8)	$\frac{43,8}{41,0}$ (+6,8)	$\frac{45,8}{40,2}$ (+13,9)
1990					

Числитель - обработанный слой; знаменитель - то же, на контроле; в скобках - изменение в процентах к исходному

Увеличение порозности почв привело к повышению водовместимости, водопроницаемости и водоотдачи в разрыхленном слое, что соответственно обусловило возрастание фактически подаваемых в производственных условиях поливных и оросительных норм (табл. 5, 6).

В первом опыте в 1989 г. (совхоз им.Узакова) в вариантах III, IV и V при глубине рыхления соответственно 40, 60, 80 см оросительные нормы составили 3500, 3740 и 4750 м³/га, в 1990 г. - соответственно 4225, 4590 и 4770 м³/га. Таким образом, в первый год по данному совхозу при рыхлении почвы оросительная норма увеличилась до 25%, во второй - до 9,5-24,0%, а на третий - до 9,0-33,0% по отношению к контролю.

Подобная картина отмечена по колхозу им.Энгельса, где в первый год оросительная норма за счет рыхления почвы увеличилась на 305-605 м³/га, или на 4,3-8,6% к контролю (табл.5), во второй (кроме варианта III) - на 350-1080 м³/га, или 4,6-14,0%.

Т а б л и ц а 5

Нормы, сроки и число вегетационных поливов хлопчатника
с 1989 по 1991 г. (совхоз им.Узакова)

Схема поливов I - 2 - 3

Вариант	Вегетационный полив, м ³ /га			Оросительная норма, м ³ /га
	первый	второй	третий	
<u>1989 г.</u>				
	16 июня	17 июля	29 августа	
I	1250	1250	1500	4000
II	1200	1200	1250	3600
III	1000	1350	1150	3500
IV	1050	1440	1250	3740
V	1300	2000	1450	4750
<u>1990 г.</u>				
	18 июня	24 июля	25 августа	
I	1375	1245	1270	3840
II	1390	1215	1170	3875
III	1530	1445	1250	4225
IV	1700	1610	1280	4590
V	1740	1670	1360	4770
<u>1991 г.</u>				
	16 июня	25 июля	24 августа	
I	1400	1350	1300	4050
II	1350	1300	1300	3950
III	1450	1500	1400	4350
IV	1600	1550	1450	4600
V	1800	1700	1800	5300

Таким образом, рыхление, изменяя структуру, плотность и фильтрационные свойства почв, требует обязательной корректировки режима орошения, а также технологии проведения поливов.

Возрастание оросительных норм после рыхления почв не следует считать негативным, так как дополнительные затраты воды компенсируются прибавкой к урожаю (табл.7), снижают засоление почв за счет промывного режима орошения.

Т а б л и ц а 6

Нормы и сроки поливов хлопчатника на опытном участке
колхоза им.Энгельса

Схема поливов I - 2 - I

Дата поли- вов	В а р и а н т о п ы т а					
	I	II	III	IV	V	VI
<u>16.06</u>	<u>1760</u>	<u>1770</u>	<u>1880</u>	<u>1920</u>	<u>1940</u>	<u>1980</u>
<u>12.06</u>	<u>1900</u>	<u>1840</u>	<u>1890</u>	<u>1990</u>	<u>2000</u>	<u>2050</u>
<u>20.07</u>	<u>1790</u>	<u>1770</u>	<u>1820</u>	<u>1900</u>	<u>1900</u>	<u>1930</u>
<u>25.07</u>	<u>1930</u>	<u>1890</u>	<u>1900</u>	<u>1950</u>	<u>2100</u>	<u>2150</u>
<u>11.08</u>	<u>1780</u>	<u>1770</u>	<u>1820</u>	<u>1860</u>	<u>1860</u>	<u>1880</u>
<u>15.08</u>	<u>1990</u>	<u>1800</u>	<u>1980</u>	<u>1980</u>	<u>2000</u>	<u>2200</u>
<u>28.08</u>	<u>1710</u>	<u>1640</u>	<u>1830</u>	<u>1850</u>	<u>1850</u>	<u>1860</u>
<u>20.08</u>	<u>1860</u>	<u>1730</u>	<u>1850</u>	<u>1950</u>	<u>2000</u>	<u>2150</u>
Всего	<u>7040</u>	<u>7050</u>	<u>7350</u>	<u>7440</u>	<u>7550</u>	<u>7650</u>
(оросит. норма)	7680	7260	7540	7820	8100	8550

В числителе - 1990 г.; в знаменателе - 1991 г.

При сравнении содержания иона хлора в метровом слое почв установлено, что в условиях сильнозасоленных сероземно-луговых почв (совхоз им.Узакова) с 1989 по 1991 г. при вегетационных поливах 4500-5500 м³/га (без осенне-зимних промывок) солевой профиль почв изменился в результате проведения рыхления.

В условиях обеспеченной дренированности территории в течение трех лет наблюдений на ОПУ-I под воздействием атмосферных осадков, водоподачи в вегетационный период и без проведения усиленных промывных поливов произошло рассоление почв от сильного до слабого. Рыхление почв способствовало усилению опреснения почв по наиболее токсичному хлор-иону с первого года, тем самым создавая в корнеобитаемой толще благоприятные условия для развития растений.

При отсутствии дренированности (опыт II) исходное содержание хлор-иона в метровом слое почв по всем вариантам колебалось от 0,012 (вариант III) до 0,040% (вариант IV). Под влиянием орошения

Сопоставление удельных затрат воды на единицу продукции
в различных вариантах опыта

Вариант опыта	Среднесуточная норма нетто, м ³ /га	Урожайность хлопчатника, ц/га	Удельные зат- раты воды, м ³ /ц	По сравнению с контролем, %
Совхоз им.Узаква, 1989 г.				
I	4000	16,5	242,4	100,0
II	3600	18,8	191,5	79,0
III	3500	20,2	173,3	71,5
IV	3740	21,1	177,3	73,1
V	4750	18,0	263,9	108,8
1990 г.				
I	3840	16,7	229,9	100,0
II	3875	19,4	199,7	86,8
III	4225	20,8	203,1	88,3
IV	4590	22,2	206,7	89,9
V	4770	19,5	244,6	106,3
1991 г.				
I	4050	17,3	234,1	100,0
II	3950	18,6	212,3	90,6
III	4350	19,3	225,3	96,2
IV	4600	20,0	230,0	98,2
V	5300	18,3	289,6	123,7
Колхоз им.Энгельса, 1990 г.				
I	7040	32,2	218,6	100,0
II	7050	35,9	196,3	89,7
III	7350	35,5	207,0	94,6
IV	7440	35,1	211,9	96,9
V	7550	37,6	200,7	91,8
VI	7650	27,5	278,1	127,2
1991 г.				
I	7650	28,5	268,4	100,0
II	7260	30,0	242,0	90,1
III	7540	28,3	266,4	99,3
IV	7820	31,9	245,1	91,3
V	8400	34,8	232,7	86,6
VI	8550	28,2	303,2	112,9

за вегетационный период в содержании солей произошли следующие изменения. В контрольном варианте (I) засоление осталось почти без изменения (с исх. 0,022% до 0,020% по хлор-иону). В остальных вариантах содержание его с 0,025-0,037 уменьшилось до 0,015-0,018%. При этом существенных различий в степени опреснения почв в зависимости от рыхления не наблюдалось.

По результатам статистической обработки данных наблюдений (1989-1991 гг.) выявлено преимущество варианта IV - рыхление на глубину 60 см с планировкой, который обеспечил прибавку урожая 2,7-5,6 ц/га по сравнению с контролем, или 13,5-24,7%.

Рыхление почвы на глубину 80 см (вариант V) дает прибавку урожая всего 1,2-2,8 ц/га, или 6,4-14,3% (табл.7).

Г.Н.Павлов, М.Г.Хорст

ОБ ОДНОМ МЕТОДЕ РАСЧЕТА ХАРАКТЕРИСТИК ДИСКРЕТНОГО (ИМПУЛЬСНОГО) ПОЛИВА ПО БОРОЗДАМ

Интерес к водосберегающим технологиям полива, возникший в США примерно с середины 70-х годов, был значительно стимулирован принятием в 1980 г. Закона о контроле за использованием подземных вод. В связи с этим фермеры были вынуждены сократить возделываемые земли для обеспечения финансирования реконструкции оросительной сети и внедрения водосберегающих технологий полива или отказаться от бизнеса, связанного с орошаемым земледелием. Экономическими мерами, стимулирующими применение водосберегающих технологий полива, явились также повышение тарифов на энергию, повышение оплаты трудовых затрат.

Спектр применяющихся в США водосберегающих технологий включает лазерную планировку поверхности поливных участков, капельное и подпочвенное орошение и фронтальное дождевание. Предполагается, что эти меры позволят снизить потребление на 10-40% по сравнению с традиционным бороздковым поливом [1]. Однако указанные способы повышения эффективности использования водных ресурсов требуют значительных капиталовложений, для окупаемости которых необходимо, по мнению R. Coupal, R. Wilson [2], повышение урожайности на 10-30%.

Альтернативным вариантом водосбережения на существующих системах бороздкового полива в США все чаще становится дискретный полив или по введенному *G. Stringham, J. Keller* [3] в 1979 г. термину *surge flow irrigation* (дословно – волновой полив). Выгодным отличием его от других водосберегающих технологий является то, что его применение не требует полной замены существующих оросительных систем, как при использовании капельного орошения или дождевания. *G. Stringham* [4] считает, что системы дискретного полива экономически выгодны для 9 млн. га орошаемых земель США. По его данным, дискретный полив на 50% и более снижает энергопотребление, так как для большинства дождевальных установок требуется напор 20–35 м. В то же время для осуществления дискретной технологии достаточен напор 0,6–1,8 м.

В связи с истощением запасов подземных вод в США прогнозируется переход большинства земель, орошаемых поверхностными способами полива, на полив с дискретным регулированием водоподачи в борозды.

Разработка концепции дискретной технологии поверхностного полива в США началась с 1978 г. в Университете штата Юта. К этому времени некоторые фирмы выпускали программируемые переключатели потока оросительной воды. *G. Stringham, J. Keller* пришли к выводу, что некоторые переключатели более эффективны не в режиме постоянной водоподачи, а в дискретном – "импульс – пауза".

Первые публикации советских специалистов М.П.Пензина и А.А.Терпигорева [5], Н.Р.Хамраева, Т.Ю.Хсупова [6], предложивших оригинальные подходы к решению проблем полива по длинным бороздам путем дискретного регулирования поливных струй, опередили сообщения в американских научно-технических журналах. К сожалению, отсутствие реальной заинтересованности водопользователей в эффективном использовании оросительной воды не позволило перейти к широкому внедрению этой прогрессивной технологии в практику орошаемого земледелия Узбекистана. Вместе с тем, по нашим оценкам [7], площадь земель, потенциально пригодных к применению дискретной технологии полива, составляет в республике около 1 млн. га.

Математическое моделирование дискретного полива

По мнению многих специалистов, дискретный полив — решение многих проблем при организации поверхностного орошения. Наконец, оказалось возможным получить одинаковое увлажнение в начале и конце борозд, резко снизить сбросы оросительной воды. В то же время отработка технологии дискретного полива — трудоемкая задача, требующая постановки большого количества полевых экспериментов. Кроме того, эффективность ее применения в значительной степени определяется такими природными факторами, как уклон поверхности и водопроницаемость грунта. В этой связи стали создаваться математические модели, имитирующие импульсный полив.

Известно, что большинство решений по добору воды по борозде, используемых для расчетов элементов техники полива, основаны на балансовых уравнениях (А.Н.Костяков [8], Н.Т.Лактаев [9], С.М.Кривовяз [10] и др.). Однако первые попытки описания процессов пробега воды по борозде, а затем стекания накопившегося объема после прекращения подачи воды в борозду показали, что балансовые решения не отражают специфики импульсного полива.

Математическое моделирование импульсного полива широко применяется в США. В большинстве современных моделей используются решения, аналогичные полученным *A.S.Turbak, H.J. Morel-Seytoux* [11]. В качестве исходных они приняли

уравнение неразрывности для потока с переменным расходом

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = \pm J, \quad (1)$$

где t — время;

y — наполнение;

J — интенсивность притока или оттока вдоль пути движения

зависимость расхода воды в борозде от наполнения

$$q = \alpha y^n, \quad (2)$$

где q — расход воды;

α и n — эмпирические коэффициенты, зависящие от уклона и шероховатости.

Подставив уравнение (2) в (1), можно получить

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \alpha n y^{n-1} \frac{\partial y}{\partial x} = -J. \quad (3)$$

Формулирование математической модели

Формулы, полученные *A.S. Turbak, H.J. Mareel-Seytoux* при решении уравнения (3) дают результаты, удовлетворительно совпадающие с данными наших экспериментов. Однако предложенные ими решения громоздки и содержат много трудноопределимых параметров. Поэтому мы попытались найти другие решения уравнений (1)–(3).

В результате преобразований уравнений (1)–(3), а также если принять показатель степени $n = 2$, можно получить обыкновенные дифференциальные уравнения

для движения воды по борозде с головным расходом $q_0 (y_0)$

$$\frac{dx}{dt} = 2\alpha \left[y_0 - \left(\frac{xJ}{\alpha} \right)^{0,5} \right], \quad (4)$$

для стекания воды по борозде после прекращения подачи в ее голову

$$\frac{dx}{dt} = 2\alpha \left[y_0 \left(1 - \frac{x}{X_0} \right) - Jt \right], \quad (5)$$

где X_0 — длина борозды, заполненной водой к моменту прекращения подачи.

Решение уравнения (4) принимает вид

$$t_g = \frac{1}{J} \left[y_0 \ln \frac{y_0}{y_0 - \left(\frac{xJ}{\alpha} \right)^{0,5}} - \left(\frac{xJ}{\alpha} \right)^{0,5} \right], \quad (6)$$

Для стекания воды получено следующее уравнение:

$$x = e^{-\delta t} \left[x_0 e^{\delta t} - c e^{\delta t} \left(\frac{t}{\delta} - \frac{1}{\delta^2} \right) - \frac{c}{\delta^2} \right]. \quad (7)$$

Полученные нами решения использовались для обработки результатов полевых экспериментов и служили основой для создания математической модели дискретного полива.

Следует обратить внимание на некоторые допущения, принятые при разработке математической модели. Во-первых, принимается постоянной в течение импульса водопдачи и неизменной по длине участка борозды, увлажненного предыдущим импульсом, скорость инфильтрации J . Мы считаем, что это допущение не приводит к существенным отклонениям результатов расчета от фактических данных, поскольку второй и последующие импульсы — это пробег воды по смоченной борозде. Такое же допущение сделано во всех решениях балансового уравнения. Так, А.Н.Костяков принимает среднюю скорость инфильтрации, равной среднему значению инфильтрации за время t — время добега воды до створа X . Расчеты времени пробега воды по сухой борозде по формуле А.Н.Костякова и других авторов дают результаты, удовлетворительно совпадающие с экспериментами.

Вторым допущением является введение в расчеты фиктивных значений гидравлических характеристик α и скорости инфильтрации J . Расчеты ведутся в предположении, что полив идет сплошным напуском, а не по отдельным бороздам. В этом случае глубина потока y определяется соотношением

$$y = \frac{\omega}{a}, \quad (8)$$

где ω — площадь живого сечения потока воды в борозде;
 a — ширина междурядий.

Величина исходной инфильтрации принимается исходя из зависимости:

$$J_0 = K t \cdot S, \quad (9)$$

где K_t - скорость впитывания, определенная экспериментально на больших затопливаемых площадках (средняя за время t);

S - коэффициент эквивалентности при переходе от площадки к борозде

$$S = \left(\frac{B}{\alpha} \right)^{0,264}, \quad (10)$$

где B - ширина зеркала потока воды в борозде.

Площадь живого сечения потока и ширину зеркала воды можно определять по данным экспериментов, либо по эмпирическим формулам, предложенным многими исследователями.

Для проверки корректности сделанных нами допущений проведены расчеты для различных сочетаний условий (уклоны, водопроницаемость) и их сопоставление с опытами. Установлено, что, например, по гидравлическим характеристикам это допущение сыграло положительную роль - расширился масштаб измерения α . При малых уклонах $\alpha = 2-7$, а при больших $\alpha = 90$. Такой значительный диапазон изменения основной гидравлической характеристики дает возможность более четко определить границы районирования рассматриваемой технологии полива.

Описание алгоритма

Задача по оценке элементов техники дискретного полива состоит из двух основных этапов. На первом определяется необходимое количество импульсов водоподачи, которые обеспечивают добеги поливной струи до конца борозды, на втором устанавливается и сравнивается длительность увлажнения (эффективное время впитывания) в начале и конце борозды и оценивается равномерность увлажнения.

Последовательность расчета первого этапа задачи приведена на рисунке.

При первом импульсе водоподачи вся борозда сухая, и продвижение поливной струи до точки X_1 происходит при высоких значениях скорости инфильтрации J_0 . В начале второго импульса поливная струя относительно быстро пробегает участок борозды, увлажненный первым импульсом, на котором интенсивность инфильтрации снижается до J_1 . За время, оставшееся до конца импуль-

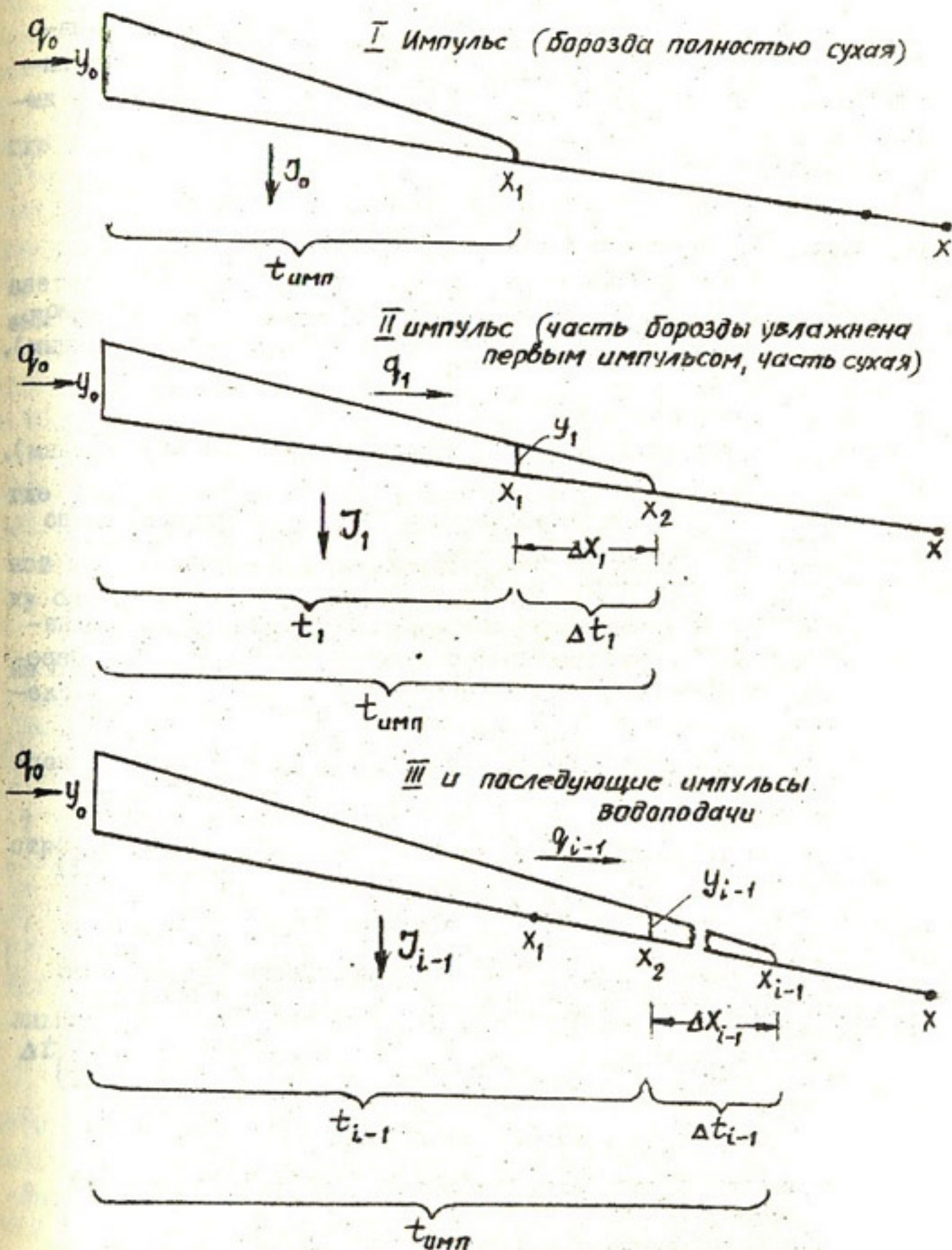


Схема к расчету дискретного регулирования водоподачи в поливные борозды

са, струя продвигается еще на расстояние ΔX , при исходном значении интенсивности инфильтрации J_0 , но с расходом поливной струи в начале сухого участка, уменьшенным на величину инфильтрации. Аналогичная схема сохраняется и для последующих импульсов.

Исходные данные для расчета:

- q_0 - расход поливной струи в голове борозды, м/с;
- $t_{имп}$ - длительность импульса водоподачи, с;
- X - длина борозды, м;
- J_0 - средняя интенсивность инфильтрации в течение первого импульса водоподачи (по экспериментальным данным), м/с;
- α - междурядье, м;
- $\propto$ - скоростной коэффициент (по экспериментальным данным), л/с;
- β - коэффициент затухания интенсивности впитывания (по экспериментальным данным);
- $m_{бр}$ - поливная норма брутто, м/га.

Для варианта дискретного регулирования водоподачи с одинаковой в течение полива длительностью импульсов водоподачи, перемежающихся равными им по длительности паузами, предлагается следующая последовательность расчета.

Определяется длительность водоподачи заданной поливной нормы брутто

$$T_б = \frac{m_{бр} \cdot \alpha \cdot X}{q_0 \cdot 10^4} \quad (II)$$

Определяется с точностью до целых необходимое количество импульсов водоподачи при заданной длительности импульса

$$N = \frac{T_б}{t_{имп}} \quad (I2)$$

Уточняется длительность водоподачи и соответствующая ей поливная норма брутто.

Определяется длина добега в первом импульсе (по сухой борозде)

$$X_i = \frac{\alpha}{J_0} \left[\psi_0 \frac{1}{\exp \frac{J_0}{\psi_0} \left(t_{umr} + \frac{1}{J_0} \left(\frac{X_i \cdot J_0}{\alpha} \right)^{0.5} \right)} \right]^2, \quad (I3)$$

где $\psi_0 = \left(\frac{q_0}{\alpha \cdot \alpha} \right)^{0.5}$

При переходе ко второму (последующему) импульсу рассчитывается изменившаяся интенсивность впитывания на увлажненном первом (предыдущим) импульсом участке борозды

$$J_{i-1} = J_0 \cdot i^{-\beta}, \quad (I4)$$

где i - номер текущего импульса.

По формуле (6) определяется длительность продвижения поливной струи t_{i-1} по увлажненному предыдущим импульсом участку борозды (до точки X_i).

Вычисляется время, в течение которого происходит впитывание на сухом отрезке борозды

$$\Delta t_{i-1} = t_{umr} - t_{i-1} \quad (I5)$$

Определяется расход, остающийся для впитывания на сухом отрезке борозды

$$q_{i-1} = q_0 - X_i J_{i-1} \quad (I6)$$

По формуле (I3) устанавливается ΔX_i - длина пробега поливной струей с расходом q_{i-1} сухой части борозды за время Δt_{i-1} .

Определяется полный добега за время импульса

$$X_i = X_{i-1} + \Delta X_{i-1}. \quad (I7)$$

Расчет ведется до тех пор, пока не будет выполнено условие

$$\frac{X - X_i}{X} = \pm 0.005 \cdot X. \quad (I8)$$

Таким образом, устанавливается количество импульсов n_d , необходимое для завершения фазы "добегания" до конца борозды.

На следующем этапе расчетов, соответствующих так называемой фазе "доувлажнения"

определяется объем впитавшейся воды в голове борозды

$$m_H = \sum_{i=1}^N J_{i-1} t_{i-1}, \quad (19)$$

рассчитывается время стекания воды после перекрытия в голове

$$t_{cr} = b \left(\frac{x}{c} + \frac{1}{b^2} \right), \quad (20)$$

где
$$b = 2\alpha \psi_0 / x;$$

$$c = 2\alpha J_K;$$

J_K - интенсивность впитывания в конце фазы "добегания",
м/с,

определяется эффективное время впитывания воды в начале борозды

$$t_H = N t_{имп} \quad (21)$$

и в конце борозды

$$t_K = 2(N - n_d) t_{имп} + t_{cr} \quad (22)$$

Равномерность увлажнения оценивается коэффициентом

$$K_p = \left(\frac{t_K}{t_H} \right)^{1-\beta} \quad (23)$$

Результаты расчета

Для примера использования описанного алгоритма воспользуемся данными опыта с дискретным регулированием водоподдачи в длинные борозды, поставленного в 1991 г. М.Г.Хорстом в Сырдарьинском ОПХ НПО САНИИРИ (участковый ороситель У-6).

По гранулометрическому составу почвы участка относятся к легким разностям. С поверхности и до 40 см залегают легкие суг-

линки, подстилаемые легкими супесями, ниже переход к легким и средним суглинкам. В горизонтах 20–80 см встречаются линзы песка. В верхнем метровом слое преобладают крупнопылеватые (0,05–0,01 мм) и песчаные ($>0,5$ мм) фракции. Среднее содержание физической глины 21,7%. Объемная масса почв в метровом слое 1,43 г/см, плотность 2,60 г/см, общая порозность 45%. Уклон в направлении полива $i_s = 0,0015$. По классификации Н.Т.Лактаева [9], участок относится к зоне IV-Б, т.е. малоуклонным территориям с почвогрунтами повышенной водопроницаемости.

Полив осуществлялся из гибких шлангов D 300 мм, подключенных к водовыпускам из лотковой оросительной сети, в тупиковые борозды длиной 380 м. Программа переключений оросительной воды в плечи поливных шлангов отрабатывалась переключателем потока АДПЗ-300 (А.с. № 1683574). Результаты опыта, послужившие основой для подготовки исходных данных, используемых в дальнейших расчетах, приведены в табл. I.

Т а б л и ц а I

Данные опыта с дискретным регулированием водоподачи
в борозды (совхоз № I-а, У-6)

Параметр дискретного увлажнения	Номер импульсов водоподачи							
	I	2	3	4	5	6	7	8
$t_{\text{имп}}, \text{с}$	5400	5400	5400	5400	7200	7200	7200	6990
$q_0, \text{м}^3/\text{с} \cdot 10^{-4}$	5,3	5,0	6,0	6,7	6,3	7,6	6,6	6,0
$x_i, \text{м}$	101	151	202	244	294	330	360	380
$\Delta x_i, \text{м}$	0	50	51	42	50	36	30	26
$J_{i-1}, \text{м/с} \cdot 10^{-6}$	5,682	3,367	2,827	2,453	1,984	2,110	1,532	1,190

Результаты расчета по описанному алгоритму (программа составлена В.В.Дашиной), представленные в табл.2, показывают, что для данных условий возможно установить такое сочетание $t_{\text{имп}}$, q_0 , α , которое позволило бы добиться высокой степени равномерности увлажнения в пределах борозды заданной длины.

Т а б л и ц а 2

Результаты математического моделирования дискретного регулирования водоподачи в борозды

Исходные данные

$m_{бр},$ м ³ /га	$q_0,$ м ³ /с 10 ⁻⁴	$X,$ м	$\alpha,$ м	$t_{имп},$ с	$J_0,$ м/с 10 ⁻⁶	$\alpha,$ 1/с	ρ
1300	7,5	380	0,9	5400	5,682	8	0,74

Расчетные данные:

ψ_0	м 10 ⁻²	$N,$ имп
	1,021	11

Результаты расчета фазы "добегание"

Параметр дискретного увлажнения	Номер импульсов водоподачи						
	1	2	3	4	5	6	7
$J_{i-1},$ м/с 10 ⁻⁶	5,682	3,402	2,520	2,037	1,727	1,509	1,346
$t_{i-1},$ с	5400	1996	2964	3807	4493	4936	5116
$\Delta t_{i-1},$ с	0	3404	2436	1593	907	464	284
$q_0,$ м ³ /с 10 ⁻⁴	7,50	3,53	3,27	3,17	3,17	3,28	3,49
$\Delta X_i,$ м	0	59,6	52,6	45,6	35,9	24,9	18,4
$X_i,$ м	141,3	200,8	253,5	299,0	334,9	359,8	378,2

Результаты расчета фазы "доувлажнение"

$n_g,$ имп	$m_n,$ м ³ /га	$t_{cr},$ с	$t_n,$ с	$t_n,$ с	K_p	$T_n,$ с
7	1320	9912	59400	53112	0,97	33

Оптимизация сочетаний элементов дискретной технологии полива на основе описанной модели планируется нзмн в дальнейших исследованиях.

Альтернативным вариантом водосбережения на существующих системах поверхностного орошения может быть полив с дискретным регулированием водоподдачи в борозды. Этот способ полива без существенных дополнительных капитальных затрат вписывается в само-течные оросительные системы Узбекистана.

Предлагаемая математическая модель, описывающая процесс дискретного увлажнения, в отличие от известных аналогов, не содержит трудноопределимых параметров, что облегчает ее практическое использование при планировании экспериментов, а также проектными и эксплуатационными организациями.

Результаты расчета с использованием описанной математической модели показывают принципиальную возможность установления оптимальных для заданных условий сочетаний элементов дискретного полива, что и является предметом дальнейших исследований модели.

Список использованной литературы

1. W i l s o n P.N., C o u p a l R.H., H a r t W. An Economic Evaluation of Linear Move Irrigation Technology. Technical Bulletin No. 258, Agricultural Experiment Station, University of Arizona, Tucson, 1987.
2. C o u p a l R.H., W i l s o n P.N. Adopting Water-Conserving Irrigation Technology: The Case of Surge Irrigation in Arizona. Agricultural Water Management, 16, 1990.
3. S t r i n g h a m G.E., K e l l e r J. Surge flow for automatic irrigation. Proceedings of the 1977 Irrigation and Drainage Specialty Conference, ASCE, Albuquerque, New Mexico, 1979.
4. A n o n. Surge flow irrigation. Utah Science, vol.46, N 2, 1985.
5. П е н з и н М. П., Т е р п и г о р е в А. А. К вопросу обоснования способа регулирования поливных струй при поливе по бороздам // Новое в технике и технологии полива. М.: ВНИИГиМ, 1977.

6. Х а м р а е в Н. Р., Ю с у п о в Т. Ю. Технологии импульсного полива по бороздам // Хлопководство. 1980. № 7,9.
7. Х о р с т М. Г., Б а й к о в Д. А. и др. Рекомендации по районированию дискретной технологии поверхностного полива. Ташкент, Госкоопкомитет УзССР по сельскому хозяйству, 1990.
8. К о с т я к о в А. Н. Основы мелиорации. М.: Сельхозгиз, 1960.
9. Л а к т а е в Н. Т. Полив хлопчатника. М.: Колос, 1978.
10. Методические указания по расчету техники полива (для хлопковой зоны). Ташкент: Средазгипроводхлопок, 1963.
11. Т у р б а к А.З., М о г е л - С е у т о в Н. J. Analytical Solutions for Surface Irrigation. 1. Constant Infiltration Rate. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, vol. 114, N 1, 1988.

П.Д.Умаров

К СОВЕРШЕНСТВОВАНИЮ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА КОМБИНИРОВАННОГО ДРЕНАЖА

Эффективность орошаемого земледелия в аридных зонах определяется главным образом оптимальным взаимодействием полива и дренажа, надежностью функционирования сооружений, обеспечивающих своевременную подачу и отвод воды с полей. Причем последнее в определенных условиях имеет большую значимость, чем орошение. Действительно, совершенный в техническом отношении дренаж позволяет не только снизить общее водопотребление, но одновременно уменьшить непродуктивные потери удобрений, вынос питательных элементов из почвы, предотвратить соленакопление и ухудшение ее структуры, способствуя наращиванию ее естественного плодородия.

Однако в последние годы из-за сложившихся экономических трудностей, обусловленных переходом к рыночным отношениям, внимание к дренажным работам в регионе не оправданно снизилось. В условиях возрастающего дефицита водных ресурсов это может привести к потере продуктивности значительной части орошаемых земель. В зарубежных странах, изначально развивающихся в условиях рыночной

экономики и потому точно оценивших наиболее перспективные направления научно-технического прогресса, дренажным проблемам придается важное значение [1-4]. Так, голландская фирма "Евроконсалт" потребность дренажа в мире оценивает в 219 млн.га, против существующих 163 млн.га. По мере роста потребности в сельскохозяйственной продукции и возрастании ее стоимости за счет интенсивной агротехники увеличится и потребность в дренаже как факторе, обеспечивающем наиболее полное использование потенциальной продуктивности земли [5].

С учетом этого зарубежная наука и техника в этой области направлены на повышение надежности систем дренажа в целом; увеличение равномерности его воздействия на растения; уточнение расчетных характеристик дренажа, исходя из более достоверных определений элементов водного баланса, особенно в сложных гидрогеологических условиях; поиски более дешевых и эффективных конструкций дренажа и его фильтрационных материалов; совершенствование технологии строительства коллекторно-дренажных систем в сложных грунтовых условиях [1].

В аспекте этих общих проблем, стоящих и перед отечественной наукой, рассмотрим некоторые предложения по совершенствованию технологии дренажных работ, которые могут быть применены как в республике, так и в других регионах со сходными природно-климатическими условиями.

Одним из разновидностей распространенного в Узбекистане дренажа совершенных типов является комбинированный дренаж, наиболее перспективный в условиях неоднородного литологического строения почвогрунтов, когда плохопроницаемые покровные мелкоземы подстилаются хорошо проницаемыми песчано-гравийными отложениями. Предшествующими исследованиями НПО САНИИРИ [6] обоснована техническая, мелиоративная и экономическая эффективность комбинированного дренажа, обеспечившая его широкое внедрение не только в республике, но и в других регионах орошаемого земледелия.

Технологический процесс строительства комбинированного дренажа [7] включал следующие виды работ:

- буровые — бурение скважин, спуск фильтровой колонны, засыпка гравийно-песчаной смеси и строительная откачка;
- земляные — рытье и ручная доработка котлована для сопряже-

ния вертикального и горизонтального элементов комбинированного дренажа;

монтажные — сборка узлов сопряжения вертикального и горизонтального элементов комбинированного дренажа в котловане.

Последние два вида требовали большого объема ручных работ в котловане в условиях постоянного подтопления грунтовыми водами, поступающими со стороны горизонтальной дрены и вертикальной самоизливающейся скважины.

Предлагаемый способ строительства [87], основанный на несложных конструктивных приспособлениях к рабочему оборудованию дреноукладчиков серийного производства, позволяет механизировать процесс сопряжения горизонтального и вертикального элементов комбинированного дренажа и полностью усовершенствовать весь технологический процесс.

В соответствии с этим предложением (рис. I), предусматривается предварительное устройство вертикальных дрен I, водоподъемная труба которых в верхней части на уровне отметки подключения к горизонтальному водоводу выполняется гибкой. Осуществляется это в процессе спуска фильтровой колонны при буровых работах путем присоединения к жесткой гладкой трубе 2 гибкой гофрированной трубы 3. После устройства всех вертикальных дрен в створе системы у каждой из них с помощью одноковшового экскаватора откапывают соединительные прямки 4, примыкающие к трассе горизонтального водовода.

Устройство горизонтального водовода 5 осуществляют дреноукладчиком, рабочее оборудование которого включает трубоукладчик в виде бездонного бункера 6 с направляющим трубопроводом 7. Подробное описание конструктивного приспособления к рабочему оборудованию дреноукладчика приведено ниже (рис. 2). По мере приближения к вертикальной дрене I в направляющий трубопровод 7 опускают заранее подготовленный отрезок гофрированной трубы 8 и проталкивают его до соприкосновения с ленточным конвейером 9, снабженным пружинным захватом 10. При проталкивании отрезка гофрированной трубы 8 его конец задевает предохранитель II (рис. I, а) и срабатывает пружинный захват 10 ленточного конвейера 9. Захваченный пружинным захватом 10, конец отрезка гофрированной трубы 8 извлекают на поверхность с помощью ленточного конвейера 9, приводимого в движение ручным вращением малого колеса 12, связанного с боль-

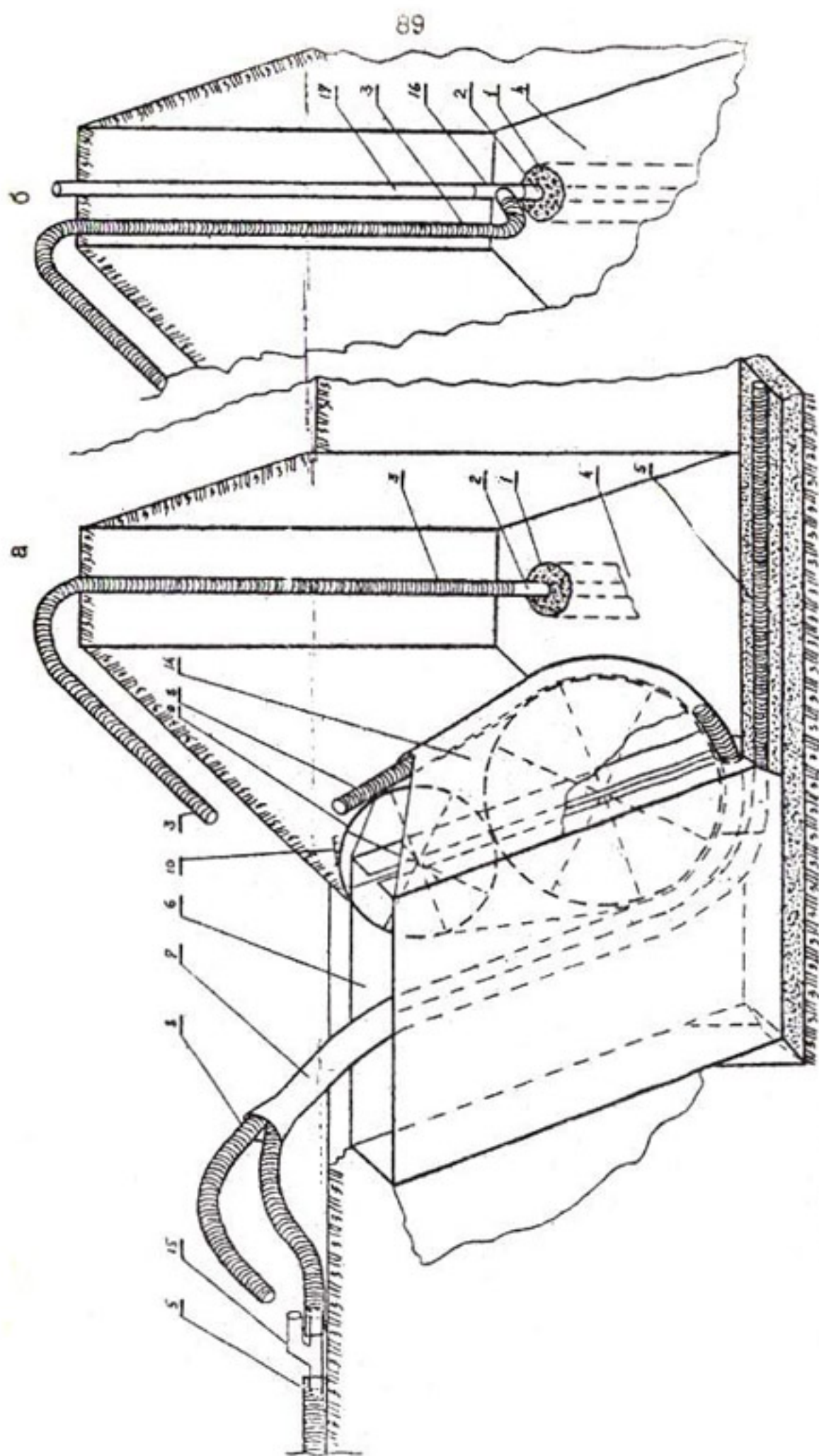


Рис. 1. Схема механизированного сопряжения вертикального и горизонтального элементов комбинированного дренажа с помощью гибкого конца водоподъемной трубы в вариантах без контрольной (а) и с контрольной трубой (б)

шим 13 (рис.2). Извлеченный на поверхность (рис.1,а) конец отрезка гофрированной трубы 8 высвобождают с ленточного конвейера 9, подтягивают в сторону приямка 4 и через продольный проем (рис.2,А-А) в боковой стенке защитного кожуха 14 ленточного конвейера 9 выводят к вертикальной дрене I. На поверхности земли концы отрезка гофрированной трубы 8 и гибкой части водоподъемной трубы 3 герметично стыкуют и опускают на дно соединительного приямка 4. Перевод гибкой части водоподъемной трубы 3 вертикальной дрены I в горизонтальное положение производят путем обратного вытягивания другого свободного конца отрезка гофрированной трубы 8 из направляющего трубопровода 7. По длине вытянутого конца отрезка гофрированной трубы 8 на поверхности земли обрезают поступающую в направляющий трубопровод 7 гофрированную трубу горизонтального водовода 5 и с помощью специального соединительного развилка 15 осуществляют параллельное сопряжение труб вертикальной дрены I и горизонтального водовода 5 с их последующей механизированной укладкой под грунт.

При устройстве варианта вертикальной дрены с выведенным на поверхность оголовком (рис.1,б) водоподъемную трубу 2 на отметке укладки горизонтального водовода снабжают тройником 16, к горизонтальному отводу которого прикрепляют гибкую трубу 3, а к вертикальному отводу - жесткую 17, предназначенную для ремонтно-эксплуатационных работ и контроля за техническим состоянием дрены.

При движении дреноукладчика со стороны открытого коллектора, куда выводится горизонтальный водовод, все вертикальные дрены подключаются предлагаемым способом. При этом нет необходимости в работах по отрывке траншеи одноковшовым экскаватором для вывода горизонтального водовода в открытый коллектор.

Горизонтальный водовод 5, сопрягаемый с вертикальными дренами I в створе, может выполняться перфорированным с круговой фильтровой защитой.

Заключительным этапом предлагаемого способа строительства является обратная засыпка всех приямков 4 и разравнивание трассы комбинированного дренажа бульдозером.

Конструктивно устройство для строительства комбинированного дренажа (рис.2) включает рабочее оборудование дреноукладчика, содержащее трубоукладчик в виде бездонного бункера 6 с

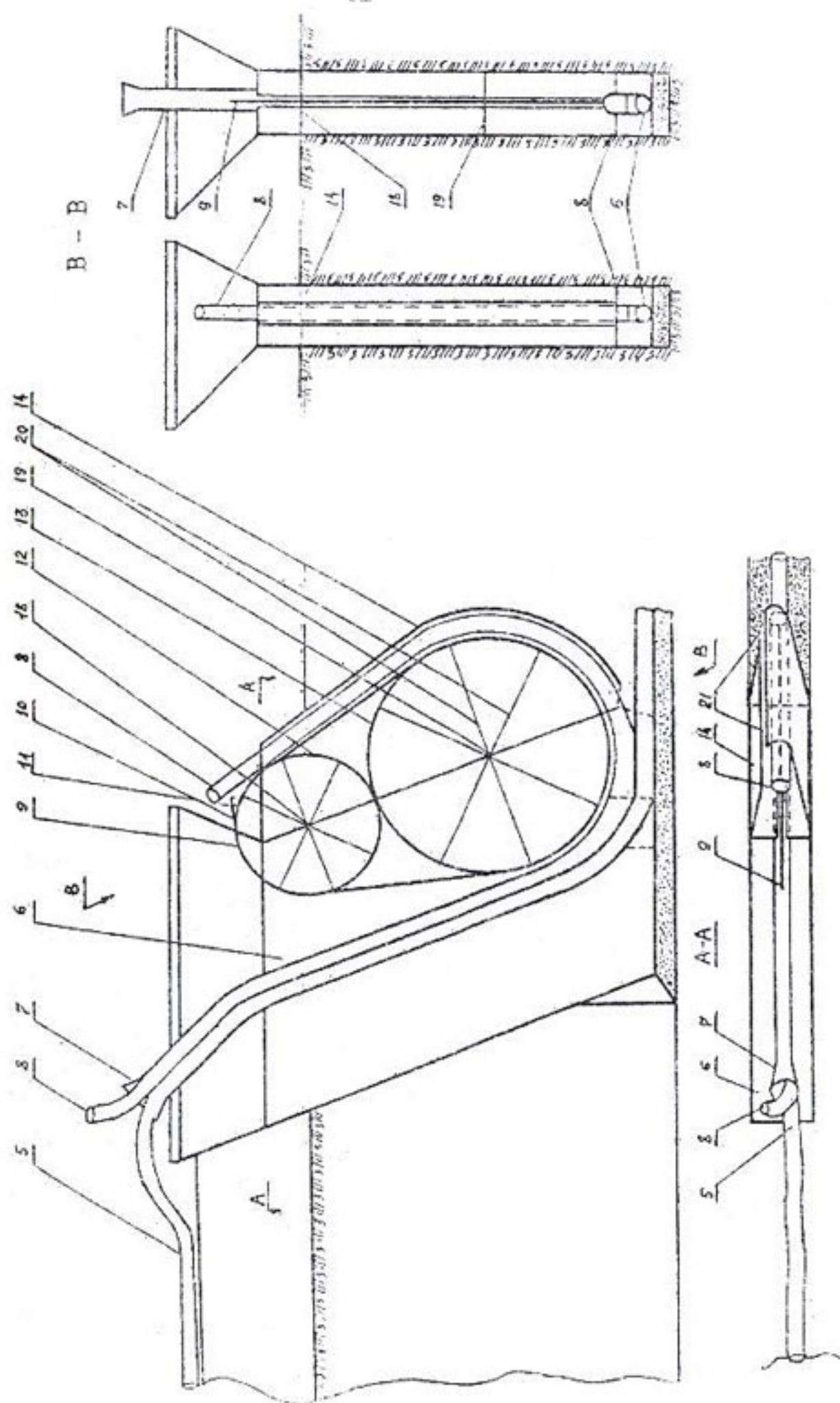


Рис. 2. Рабочее оборудование дреноукладчика: вид сбоку (А-А) и сверху (В-В)

овальным в поперечном сечении направляющим трубопроводом 7, служащим для одновременного пропуска над укладываемой трубой горизонтального водовода 5 отрезка гофрированной трубы 8. Задняя стенка бункера 6 снабжена продольной щелью, в которой параллельно его боковым стенкам размещен ленточный конвейер 9 с пружинным захватом 10 на предохранителе 11. Ленточный конвейер 9 включает два колеса - верхнее 12 и нижнее 13, соответствующие оси которых 18 и 19 прикреплены к задней стенке бункера 6 перпендикулярно ее продольной щели. Для обеспечения необходимого радиуса изгиба гофрированной трубы на ленточном конвейере 9 диаметр нижнего колеса 13 больше диаметра верхнего 12. Жесткость колес обеспечивается радиальными спицами 20. Наружная часть ленточного конвейера 9 защищена кожухом 14, боковые стенки которого раздвинуты у задней стенки бункера 6 (рис. 2, А-А) и плавно переходят в его боковые стенки. Боковая стенка кожуха 14 со стороны вертикальной дрены снабжена продольным проемом 21, предназначенным для выпуска гофрированной трубы 8 на дно отрываемой траншеи.

Приспособление для предлагаемой технологии строительства работает следующим образом.

Ленточный конвейер 9 в исходном состоянии устанавливается в строго фиксируемом сверху положении, когда пружинный захват 10 на предохранителе 11 оказывается у нижнего отверстия направляющего трубопровода 7. По мере приближения к вертикальной дрене I в верхнее отверстие направляющего трубопровода 7 одновременно с поступающей трубой горизонтального водовода 5 подаются отрезок горизонтальной трубы 8, который на выходе из нижнего отверстия направляющего трубопровода 7 соприкасается с ленточным конвейером 9. При проталкивании отрезка гофрированной трубы 8 его конец задевает предохранитель 11 и срабатывает пружинный захват 10 ленточного конвейера. Захваченный пружинным захватом 10 конец отрезка гофрированной трубы 8 извлекается на поверхность с помощью ленточного конвейера 9, приводимого в движение ручным вращением верхнего колеса 12. После стыковки на поверхности земли извлеченного конца отрезка гофрированной трубы 8 с гибким концом водоподъемной трубы 3 вертикальной дрены I вся трубчатая плеть через продольный проем 21 защитного кожуха 14 опускается на дно грядки 4 и вытягивается в обратной последовательности за другой, свободный, конец отрезка гофрированной

трубы 8 у верхнего отверстия направляющего трубопровода 7. После параллельного сопряжения труб вертикальной дрены I и горизонтального водовода 5 устройство обеспечивает их укладку под грунт.

Таким образом, упрощаются все работы по сопряжению горизонтального и вертикального элементов комбинированного дренажа и выполняются на поверхности земли без спуска в котлован механизированным способом за один проход дреноукладчика.

Список использованной литературы

1. Д у х о в н ы й В. А., Д у х о в н ы й Д. В. Современные подходы к дренированию орошаемых земель за рубежом // Сб. научн.тр. САНИИРИ. Ташкент, 1987. С.3-23.
2. Drainage of irrigation lands, - Editor-in-chief - T.Shifgarde, Denver, 1983. 386 p.
3. Drainage Principles and Applications. - Editor-in-chief - H.F. Ritzeme, ILRI Wageningen, The Netherlands, 1994. 1125 p.
4. B o u m a n s J.H. Modern drainage technology for the reclamation of saline land. Proceedings of Symposium on the Reclamation of salt affected soils. Beijing, 1985.
5. H u l s b o s W.C. Recent developments in drainage. - Arnhem. Netherlands, 1988. P.2-8.
6. У м а р о в П. Д. Исследование эффективности комбинированного дренажа в Каршинской степи и пути ее повышения // Автореф.дис. к.т.н. Ташкент, 1983. 19 с.
7. Д у х о в н ы й В. А., Я к у б о в Х. И. У м а р о в П.Д., Л ю б а р Р. Г. Технология строительства комбинированного дренажа в Каршинской степи и на юге Каракалпакии // Сб. научн.тр. САНИИРИ. Ташкент, Вып.159. 1979. С.5-17.
8. У м а р о в П. Д. Способ строительства комбинированного дренажа и устройство для его осуществления. Автор.свид.СССР № 1794982. Б.И. № 6, 1993.

НОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ДЛЯ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ВОДОПРИЕМНОЙ СПОСОБНОСТИ ФИЛЬТРОВ СКВАЖИН ВЕРТИКАЛЬНОГО ДРЕНАЖА

Для поддержания производительности скважин и эксплуатационной надежности систем вертикального дренажа широко применяется эрлифтное устройство. В отдельных регионах используют механический способ [1]. Известен импульсный метод [2], основанный на использовании детонирующих торпед, импульса электроразряда, взрыва пороха, дающий достаточно высокий эффект. Однако из-за сложности организации и технологии работ данный метод широко не распространен в условиях Средней Азии, хотя хорошо зарекомендовал себя в европейской части СНГ [3-5].

В целях восстановления дебитов скважин вертикального дренажа, эксплуатируемых в условиях Средней Азии и Казахстана нами разработано устройство, основанное на взрыве газовой смеси [6]. Для взрыва к газам (ацетилен, пропан, водород и др.) необходимо примешивать кислород или воздух. Водород занимает особое место, так как при его сжигании образуются пар, который, конденсируясь, превращается в воду. Водородно-кислородную смесь стехиометрического состава в соотношении 2:1 довольно легко получить путем электролиза воды в аппарате для очистки фильтров. Устройство работает автономно и не нуждается в периодических подъемах для вентиляции, зарядки и спуска в зону фильтра для производства работ. Газогенератор вырабатывает смесь, содержащую горючее и окислитель такого состава, который позволяет осуществлять рабочий цикл по практически безотходной технологии. Принципиальная схема устройства для очистки фильтра скважин вертикального дренажа представлена на рис.1.

В рабочей (взрывной) камере устройства процесс горения кислородно-водородной смеси происходит в замкнутом объеме без теплообмена с окружающей средой и подчиняется закону идеальных газов

$$P_r = P_0 (V_0 / V_r) (T_r / T_0),$$

где P_r - давление при горении; V_0 - объем газообразных продуктов взрыва при нормальных условиях (температуре T_0 и давлении P_0); V_r - объем, занимаемый газовой смесью; T_r - температура горения.

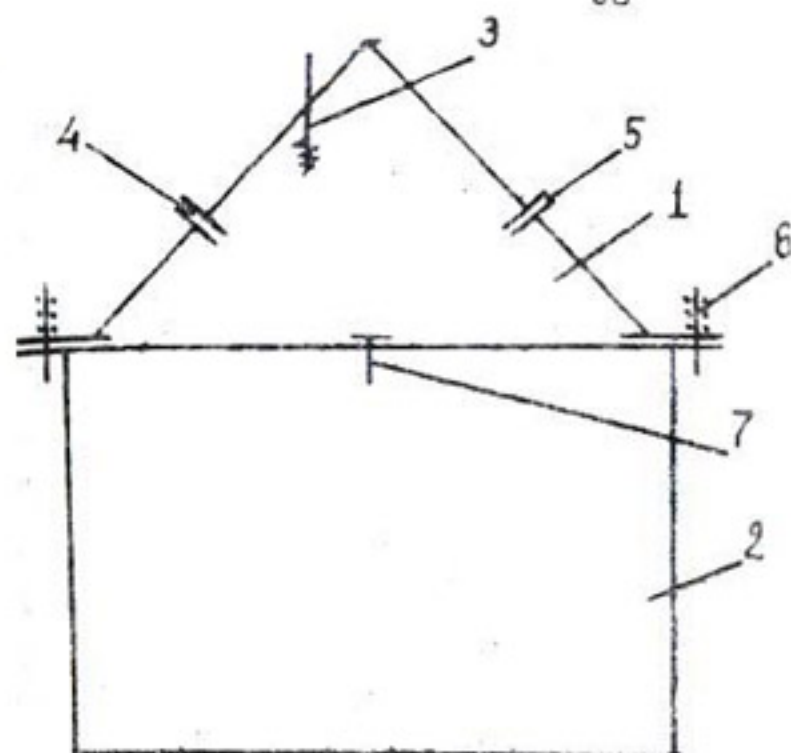


Рис.1. Газовзрывное устройство:

1 - взрывная камера; 2 - газогенератор; 3 - свеча; 4, 5 - впускной и выпускной вентиля; 6 - регулировочные приспособления; 7 - обратный клапан

По результатам расчета P_r может в 10 раз превзойти первоначальное, которое регулируется при помощи регулировочных приспособлений устройства. Этот показатель необходимо учитывать при производстве работ, так как с увеличением плотности газовой смеси возрастает параметры воздействия взрыва на фильтр и профильтровую зону скважин.

По литературным данным, в промышленных электролизерах практический расход электроэнергии для получения 1 м³ водорода и 0,5 м³ кислорода в среднем составляет 5,9 кВт·ч, а в пересчете на 1 дм³/с газовой смеси - 14,1 кВт·ч.

Учитывая условие работы устройства, в качестве свечи поджига можно использовать отрезок из спирали, выпускаемой по ТУ 16538.080-79. Результаты исследований, проведенных нами, показали, что при обеспечении взрывной камеры водородно-кислородной или другой рабочей смесью межвзрывной интервал времени регулируется с увеличением или уменьшением длины спирали (рис.2). Статистической обработкой полученных данных на ЭВМ установлена экспоненциальная связь между длиной спирали и ее временем накопления при напряжении 36 В (трансформатор переменного тока ОСО-025-УЗ по ТУ-16-517.729-7).

При работе в камере устройства происходит детонация пламени. При этом в зоне реакции развиваются очень высокие температуры - 4000°С, которые вызывают диссоциацию воды и даже молекул

водорода [7]

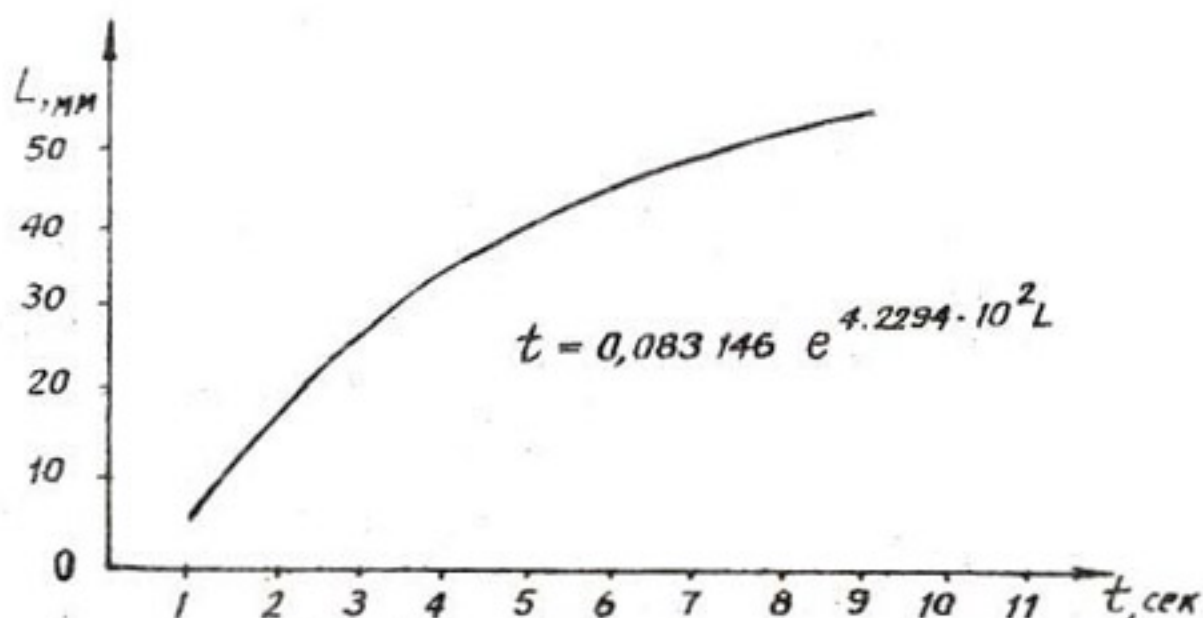
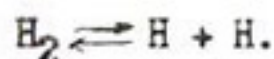
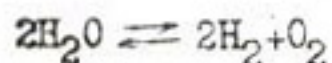


Рис.2. Зависимость времени (t) нагрева от длины (L) электрической спирали.

Разработанное устройство отличается от известных возможностью регулирования исходной степени давления рабочей смеси во взрывной камере. В скважине независимо от глубины нахождения устройства по стенкам фильтра наносятся гидродинамические удары постоянной мощной силой. Устройство особенно эффективно в неглубоких скважинах, в связи с чем широко применяется на скважинах вертикального дренажа, эксплуатируемых в Чилийском районе Кнзлординской области.

Скважины оборудованы трубчатыми фильтрами с круглой перфорацией. Снаружи каркас обшит стальной проволокой. Диаметр фильтровых каркасов 324 и 377 мм. Глубины скважин 3 и 4 перед очисткой составляли соответственно 43,2 и 37,50 м. Минерализация откачиваемых ими вод 1,25 и 1,297 г/л. Скважина 3 эксплуатируется с 1978 г. При вводе в эксплуатацию была оборудована электропогружным насосом типа ЭЦВ 10-120-60. Дебит составлял 30 л/с. В апреле 1989 г. получено 18 л/с при динамическом уровне 24,0 м. Удельный дебит 0,83 л/с на 1 м понижения. Скважина обработана

газовзрывным устройством, межвзрывной интервал 20-25 см. Изменение устройства обеспечивается с помощью пневмоимпульсного агрегата марки АСП-Т. После обработки дебит скважины возрос до 25 л/с при динамическом уровне воды 18 м.

Скважина 2 эксплуатируется с 1979 г. Перед очисткой (04. 1989) ее дебит составил 5,6 л/с, а удельный — 0,42 л/с м. После обработки удельный дебит повысился до 2,88 л/с м, или в 6,86 раза. Сравнительные данные о восстановлении работоспособности скважин газовзрывом приводятся в таблице.

Разработчик	Номер скважины	Продолжительность эксплуатации, лет	Глубина скважины, м	Диаметр фильтра, мм	Изменение удельного дебита, л/с·м			Увеличение, раз
					исходный	до очистки	после очистки	
ЛИСИ	2373	18	43	219	0,50	0,10	0,30	3,0
БелШИ	I	5	40	168	0,80	0,30	0,60	2,0
	I		44	325	0,67	0,17	0,54	3,2
	3		44	325	0,67	0,19	0,61	2,9
САНИИРИ	3	II	43,20	325	1,95	0,83	1,84	2,21
	4	IO	37,50	377	2,75	0,42	2,88	6,36

Как видно, при импульсном способе очистки с применением газовой смеси восстановление составляет 60-100% от исходного. Причем самый высокий показатель наблюдался при очистке скважин вертикального дренажа с применением устройства САНИИРИ. Одним из важных показателей эффективности производительности скважин является степень насыщенности их водопримной зоны. В связи с этим на основе полученных в натурных условиях данных мы определяли степень насыщенности водопримной зоны указанных скважин вертикального дренажа. Расчет выполнялся по известной методике [87]

$$K/K_0 = (1 - \alpha),$$

где K и K_0 — начальный и текущий коэффициенты фильтрации;
 α — насыщенность порового пространства,

$$\alpha = (n_0 - n) / n_0,$$

n и n_0 — начальная и текущая пористость.

Отсутствие затрубных пьезометров скважин затрудняет определение коэффициентов фильтрации водоприемной зоны. В этих условиях используют зависимость

$$K = 0,183 Q / \theta,$$

где Q — дебит скважины, $\text{м}^3/\text{ч}$, или $\text{л}/\text{с}$; θ — величина, выражаемая тангенсом угла наклона прямой $S_e/q = f(q)$ к оси абсцисс.

При использовании взрывов газовой смеси для очистки (декольматажа) скважин коэффициент фильтрации водоприемной зоны меняется довольно значительно. По нашим исследованиям, в скважине 3 он повысился с 1,83 до 11,7 $\text{м}/\text{сут}$, или в 6,05 раз, в скважине 4 — с 3,62 до 26,3, или в 7,19 раз, что составляет 90–100% от исходного.

Список использованной литературы

1. Руководство по восстановлению дебитов скважин вертикального дренажа механическим способом. Ташкент, 1988. 57 с.
2. Фатрахматов Р. А., Якубов Х. И. К вопросу надежности скважин вертикального дренажа на примере Джетысайского управления эксплуатации вертикального дренажа (ДУЭВД) // Сб. науч. тр. Среднеаз. НИИ ирригации. Вып. 163, 1981. С. 65–73.
3. Ловля С. А. Взрывные работы в водозаборных скважинах. М.: Недра, 1971. 119 с.
4. Романенко В. А. Электрофизические способы восстановления производительности водозаборных скважин. Л.: Недра, 1980. 79 с.
5. Алексеев В. С., Гребенников В. Т. Восстановление дебитов скважин. М., 1989. 205 с.
6. Якубов Х. И., Насонов В. Г., Ахмедов И. Устройство для очистки фильтра скважины. А.с. СССР № 1491975. Б.И. № 25, 1989.
7. Балашканд М. И., Ловля С. А. Источники возбуждения упругих волн при сейсморазведке на акваториях. М.: Недра, 1977. 150 с.
8. Алексеев В. С., Гребенников В. Т. Восстановление дебитов водозаборных скважин. М., 1987. 239 с.

ВОПРОСЫ ПЕРСПЕКТИВНОЙ ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА
ЗАКРЫТОГО ДРЕНАЖА В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ
УСЛОВИЯХ

В Узбекистане, как и в других регионах аридной зоны, орошаемые земли дренируются. При этом широко используется закрытый горизонтальный дренаж — траншейный с разновидностью: узкотраншейный, широкотраншейный и бестраншейный. Они характеризуются оптимально возможными минимальными затратами на выполнение работ в конкретных инженерно-геологических условиях, которые по состоянию грунта в вертикальных стенках траншей подразделяются на три группы: устойчивые, неустойчивые и оплывающие.

В устойчивых грунтах наиболее эффективный и широко используемый способ строительства закрытых дрен — узкотраншейный, оснащенный необходимой технологией.

В неустойчивых грунтах при уровне грунтовых вод, как правило, не превышающем отметки дна отрываемой траншеи, наиболее эффективный бестраншейный способ с применением соответствующих дренаукладчиков с пассивным рабочим органом. В подобных условиях в отдельных случаях могут использоваться также узкотраншейные дренаукладчики, снабженные транспортом для одновременной полной обратной засыпки траншеи, или технологический комплекс машин, выполняющий одновременно все процессы — от рытья траншеи, укладки дренажной линии до полной обратной засыпки ее грунтом.

Для работы в неустойчивых обводненных грунтах требуется широкотраншейный способ, предусматривающий предварительное местное понижение УГВ. В настоящее время практически единственный способ для строительства закрытого дренажа в сложных инженерно-геологических условиях. Характеризуется значительным объемом земляных работ и затратами ручного труда, энергоемкостью, низкими темпами и качеством строительства. Кроме того, часто требуются большие интервалы между отрывом траншеи и укладкой дренажной линии в целях осушения "строительного" откоса, что очень неудобно в организации работ и по техническим причинам не следует допускать. В целом такие условия для строительства определены нами как сложные.

Анализ имевшихся данных не позволил конкретно оценить какие-либо четкие тенденции по способам строительства закрытого дренажа в сложных инженерно-геологических условиях. Вместе с тем многолетними исследованиями установлено, что надежность работы закрытого дренажа зависит как от правильности его проектирования, так и от точности исполнения проекта при строительстве, а также правил эксплуатации. Правильно запроектированная и качественно построенная закрытая дрена рассчитывается на нормативную работу в течение 50 лет. В Средней Азии подобные примеры имеются. Так, в Мургабском оазисе в районе г. Байрам-Али закрытый дренаж построен в 1914 г., а в 1934-1935 гг. этот участок был расширен с дополнительным строительством. В Узбекистане закрытый дренаж впервые построен в 1928 г. на опытной станции (ЦОМС, СоюзНИХИ) в Золотой Орде (Голодная степь), который функционирует и в настоящее время.

При решении проблемы строительства закрытого дренажа в сложных инженерно-геологических условиях САНИИРИ предложен ряд технических разработок, зарегистрированных комитетом по изобретениям и открытиям и защищенных авторскими свидетельствами на рабочее оборудование щелевого дреноукладчика (а.с. № 1317072), способ строительства закрытого дренажа в сложных условиях (а.с. № 1614550 и № 1714054).

Дреноукладчики, имеющиеся в строительных организациях Узбекистана, достаточно хорошо работают в условиях устойчивых грунтов природной влажности. Вместе с тем в процессе исследований отмечалась возможность использования некоторых из них для работы в условиях малоустойчивых грунтов при повышенной влажности. Этот позитивный эффект мы относим к повышенной рабочей скорости при укладке дренажного трубопровода с волокнистым фильтром заводской готовности, что позволило работать без остановок и с лучшим условием отвода высачиваемой грунтовой воды из вскрытой части траншеи.

В качестве технического решения, предполагающего работу дреноукладчика "насухо", предложены две конструкции основных элементов закрытой дрены (рис. I, а, б), обеспечивающих быстрый и беспрепятственный отвод грунтовой воды, высачиваемой во вскрытую часть траншеи. Обе конструкции предусматривают укладку дренажной линии с комбинированным фильтром на проектную глубину траншеи,

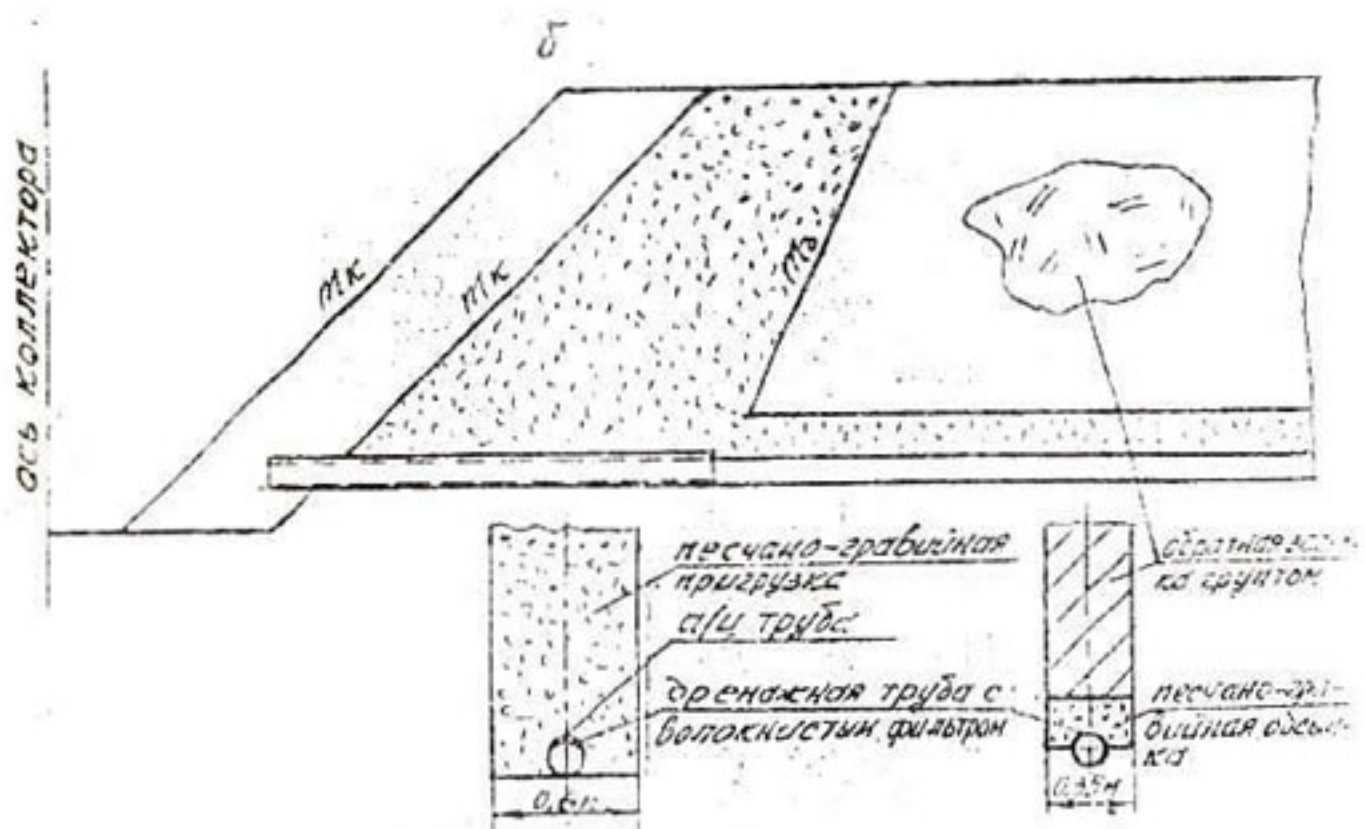
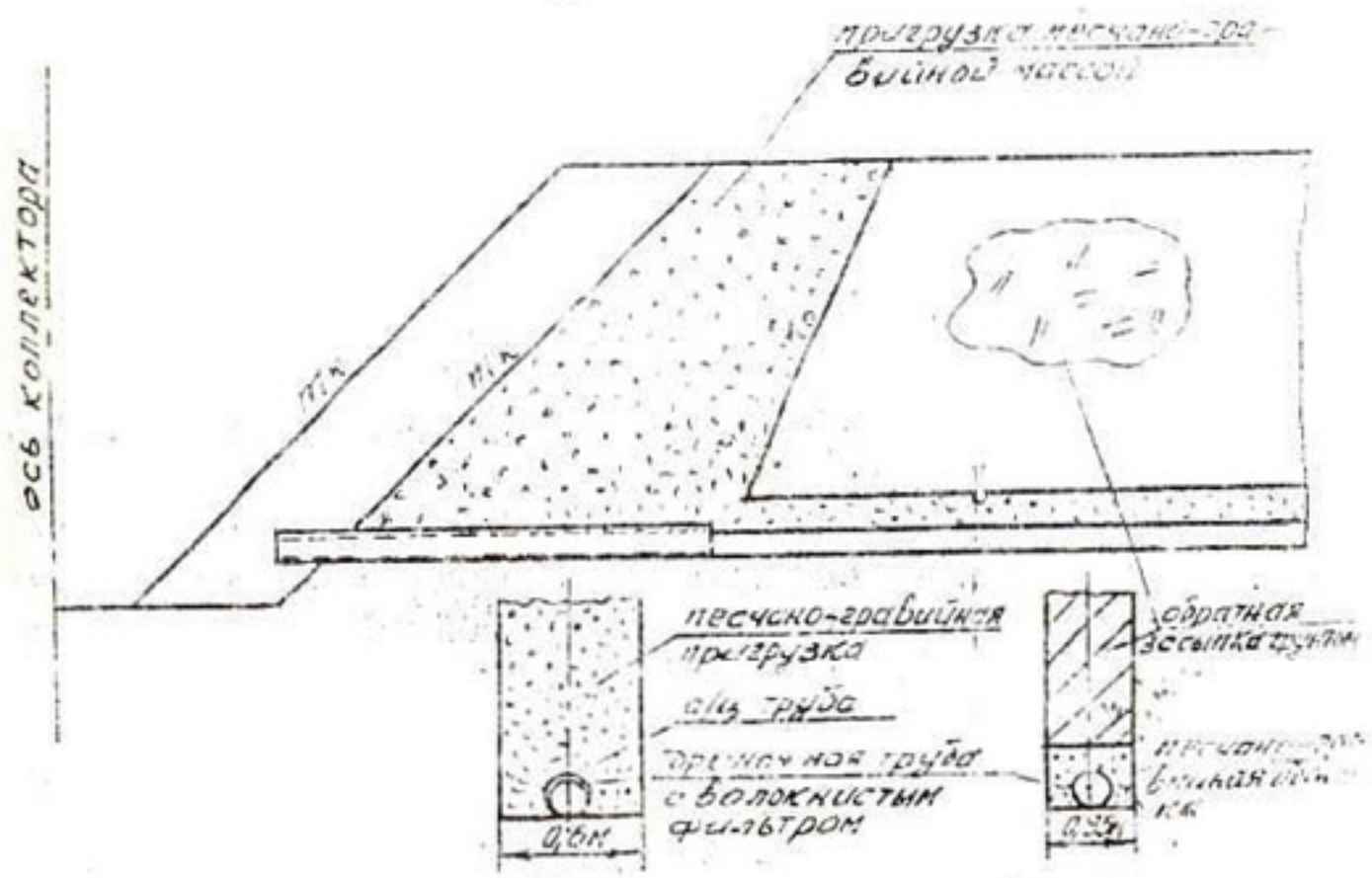


Рис. I. Конструкция дренажной линии, уложенной на дне траншеи (а) и в ложе (б)

при которой глубина дренажного трубопровода увеличивается на размер толщины слоя песчано-гравийной подсыпки. Кроме того, конструкция (рис. 1, б) получает дополнительное заглубление на величину (0,7-0,8) от наружного диаметра трубопровода и обеспечивает, благодаря плотной укладке в ложе материкового грунта повышение его несущей способности.

Для подтверждения этих положений в программу исследований были включены теоретические и технические решения по конструкции закрытой дрены, обеспечивающей ее высокую технологичность при строительстве и устойчивость при эксплуатации, средствам механизации и методам организации работ, обеспечивающих высокое качество элементов дренажной линии со стопроцентной надежностью исполнения всех операций технологического процесса строительства.

Для обоснования возможности и допустимости принятого технического решения по конструкции водоприемной части закрытой дрены выполнен фильтрационный расчет по пяти основным вариантам (рис. 2, а, б, в, г, д) и пяти подвариантам, отличающимся наличием дополнительного волокнистого фильтра. Для расчетов использовался метод фильтрационных сопротивлений, широко распространенный при решении многих частных задач геофильтрации.

Все расчеты по основным вариантам и подвариантам выполнены для двух условий расположения водоупора: $m_d < \frac{B}{4}$ и $m_d > \frac{B}{4}$.

Удельный приток к дрене подсчитывался по формулам

$$q = \frac{2 \cdot \pi \cdot K \cdot H_p}{B \cdot \left(\ln \frac{2B}{\pi D} + \Phi_i \right)}, \quad (1)$$

$$q = \frac{\pi \cdot K \cdot H_p}{B \cdot \left(\ln \frac{2 \cdot B}{\pi \cdot \sqrt{2 \cdot D \cdot H_p}} + \Phi_i \right)}, \quad (2)$$

где K - коэффициент фильтрации дренируемого грунта; H_p - расчетный напор; B - междреннее расстояние; D - наружный диаметр дренажной трубы; Φ_i - фильтрационное сопротивление на несовершенство дрены по характеру вскрытия пласта, зависящее от конструкции дренажной трубы, параметров фильтров и схемы их укладки.

Окончательные результаты приведены в табл. I.

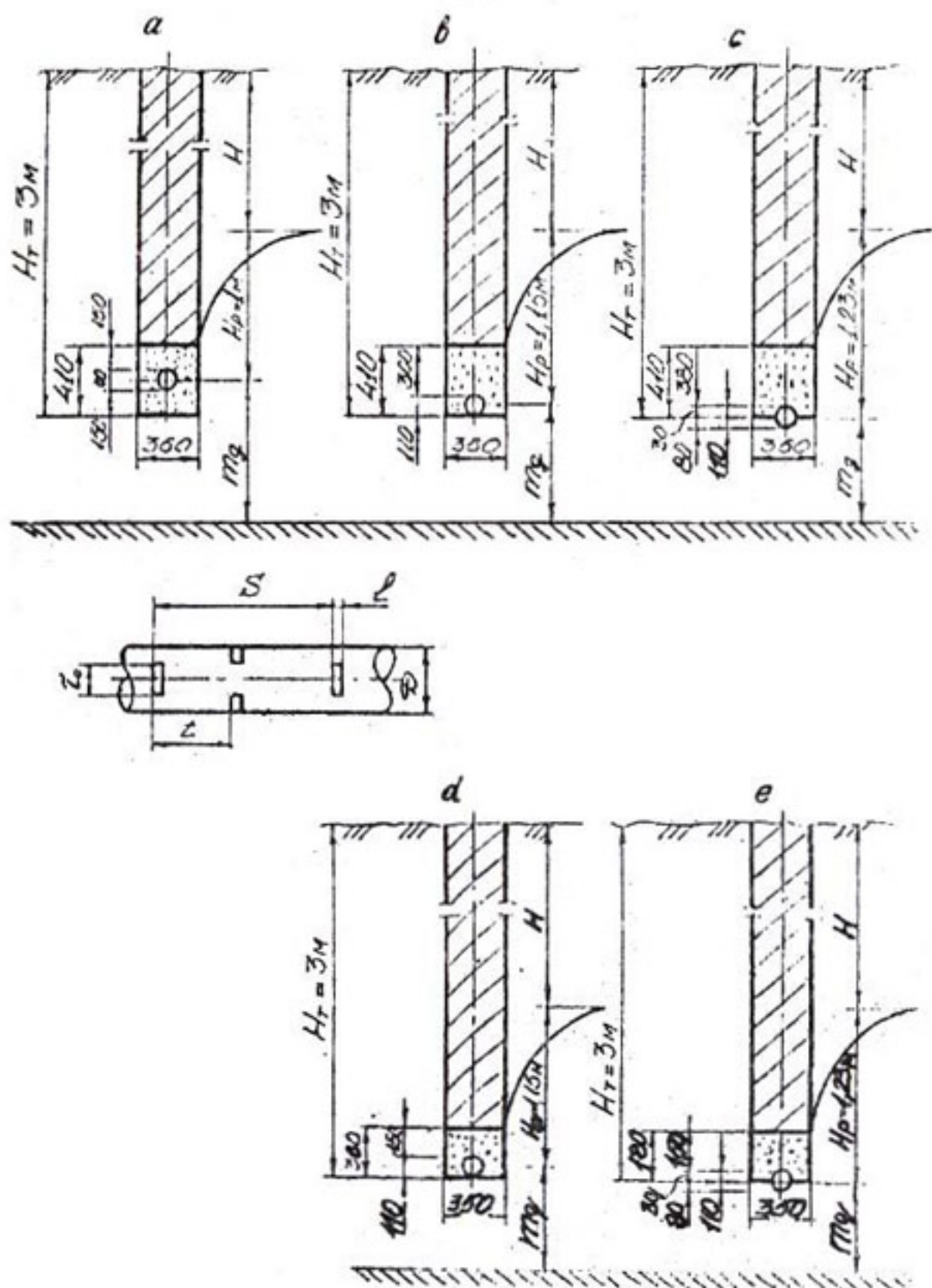


Рис.2. Поперечные сечения дренажной линии:

а - дренажная труба расположена в центре обсыпки;
 б - на дне траншеи; в - в ложе материкового грунта; д -
 на дне траншеи с сокращенным объемом обсыпки; е - в ложе
 с сокращенным объемом обсыпки

Т а б л и ц а I

Показатель	Величина показателей по вариантам								
	I.1	I.2	II.1	II.2	II.3	III.1	III.2	IV.1	IV.2
Глубина траншеи, м	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Расчетный напор, м	1,0	1,0	1,15	1,15	1,15	1,23	1,23	1,23	1,23
Высота песчано-гравийного фильтра, м	0,41	0,41	0,41	0,41	0,205	0,41	0,41	0,205	0,205
Уд. приток к дрене, л/с. га по ф. I	0,40	0,414	0,459	0,480	0,220	0,495	0,509	0,469	0,485
Уд. приток к дрене, л/с. га по ф. 2	0,272	0,286	0,318	0,325	0,316	0,347	0,361	0,322	0,397

Анализ результатов всех решений показывает, что особое внимание заслуживает конструкция, рассмотренная в пятом варианте, позволяющем сократить расход песчано-гравийного фильтра на 46-52% без уменьшения водоприемной способности дрена или увеличить междренное расстояние.

Большой эффект при строительстве закрытого дренажа может быть получен при использовании предложенных конструкций водоприемной части. Для упрощения рабочего органа дреноукладчиков и получения практического эффекта свободного и быстрого водоотведения из зоны укладки дренажной линии продублированы основные аналитические решения в лабораторных условиях. Исследования выполнялись методом электродинамических аналогий (ЭГДА), в которых не учитывалось сопротивление волокнистого фильтра. Это связано с большим коэффициентом фильтрации (до 110 м/сут) и сравнительно малой толщиной волокнистого материала $\delta = 4$ мм. Учет этих параметров мог бы значительно осложнить построение модели и выполнение экспериментальных работ. В то же время изменение величины расхода дрена не превысило бы точности измерений на интеграторе ЭГДА, которая колеблется обычно в пределах $\pm (2,5-4\%)$.

Результаты лабораторных исследований после обработки приведены в табл.2.

Т а б л и ц а 2

Показатель	Величина показателей по вариантам			
	1	2	3	4
Глубина траншеи, м	3,0	3,0	3,0	3,0
Ширина траншеи, м	0,35	0,35	0,35	0,35
Расчетный напор, м (понижение)	1,0	1,15	1,2	1,2
Высота отсыпки песчано-гравийного фильтра, м	0,41	0,41	0,41	0,205
Удельный расход дрена с ПГФ, л/с.га	0,175	0,204	0,206	0,186
Удельный расход дрена без ПГФ, л/с.га	0,156	0,183	0,181	

Анализ данных табл.2 подтверждает результаты аналитических решений (табл.1) и позволяет уверенно рекомендовать к широкому применению в производственных условиях конструкции закрытых дрена, обеспечивающие повышенную функциональную способность.

Лабораторный эксперимент был продублирован методом конечных элементов Галеркина. Исследовались два основных варианта, отличающиеся расположением трубчатой линии дрена в центре песчано-гравийной отсыпки и на дне траншеи.

По методу Галеркина область фильтрации разбивалась на элементы. Для расчетов принята объемная модель с двумя сечениями, расположенными на расстоянии 1 м.

Границы сечений определены сверху по линии положения уровня грунтовых вод (УГВ), снизу, слева и справа - на расстоянии 3 м симметрично относительно оси дрена.

Расчеты выполнялись на электронной цифровой вычислительной машине (ЭЦВМ). Вычисленные притоки грунтовой воды к дренам по вариантам, соответствующим различному положению водоупора, приведены в табл.3. В обоих вариантах при укладке дренажного трубопровода на дно траншеи при одной и той же ее глубине приток увеличивается на 15-17%.

Наименование статьи	Дренажная труба на грав.обсыпке	Дренажная труба на дне тран- шеи	Разность
<u>Вариант 1</u>			
Левая граница	0,228012	0,262481	0,0345
Правая граница	0,228540	0,262667	0,0341
Граница снизу	0,186527	0,214248	0,0277
Приток к дрене, м ³ /сут	0,659711	0,754624	0,0949
<u>Вариант 2</u>			
Левая граница	0,299609	0,342514	0,0429
Правая граница	0,298600	0,341886	0,0433
Граница снизу	0,000692	0,001582	0,0069
Приток к дрене, м ³ /сут	0,593970	0,690791	0,0968

Анализ данных табл.3 подтверждает ранее сделанные выводы, а также представляет интерес для дальнейших лабораторных исследований.

Рекомендуемые конструкции водоприемной части закрытой дрены позволяют не только улучшить отвод грунтовой воды из зоны укладки дренажной линии и сократить расход фильтрующих материалов, но и упростить укладывающий рабочий орган дреноукладчика. Последний при прочих равных параметрах позволит за счет сокращения удельного расхода фильтра увеличить длину укладки дренажной линии после каждой загрузки и в конечном счете увеличить сменную производительность.

Разработка новой конструкции рабочего органа для узкотраншейного дреноукладчика должна быть включена в перспективную тематику НПО САНИИРИ в 1995 г.

Большие масштабы строительства (до 3,5 тыс.км/год) требуют соответственно значительных капитальных вложений. В связи с этим НПО САНИИРИ разработана конструкция цепного роющего органа для узкотраншейного дреноукладчика, теоретически позволяющего резко увеличить скорость резания и снизить удельную энергоемкость. Применение высоких скоростей резания у целевых рабочих ор-

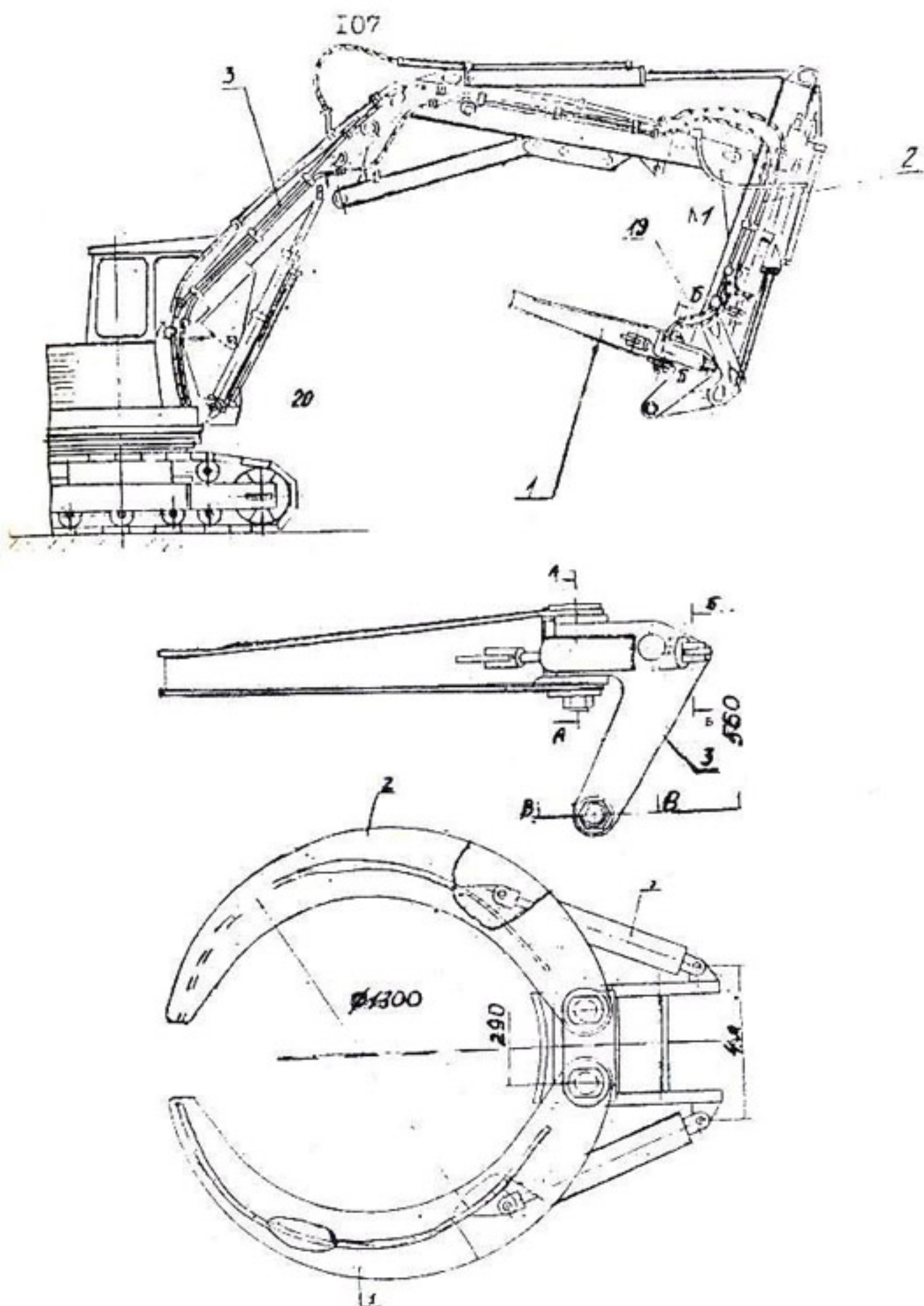


Рис.3. Экскаватор типа ЭО-4121 с рабочим оборудованием манипулятора

ганов и производственный опыт использования их для роющих органов узкотраншейных дреноукладчиков иностранных фирм показали, что при увеличении производительности общая выработка дреноукладчиков также повышалась, но значительно медленнее из-за увеличения износа при падении наработки цепи до ее замены. С учетом этого наша разработка была направлена на снижение или полное исключение износа некоторых деталей цепи путем размещения их между стальными осью и обоймой, резиновой втулкой, которая при сборке цепи неподвижно фиксируется отверстием на оси, а наружной поверхностью — в обойме.

Весьма эффективна разработка новой организации доставки к дреноукладчику песчано-гравийного фильтра с целью сохранения его кондиционного состава, исключения массовых потерь и загрязнения. Без промежуточных перевалок фильтр перевозится в стальных контейнерах в виде усеченного конуса с малым основанием (дном), ориентированным вниз. Такая форма контейнеров исключает строгую ориентацию их, что очень важно при расстановке по трассе и захвате манипулятором для перегрузки фильтра в дреноукладчик, а также при погрузочно-разгрузочных работах. Характерной особенностью конструкции контейнера с произвольной ориентацией является внешний пояс, обеспечивающий жесткость и удобство для захвата при погрузке, съеме и опрокидывании его для выгрузки фильтра в бункер дреноукладчика.

Для транспортирования контейнеров с фильтром рекомендуется серийный сорокатонный прицеп на пневмоходу, на платформе которого запроектировано ограждение, позволяющее устанавливать контейнеры в два этажа. В качестве тягача используют промышленный трактор модели К-701 с крановым оборудованием, выполненным с телескопической стрелой, которое будет применяться для погрузки и съема инвентарных контейнеров. За одну ходку погрузочно-транспортный агрегат способен доставить на строительство закрытой дрены 19 контейнеров общей объемной массой 23-27 м³ песчано-гравийного фильтра.

Для загрузки дреноукладчика песчано-гравийным фильтром из инвентарных контейнеров разработан манипулятор, выполненный в виде сменного оборудования к обратной лопате одноковшового экскаватора (рис.3). Перегрузочный механизм передвигается рядом с дреноукладчиком, поочередно захватывает контейнеры, расставленные по

трассе впереди его движения, и выгружает из каждого песчано-гравийный фильтр с некоторой растяжкой по времени для плавной загрузки бункера. Опорожненные контейнеры складываются перегружателем на той же трассе, но сзади себя. В качестве базовой машины для перегружателя предусмотрен экскаватор модели ЭО-4121 с рабочим оборудованием обратной лопаты, на рукояти которого вместо ковша монтируется манипулятор (рис.3) с гидроуправлением.

А.Абиров

ОПЫТ СТРОИТЕЛЬСТВА ДРЕНАЖНЫХ СКВАЖИН ИЗ НЕМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРУБ И ИХ ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

По данным проектных и строительных организаций системы Минводхоза РУз, 50-55% стоимости сооружений составляют затраты на материалы. В связи с этим особое значение приобретает разработка рекомендаций по замене металлических фильтровых каркасов и обсадных колонн на трубы из неметаллических материалов, способствующих снижению единовременных капитальных вложений на строительство и обеспечивающих долговременную стабильную работу скважин вертикального дренажа.

Металлические трубы различной модификации, используемые в настоящее время при строительстве дренажных и водозаборных скважин в качестве фильтрового каркаса, подвержены коррозионным разрушениям, что резко снижает дебиты и мелиоративную эффективность дренажа.

На многих объектах системы вертикального дренажа интенсивное снижение производительности и удельного дебита в зависимости от гидрохимического состава откачиваемых вод начинается на 4-5-й год эксплуатации, на 7-8-й год во многих регионах оно составляет 40-60% от первоначального. Из-за резкого снижения дебита нередки случаи необоснованного преждевременного переобустройства дренажных скважин.

В 1987-1988 г. в Узбекистане впервые на строительстве дренажных скважин применялись в качестве фильтрового каркаса и обсадных колонн асбестоцементные и полиэтиленовые непорные трубы с наружными диаметрами 400, 315 и 500 мм по ГОСТ 539-80 и 18599-83.

Муфты для соединения полиэтиленовых труб отечественной промышленностью не выпускаются. При использовании таких труб в отраслях народного хозяйства соединение их чаще всего производят сваркой с помощью специальной установки. В отдельных случаях полиэтиленовые трубы диаметром до 160 мм соединяют резьбой. К асбестоцементным трубам муфты выпускаются.

В Германии и других странах Европы для соединения пластиковых труб применяют металлические муфты, в США — муфты из полистрола, металла и жесткого поливинилхлорида.

Использование асбестоцементных и полиэтиленовых труб в качестве фильтрового каркаса при строительстве дренажных скважин связано с определенными сложностями технологии производства работ: отсутствием стандартных стыковых соединений, выпускаемых труб заводом-изготовителем, и станка по изготовлению фильтровых каркасов из неметаллических труб.

По проекту института "Узгипроводхоз" в Бухарской и Ферганской областях в 1987–1988 гг. построены из асбестоцементных и полиэтиленовых труб более десяти дренажных скважин.

Фильтры из асбестоцементных труб выполняются путем сверления в шахматном порядке одиночных отверстий диаметром 8–10 мм со скважностью 10–12%. Перед изготовлением каркаса на поверхности трубы намечают расположение отверстий или щелей. Расстояние между осями отверстий определяется в зависимости от скважности и диаметра фильтрового каркаса (рис. 1). Нарезки щелей на фильтровом каркасе рекомендуется выполнять винтообразно, с углом наклона к образующей 15° , что обеспечивает наибольшую прочность фильтровых труб. При изготовлении фильтров из асбестоцементных труб обточенные концы их не перфорируются. При использовании полиэтиленовых труб длиной 15–20 см их концы также не перфорируются.

При строительстве дренажных скважин использовались два вида стыковых соединений: на болтах и с помощью металлических хомутов. Стыковые соединения, осуществляемые с помощью болтов, менее технологичны, требуют больших затрат на изготовление соединительных узлов.

Хомуты обычно изготавливаются из металлических труб диаметром, равным диаметру неметаллических фильтровых каркасов (или больше него) и толщиной стенок не менее 8–10 мм. Высота хомута

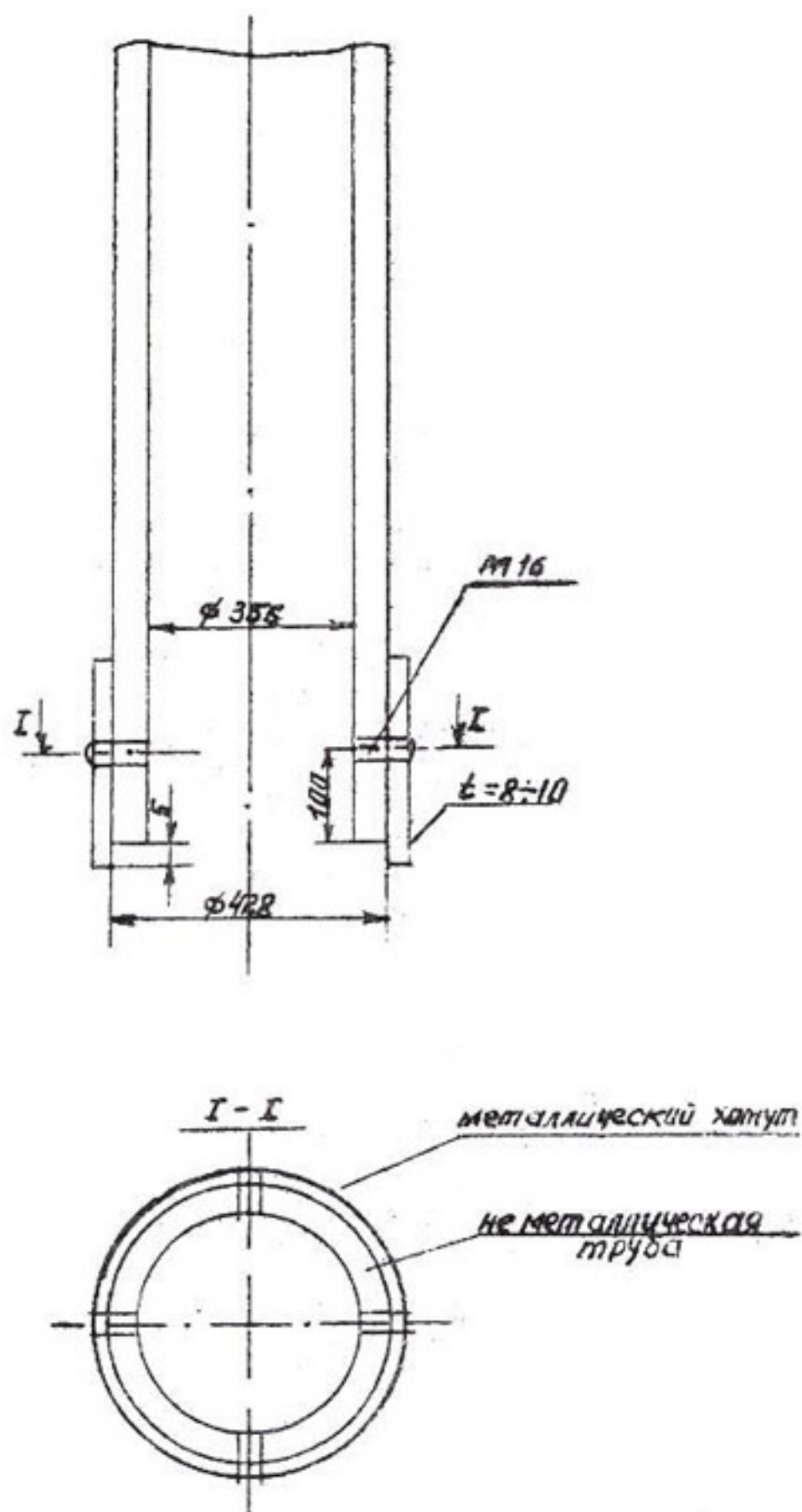


Рис. I. Схема соединения фильтровых неметаллических труб

обычно 18–20 см. Прежде чем надеть хомуты на концы фильтровых и обсадных труб, необходимо просверлить отверстия под штифты, диаметр и количество которых определяются расчетом.

Штифты (4 шт.) диаметром 16–18 мм при глубине скважин 60–70 м и диаметре асбестоцементных труб 400 мм обеспечивают надежность спуска колонны труб в забой. Расстояние от кромки трубы до оси отверстий также определяется расчетом в зависимости от марки применяемой трубы и глубины скважины. Обычно это расстояние колеблется от 10 до 12 см. Такие же отверстия просверливаются на хомутах, чтобы отверстия на хомутах и концах трубы совпадали. Затем хомуты надеваются на концы трубы и на просверленные отверстия ставятся штифты. С внутренней поверхности трубы конец штифта не должен выступать, другой конец штифта выступает над поверхностью хомута на 5–6 мм и наглухо приваривается к последнему. Чтобы хомут мог вкруговую привариваться к концу наращиваемой трубы, он должен выступать на 3–5 мм (рис. 2).

Такой способ стыковки соединений требует меньше затрат на изготовление соединительных узлов по сравнению с болтовым.

Натурные исследования показали, что при перфорации отверстий на обычных сверлильных установках стоимость 1 м фильтрового каркаса из асбестоцементных и полиэтиленовых труб не превышает стоимости 1 м применяемых в настоящее время металлических каркасов (25–45 руб.).

На промышленных базах строительных организаций после нарезки или перфорации отверстий на фильтровых трубах рекомендуется производить сборку стыковых узлов. При соединении труб на болтах особое внимание следует обратить на сходимость болтовых соединений. В этом случае для облегчения процесса спуска колонны в забой трубы нумеруют. При соединении же труб металлическими хомутами колонны трубы наращиваются с помощью сварки.

При соединении фильтровых и обсадных колонн из полиэтиленовых труб предпочтение следует отдать соединению с помощью муфт. При широком внедрении таких труб появится потребность в разработке металлических либо полиэтиленовых муфт.

Замена металлических фильтровых каркасов и обсадных колонн полиэтиленовыми и асбестоцементными позволит снизить единовременные капитальные вложения и увеличить срок службы дренажных скважин до 30 и 40 лет. Скважины из этих труб не подвержены

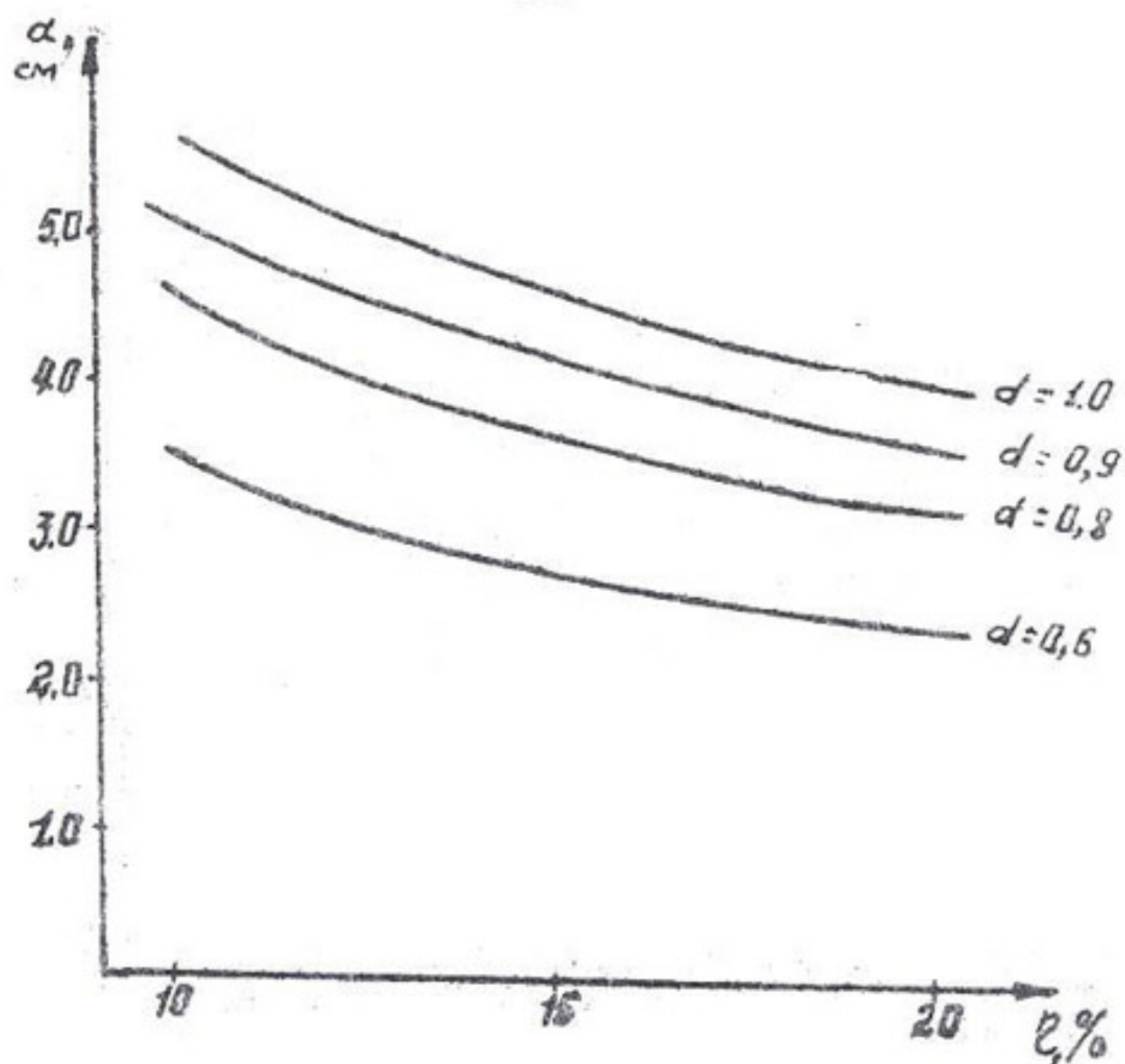


Рис. 2. Зависимость шага отверстий от скважности

$$\alpha = f(\eta)$$

заращению отверстий минеральными осадками, выделяющимися при откачке подземных вод и коррозии, благодаря чему обеспечивается стабильная работа во времени.

Годовой экономический эффект определяется сопоставлением приведенных затрат по базовой и новой технике. За базовый принят вариант с применением в качестве каркаса фильтров Драгобычского завода марки ТП-12Ф1В и стальных бесшовных с нормальной длиной резьбы, толщиной стенки II и диаметром 400 мм. Для обеспечения сопоставимости вариантов размеры асбестоцементных и полиэтиленовых труб приняты такими же, как в базовом варианте.

Экономическая эффективность применения полиэтиленовых и

асбестоцементных труб при строительстве скважин вертикального дренажа рассчитывается по формуле [2]

$$Э = [(З_1 + З_{с1}) \cdot \varphi + Э_3 + (З_2 + З_{с2})] \cdot A,$$

где $З_1$ и $З_2$ - приведенные затраты на заводское изготовление конструкций с учетом стоимости транспортировки до строительной площадки по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, руб. на единицу измерения.

В расчетах вместо приведенных затрат нами принята отпускная цена применяемых труб, установленная промышленностью. Некоторые составляющие приведенных затрат по изготовлению конструкций фильтров из неметаллических труб учтены по калькуляции, составленной на основе хронометрирования процессов изготовления фильтров при строительстве опытно-эксплуатационных дренажных скважин.

$З_{с1}$ и $З_{с2}$ - приведенные затраты по возведению конструкций на стройплощадке (без учета стоимости заводского изготовления) по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, руб. на единицу измерения.

Приведенные затраты представляют собой сумму себестоимости и нормативных отчислений от капитальных вложений в производственные фонды.

Стоимостные показатели материалов и строительно-монтажных работ при строительстве скважин вертикального дренажа с применением фильтров и обсадных колонн из различных труб определены с учетом локальной сметы института "Узгипроводхоз" и разработанной нами калькуляции в ценах на I.01.1990 г.

φ - коэффициент изменения срока службы новой строительной конструкции по сравнению с базовым вариантом;

$$\varphi = \frac{P_1 + E_H}{P_2 + E_H},$$

P_1 и P_2 - отчисления от базовой стоимости на полное восстановление (реновацию) базового и нового варианта конструкций. Рассчитываются как величины, обратные срокам службы скважин, и определяются с учетом их морального износа [4]. Сроки службы дренажных скважин с использованием металлических, асбестоцементных и полиэтиленовых фильтровых каркасов согласно "Нормам амор-

тизационных отчислений по основным фондам народного хозяйства СССР..." составляют соответственно 15, 30 и 40 лет.

E_H - нормативный коэффициент эффективности, который равен 0,15, при применении полиэтиленовых и асбестоцементных труб в скважинах вертикального дренажа соответственно составит:

$$\varphi_H = \frac{0,01315 + 0,15}{0,00226 + 0,15} = 1,19$$

$$\varphi_a = \frac{0,0315 + 0,15}{0,0061 + 0,15} = 1,16.$$

$\mathcal{E}_3$ - экономия в сфере эксплуатации дренажных скважин различных конструкций за срок их службы;

$$\mathcal{E}_3 = \frac{(U_1 - U_2) - E_H (K'_2 - K'_1)}{P_2 + E_H},$$

U_1 и U_2 - годовые издержки в сфере эксплуатации скважин по сравниваемым вариантам, руб. К ним относятся затраты на капитальный ремонт строительных конструкций, восстановление и поддержание предусмотренной проектом надежности конструкций и сооружений в целом, ежегодные затраты на текущий ремонт и техническое обслуживание;

K'_1 и K'_2 - сопутствующие капитальные вложения в сфере эксплуатации по сравниваемым вариантам, руб.;

A - годовой объем строительно-монтажных работ с применением новых конструкций скважин в расчетном году.

Величина $\mathcal{E}_3$ составляет:

при применении асбестоцементных труб

$$\mathcal{E}_{3a} = \frac{116 - 12}{0,1523} = 666 \text{ руб.};$$

при применении полиэтиленовых труб

$$\mathcal{E}_{3n} = \frac{116 - 17}{0,1561} = 650 \text{ руб.}$$

Экономический эффект от использования полиэтиленовых и асбестоцементных труб, рассчитанный по приведенной выше формуле, на одну скважину составит:

$$\begin{aligned} \mathcal{E}_n &= (6897+6406) \cdot 1,19+650 + (5983+6342) \cdot 1 = \\ &= 16830-12325 = 4505 \text{ руб.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathcal{E}_a &= (6897+6406) \cdot 1,19+666 + (5187+6190) \cdot 1 = \\ &= 16097 - 11377 = 4720 \text{ руб.} \end{aligned}$$

Расчет составляющих элементов затрат по эксплуатации приведен в табл.1.

Т а б л и ц а 1

Затраты по эксплуатации дренажных скважин
с применением фильтров и обсадных колонн
из различных материалов

Дренаж	Сметная стоимость, руб.	Общая норма аморт. отчисл., %	На полное восстанов. %	В том числе		Всего, руб.
				на кап. ремонт, %, руб.	на тек. ремонт, %, руб.	
Вертикальный с применением фильтров и об- садных колонн из металличе- ских труб	2578	10,6	6,7	3,9 101	0,6 15	116
То же, из поли- этиленовых труб	1664	3,1	2,5	0,6 10	0,4 7	17
То же, из ас- бестоцементных труб	869	3,4	2,5	0,9 8	0,5 4	12

Основные технико-экономические показатели строительства вертикального дренажа с применением фильтров и обсадных колонн из различных труб приведены в табл.2.

В ы в о д ы

Исследования процессов строительства скважин вертикального дренажа с применением в качестве фильтрового каркаса и обсадных колонн асбестоцементных и полиэтиленовых труб показали перспективность и целесообразность широкого их внедрения в производство. Использование этих труб вместо металлических позволяет по-

Т а б л и ц а 2

Основные технико-экономические показатели
применения асбестоцементных и полиэтиленовых
труб

Показатель	Обозначение	Фильтры		
		стальные	полиэ- тиле- новые	асбес- тоцемен- тные
Полная стоимость строи- тельства одной скважины, руб.	K_1, K_2	14367	13311	12287
Стоимость строительно- монтажных работ, руб.	$З_{с1}, З_{с2}$	6406	6342	6190
в том числе:				
Прямые затраты, руб.		11179	10357	9561
Накладные расходы (19%), руб.		2124	1968	1816
Стоимость материалов заводского изготовле- ния, руб.	$З_1, З_2$			
Стоимость труб, руб/м		19,60	27,3	9,73
Срок службы, лет		15	40	30
Экономический эффект на скважину, руб.			4155	4720

лучить годовой экономический эффект от 0,4 до 4,7 тыс.руб. на одну скважину.

Наиболее уязвимое место в технологии строительства скважин из неметаллических труб — стыковые соединения и изготовление фильтрового каркаса. В настоящее время разработанные способы соединения позволяют поэтапно внедрить эти трубы при строительстве скважин вертикального дренажа. В перспективе следует отдать предпочтение стыковым соединениям муфтами. Для повышения производительности труда и при изготовлении фильтровых каркасов из неметаллических труб необходимо перейти к автоматической нарезке или перфорации отверстий, проект технорабочей документации имеется в Минводхозе РУз.

1. И к у б о в Х. И., А б и р о в А., А л ь ж а н о в К. Д.
Перспективность применения асбестоцементных труб в качестве фильтрового каркаса скважин вертикального дренажа // Механизация хлопководства. 1977. № 10.
2. Инструкция по определению экономической эффективности от использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. СН-509-78. М., 1978.
3. Временное положение о проведении планово-предупредительного ремонта водохозяйственных систем и сооружений. М., 1973.
4. Нормы амортизационных отчислений по основным фондам народного хозяйства СССР и положение о порядке планирования, начисления и использования отчислений в народном хозяйстве. М.: Экономика, 1974.

Ш.А.Усманов

УСТАНОВЛЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ УКЛОНОВ КОЛЛЕКТОРНО-ДРЕНАЖНЫХ СИСТЕМ

Закрытый горизонтальный дренаж - самый распространенный в настоящее время тип искусственного дренажа. Правильно запроектированный и качественно построенный закрытый горизонтальный дренаж нормально функционирует в течение длительного периода без существенных эксплуатационных затрат на ремонт, очистку и восстановление.

Как показывает практика и специальные исследования, основной причиной снижения эффективности закрытых дрен является его заиление - частичная или полная закупорка полости труб. Имеется ряд факторов, обуславливающих заиление дренажа: большие градиенты фильтрационного потока вблизи дрен, отсутствие или неправильный подбор фильтров и некачественное строительство, небрежная укладка фильтров, а также правильный подбор (расчет) уклона, от которого зависит скорость движения воды в дренах. Уклон дренажной линии нужно подбирать таким образом, чтобы он обеспечивал минимально допустимую незаиляющую скорость ($V_{нез}$). Эту скорость еще называют критической ($V_{кр}$).

Критическую скорость определяли многие авторы как в открытых каналах, так и в закрытых (оросительных и дренажных) трубопроводах. Но несмотря на это, к настоящему времени универсальной формулы для определения называемой скорости нет. Эмпирическую зависимость получают для каждого конкретного случая и значения скоростей, рассчитанных по формулам разных авторов, варьируют в значительных пределах и только в некоторых случаях дают относительно близкие результаты [1-5].

В практике проектирования канализационных сетей получили распространение формулы Н.Ф.Феодорова, Н.А.Масленникова, А.М.Курганова, подчиняемых зависимости Е.А.Замарина [6]

$$V_H = \alpha \sqrt[3]{R}, \quad (1)$$

где α — эмпирический коэффициент;

R — гидравлический радиус, м.

Кроме указанных формул, применяется ряд зависимостей для определения незаиляющих скоростей.

Сравнительные расчеты по всем формулам здесь считаем нецелесообразным. Рассмотрим только те из них, которые относительно близки к нашим условиям.

Для анализа и сравнения результатов по формулам разных авторов построим график зависимости критической скорости от гидравлической крупности частиц наилок (рис. 1). Незаиляющие скорости, рассчитанные по разным формулам для одной и той же гидравлической крупности частиц, колеблются достаточно широко. Так, при $W = 24$ мм/с значения критических скоростей по формулам Г.М.Зюликова, К.Ф.Алеканда, А.В.Караушева близки. Но уже при $W = 10$ мм/с относительная ошибка между ними составляет 100-200%. Такие расхождения, возможно, обуславливаются тем, что в разные формулы входят различные параметры, влияющие на расчет критических скоростей.

Формулу Г.М.Зюликова, учитывающую через коэффициент λ шероховатость, диаметр труб, температуру воды, использовать в наших расчетах нельзя, поскольку она получена для условий напорного движения воды в трубах.

В связи с тем, что в литературных данных нет нужной зависимости для определения критических скоростей, мы попытались

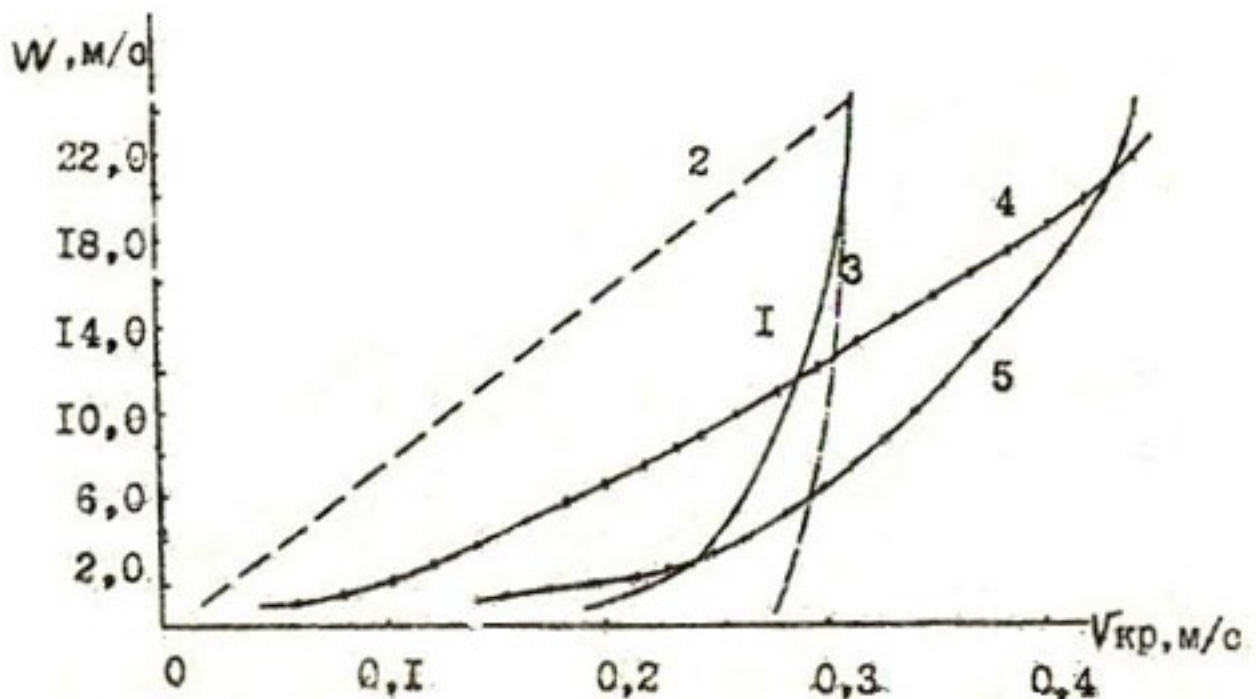


Рис. I. График зависимости критической скорости $V_{кр}$ от гидравлической крупности частиц W по формулам:

1 - Г.Н.Зюликова; 2 - К.Ф.Алеканда; 3 - А.В.Караушева; 4 - А.Е.Иванова; 5 - В.С.Кнороза

установить такую зависимость. Для расчета незаиляющей скорости, расхода и уклона дрен необходимо установить возможный диаметр частиц (гидравлическую крупность), попадающих в полость дрены, в зависимости от конструкции дрен, материала дренажных труб, наличия защитно-фильтрующего материала и т.д. Для этого использовались данные, полученные в САНИИРИ. Одновременно проводились обследование и вскрытие закрытых горизонтальных дрен трех конструкций: керамических с гравийно-песчаной обсыпкой, пластмассовых с волокнистым фильтром и дрен с комбинированным фильтром на ОПХ САНИИРИ (Хорезмская и Сырдарьинская области). Анализ и статистическая обработка имеющегося наилка в дренах различных конструкций показал, что дренаи из пластмассовых труб с волокнистым и комбинированным фильтрами практически не заилены. Незначительный наилкок со средневзвешенным диаметром частиц 0,02–0,067 мм, по классификации Н.А.Качинского, относится к пылеватым и крупнопылеватым грунтам (рис.2).

Наилкок накапливается в основном в гофрах дрен толщиной 2–4 мм, что существенно не влияет на работоспособность дренажа.

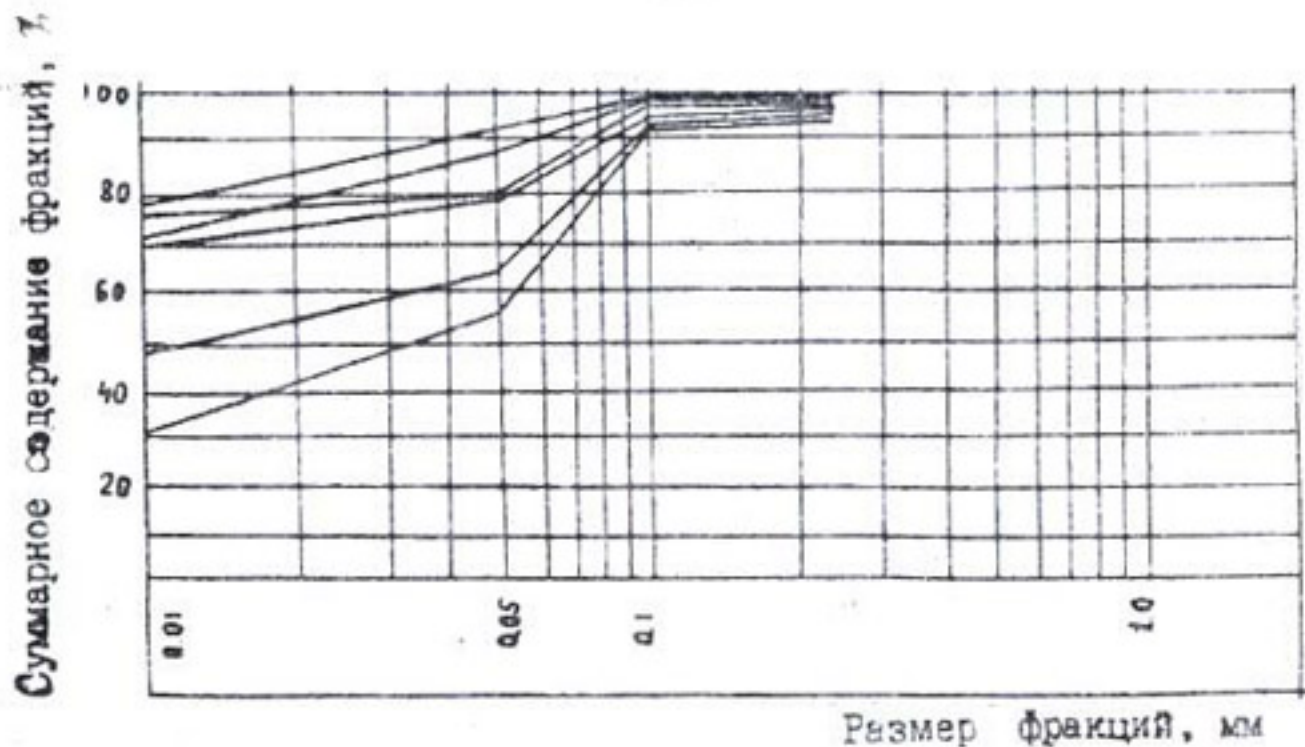


Рис.2. Интегральные кривые гранулометрического состава наилок

Дрены из керамических труб заилены более крупными частицами со средневзвешенным диаметром 0,06–0,25 мм. Сопоставление значений средневзвешенных диаметров частиц наилок и дренируемого грунта показало, что возможность попадания в полость дрен частиц с большим ($> 0,1$ мм) диаметром выше, чем у дрен с искусственным или комбинированным фильтром (рис.3). При этом наблюдается довольно тесная связь между составом наилка и дренируемого грунта, чего нельзя сказать о дренах из пластмассовых труб с искусственным защитно-фильтрующим материалом (рис.4).

Для построения графика зависимости критической скорости от гидравлической крупности наилок использовался материал о расходах и наполнениях. Причем вместо средневзвешенного диаметра частиц в расчетах была принята их гидравлическая крупность, как в гидравлических расчетах (таблица). Статистическая обработка показала, что такая зависимость имеет вид

$$V_{кр} = W^{0,681} \cdot C^{0,538}, \quad (2)$$

где W - гидравлическая крупность, м/с;
 C - коэффициент Шези, определяемый по формуле

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}, \quad R = \frac{d}{4};$$

n - шероховатость труб;

R - гидравлический радиус, м;

d - диаметр труб, м.

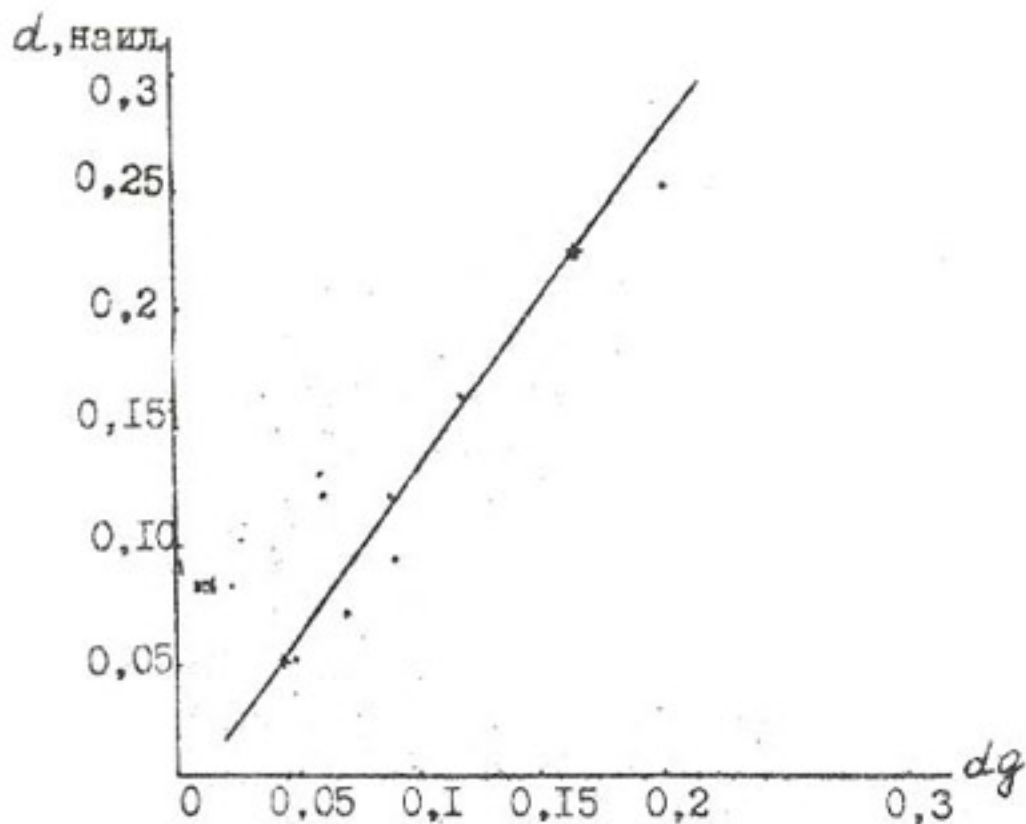


Рис. 3. График зависимости средневзвешенного диаметра частиц дренируемого грунта (для дрен из керамических труб)

Зная диаметр трубы d , предположим, что она заполнена до предела, т.е. степень наполнения h/d в ней максимально допустимая $(\frac{h}{d}) = (\frac{h}{d})_{max}$.

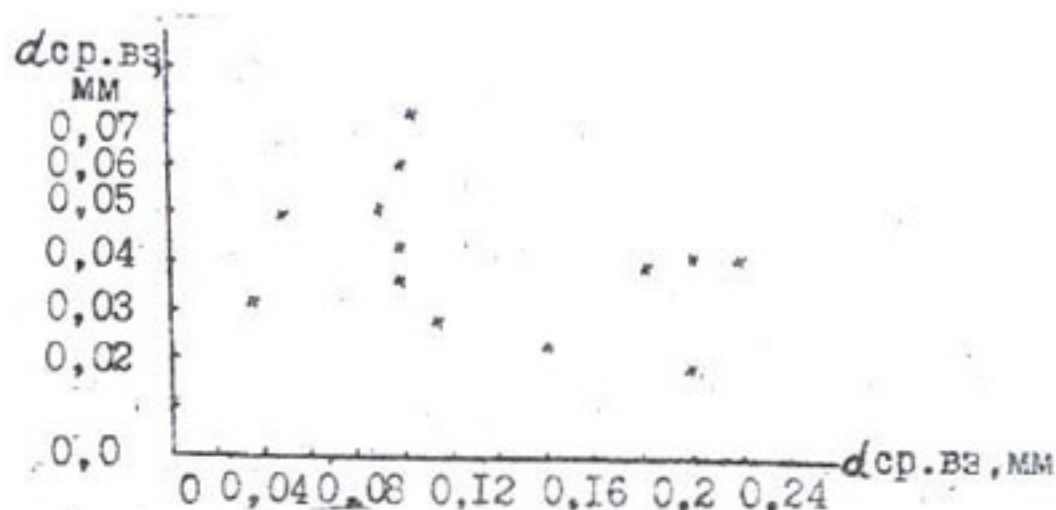


Рис. 4. График зависимости средневзвешенного диаметра частиц наилка от средневзвешенного диаметра частиц дренируемого грунта (для дрен из пластмассовых труб с комбинированным фильтром)

При таких условиях найдем расход воды Q , пропускаемой с критической скоростью $V_{кр}$, и соответствующий уклон $i_{кр}$. Получим триаду чисел $d, Q, i_{кр}$ которые для некоторого сортамента труб образуют предельную зависимость. Последняя после соответствующих преобразований имеет вид

для полного наполнения

$$i_{min}^{п/н} = 0,3 \frac{\omega^{1,74}}{Q^{0,55}}, \quad (3)$$

для расчетного наполнения

$$i_{min}^{р/н} = 0,268 \frac{\omega^{1,74}}{Q^{0,55}} \quad (4)$$

Исходные данные к расчету критических скоростей
в зависимости от гидравлической крупности

Объект и номер дрены	Конструкция водопри- емной части дрен	Гидравли- ческая крупность наилков, мм/с	Среднего- довой ра- сход дре- ны, л/с	Скорость, м/с
Д-4	П/э гофрированные	1,263	0,19	0,052
Д-4а	трубы с искусствен-	1,618	0,3	0,082
Д-5	ным защитно-фильтру-	2,7	0,32	0,087
Д-5а	ющим материалом	1,85	0,25	0,068
Д-2-4-III	Керамические трубы с	5,02	1,10	0,268
6-П-Д-Па	гравийно-песчаной об-	2,32	0,7	0,13
6-У-Д-68	сыпкой	1,91	0,6	0,11
6-III-Д-1а		1,90	0,65	0,12
6-1-Д-6		0,8	0,3	0,057
Д-5-1		6,03	4,0	0,22
Д-24		8,7	0,64	0,18
Д-22		2,35	0,2	0,11
Д-22		3,67	0,4	0,12
Д-8-III-1	П/э гофрированные	0,72	2,0	0,062
Д-8-III-2	трубы с искусствен-	1,61	1,0	0,6813
Д-10-III-1	ным защитно-фильтрую-	1,92	0,9	0,076
Д-П-III-1	щим материалом и до-	1,6	1,0	0,68
Д-П-III-2	полнительной обсыпкой	0,64	1,0	0,032
Д-10-III-2	из сыпучего материала	0,6	0,9	0,03
Д-7-III-1		0,78	0,8	0,065
Д-7-III-2		1,87	2,5	0,08
Д-4-III-1		3,8	5,0	0,16

Расчеты показали, что критическая скорость воды в дренах из керамических труб должна быть не менее 0,2-0,3 м/с при неза-
иляющих уклонах 0,001-0,003, что соответствует действующим нор-
мативам [8]. Для дрен из пластмассовых труб с искусственным за-
щитно-фильтрующим материалом допускается снижение критической
скорости и уклона, так как вероятность заиления полости дрен

в этом случае значительно ниже. Критические скорости могут быть 0,1-0,15 и менее при соответствующих минимальных уклонах 0,0006-0,001 (рис.5). Как видно из таблицы, для дрен из пластмассовых труб максимально возможная гидравлическая крупность частиц наплывков равна 0,003 м/с. При этом критическую скорость можно определить по формуле

$$V_{кр} = 0,0191 \cdot C^{0,538} \quad (5)$$

Соответственно предельно допустимые уклоны для дрен из пластмассовых труб, работающих в полном сечении находят по зависимости

$$i_{min}^{п/н} = 0,000122 Q^{-0,55}, \quad (6)$$

для расчетного наполнения

$$i_{min}^{р/н} = 0,000011 Q^{-0,55}. \quad (7)$$

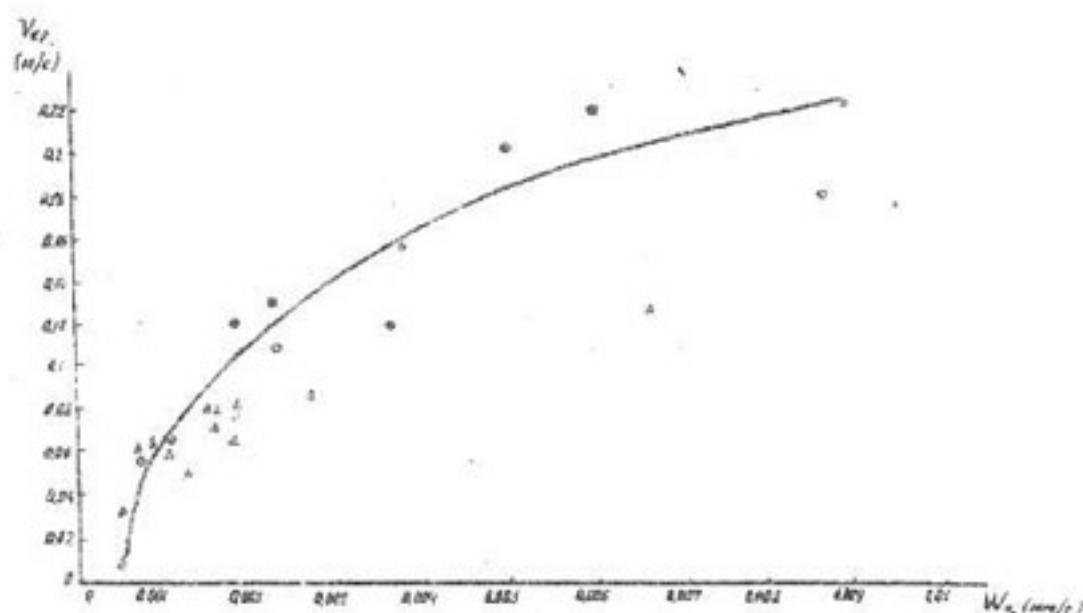


Рис.5. График зависимости критической скорости $V_{кр}$ от средневзвешенной гидравлической крупности частиц наплывков

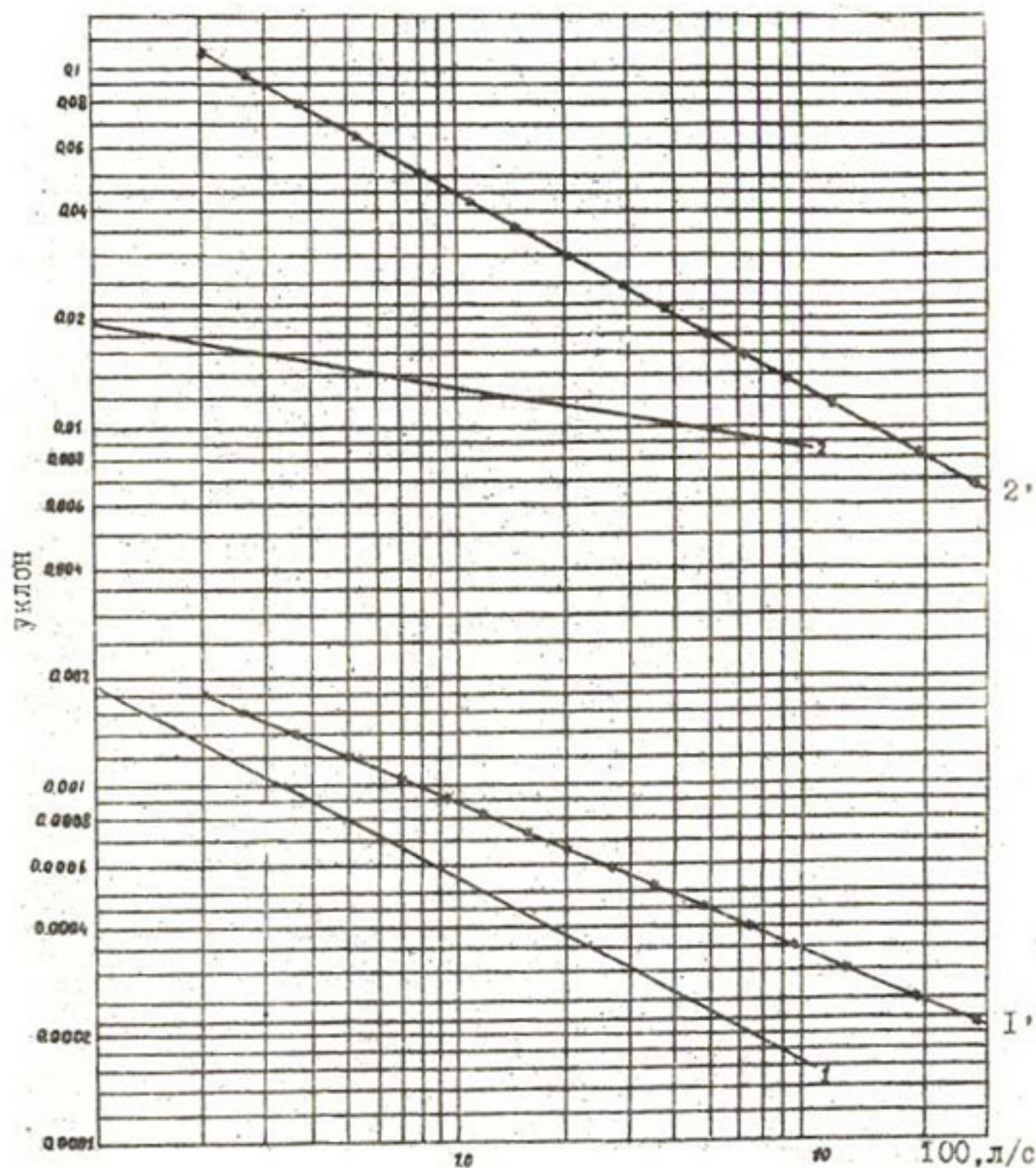


рис. 6. График зависимости предельно допустимых уклонов коллекторно-дренажных систем:

— закрытый дренаж; —*— коллектор; 1; 1' — минимально допустимые уклоны; 2; 2' — максимально допустимые уклоны

Подобным образом можно установить максимальный уклон дрен при максимальной скорости 1,5 м/с [8]

$$i_{max} = 2,05 \cdot 10^{-4} Q^{0,66} \quad (8)$$

Предельные зависимости для открытой коллекторно-дренажной сети получены В.Г.Насоновым [7].

для несвязных грунтов

$$i_{max} = \alpha \cdot Q^{-\varphi_1}, \quad (9)$$

где

$$\varphi_1 = 0,94 + 0,32$$

$$\alpha_1 = \frac{h^2 [ad^2]^{0,94+2,32} (\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{24+1}}{\beta^{-0,29-0,14} (\beta+m)^{1,14+0,78}},$$

$$\beta = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$$

(m - угол заложения откоса);

для связных грунтов $i_{min} = \alpha_2 Q^{-\varphi_2}$

$$\varphi_2 = 0,944 + 0,41,$$

(10)

где

$$\alpha_2 = \frac{h^2 [2,26 C^{0,337}]^{0,944+2,41} (\beta+m)^{1,064-0,59}}{\beta^{-0,024-0,005} (\beta+2\sqrt{1+m^2})^{-1,764-0,445}}.$$

Предельная зависимость существует и для незаилающих скоростей

$$i_{min} = \alpha_3 Q^{-\varphi_3},$$

$$\varphi_3 = 0,884 + 0,22,$$

(11)

$$\alpha_3 = \frac{0,118 h^2 \cdot 1,106^{24} (\beta+m)^{-0,94-0,225}}{\beta^{-0,024-0,005} (\beta+2\sqrt{1+m^2})^{-1,764-0,445}}.$$

Используя зависимости (7, 8, 9, 10, 11) можно построить график зависимости предельно допустимых уклонов от расхода (рис.6).

Список использованной литературы

- И. З ю л и к о в Г. М. О критических скоростях в трубопроводах закрытой оросительной сети // Вестник сельскохозяйственной науки. 1959. № 8.

2. Мурашко А. И., Сапожников Е. Г. Защита дренажа от заиления. Минск: Урожай. 1978.
3. Александр К. Ф. Исследование движения воды и наносов в дренах и заиления дрен // Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Тарту, 1965.
4. Ржига Й. Эксплуатация трубчатых дренажных систем. М.: Колос. 1968.
5. Духовный В. А., Баклушин М. Б., Томин Е. Д. и др. Горизонтальный дренаж орошаемых земель. М.: Колос, 1979.
6. Федоров Н. Ф. Новые исследования и гидравлические расчеты канализационных сетей. Л.; М.: Стройиздат, 1964.
7. Насонов В. Г. Оптимизация параметров закрытого горизонтального дренажа // Сб. науч. трудов. Ташкент: САНИИРИ, 1989.
8. Мелиорация и водное хозяйство. Т. 3. М., 1985.
9. СНиП 2.06.03-85. Мелиоративные системы и сооружения. М., 1986.

П. Д. Умаров, Р. А. Усманов

ВОДОПОДЪЕМНАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ОТВОДА КОЛЛЕКТОРНО-ДРЕНАЖНОГО СТОКА

Опыт эксплуатации мелиоративных систем [1, 2] показывает, что самый характерный показатель их недостаточной работоспособности — подпор со стороны отводящей сети, препятствующий гравитационному оттоку дренажных вод. Он возникает в результате обрушения и оплывания откосов, заиления и зарастания дна, устройства всякого рода перемычек в виде трубчатых переездов, мостов и т. д. Кроме того, немало условий, когда коллекторы проложены с исходным недобором по дну или не могут быть углублены до проектных отметок. Поддержание работоспособности коллекторно-дренажной сети в таких случаях требует неоправданно высоких затрат и отвлечения большого количества машин и механизмов. Устройство мелиоративных насосных станций требует не меньших затрат и дефицитного оборудования, использование которого не всегда эффек-

тивно как с точки зрения дороговизны и дефицитности топливно-энергетических ресурсов, так и сезонной изменчивости в возникновении подпоров.

В этих условиях перспективно применение водоподъемных установок, использующих в качестве привода кинетическую энергию водного потока в канале [3,4]. Водоподъемник подобного типа [5], выполненный в виде лопастной цилиндрической катушки с навитой на нее спиралью гибкой трубой, один конец которой посредством узла вращения соединен с подающим трубопроводом, а другой с водозаборником, испытывался в НПО САНИИРИ в 1992-1994 гг. в лабораторных и натурных условиях. Общий недостаток установки - практическая невозможность использования при отводе сбросных и коллекторно-дренажных вод из котлованов и колодцев для создания водопонижения, а также низкая производительность и конструктивное несовершенство.

В связи с этим предлагается новый тип водоподъемной установки для отвода коллекторно-дренажных вод. Она включает (рис.1) приводное устройство I в виде лопастного колеса, размещенное в отводящем канале 2, и рабочий орган 3, установленный в стокосборном колодце 4 со статическим уровнем дренажных вод ниже уровня воды в отводящем канале 2.

Приводное устройство I и рабочий орган 3 кинематически связаны клиноременной передачей 5.

Рабочий орган 3 выполнен в виде цилиндра 6 (рис.2) с навитой на него спиралью трубой 7, один конец которой открыт и снабжен водозаборником, выполненным в виде навитых на рабочий орган 3 двух патрубков 8 и 9, входные отверстия которых равноудалены друг от друга.

Патрубок 8 выполнен в форме полукольца, а патрубок 9 - незамкнутого кольца, внутренний диаметр которых равен внешнему диаметру рабочего органа 3.

Водозаборник соединен с открытым концом трубы посредством тройника (см.рис.2), в котором два выпуска параллельны друг другу. Другой конец трубы соединен с напорным патрубком 10, закрепленным посредством узла вращения II с подающим трубопроводом 12. Стокосборный колодец 4 снабжен трубой 13, выведенной в отводящий канал 2. Труба 13 снабжена регулируемой задвижкой 14.

Отводящий канал 2 снабжен регулируемым затвором 15, позво-

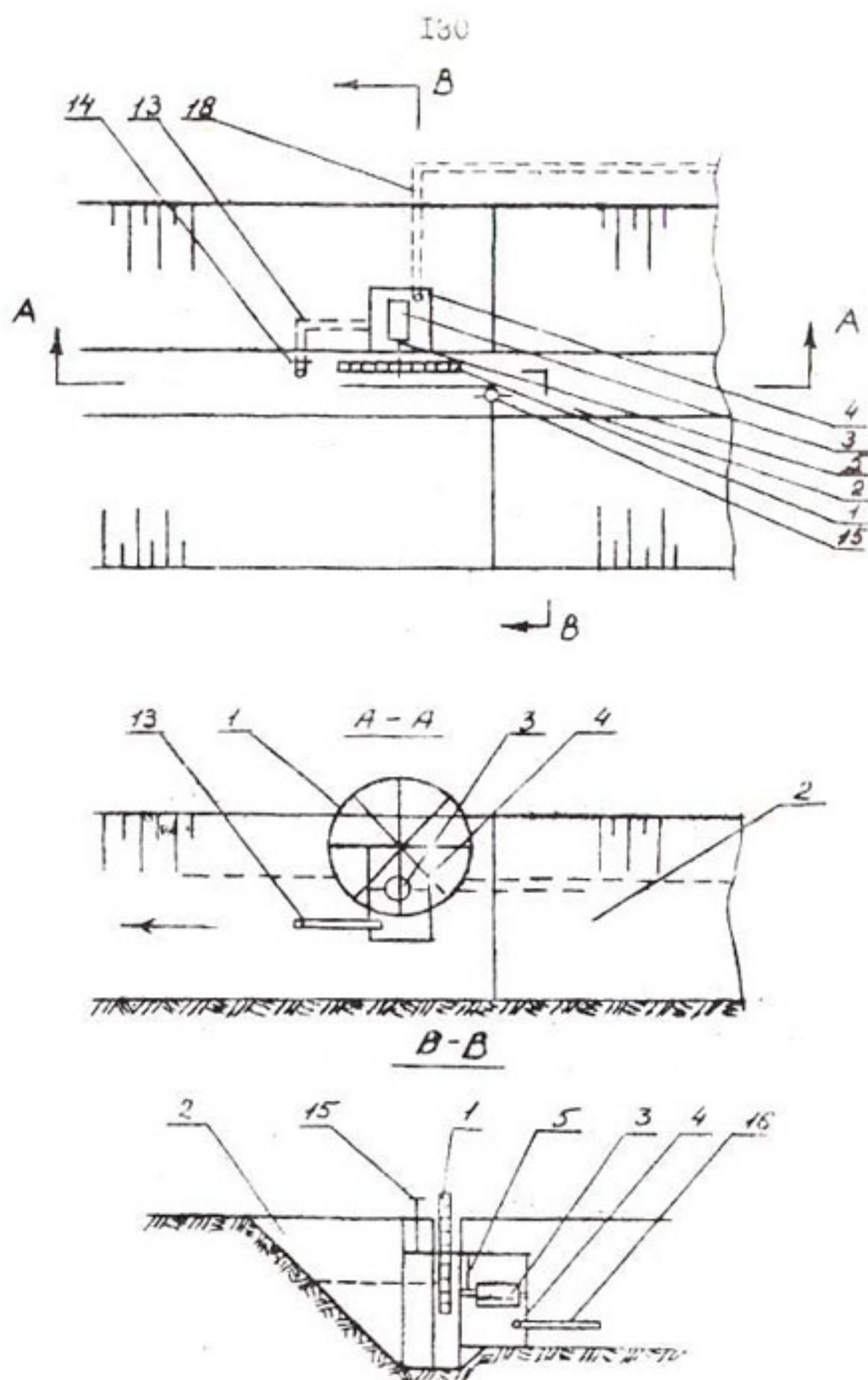


Рис. I. Схема расположения приводного устройства и рабочего органа водоподъемной установки

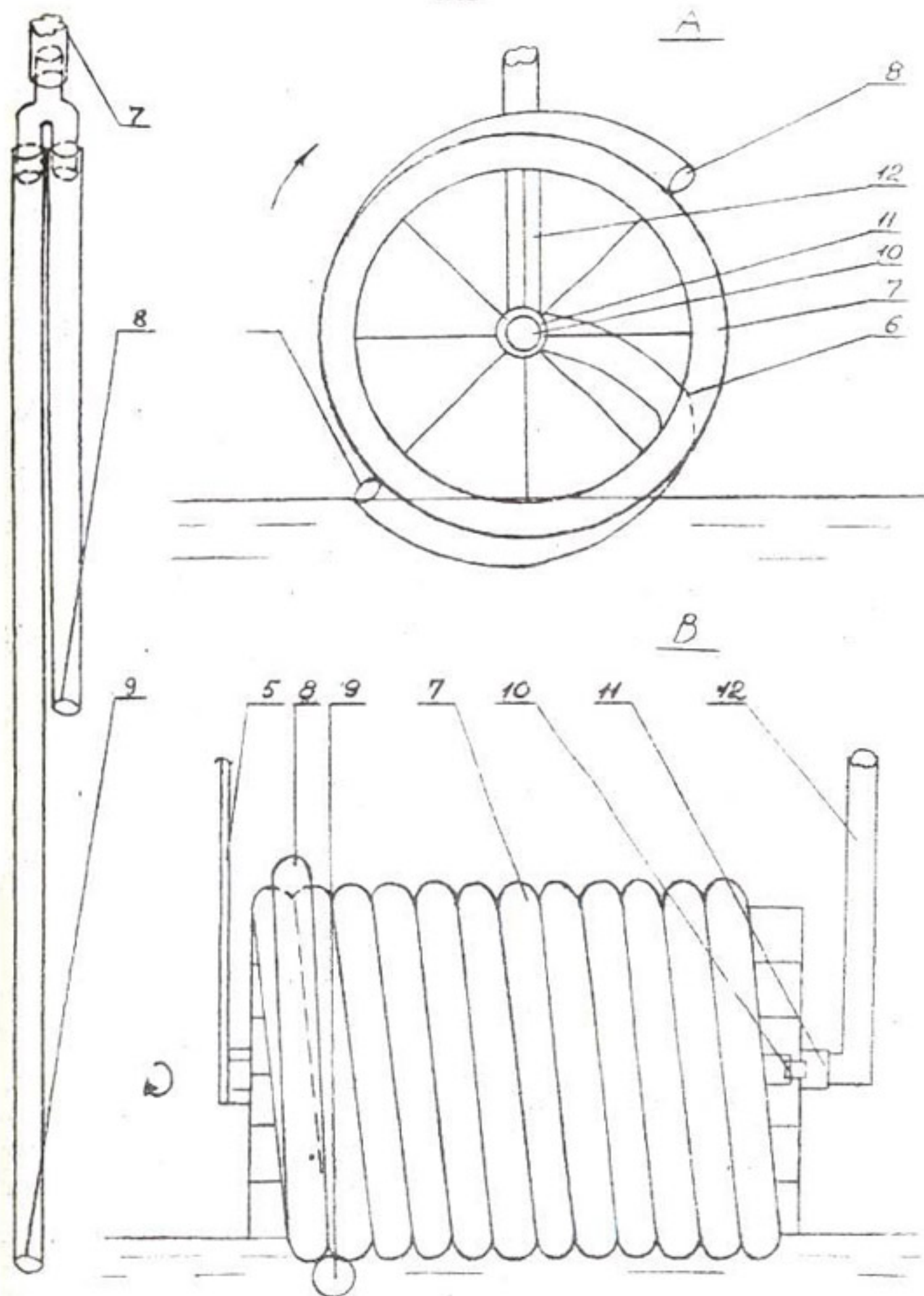


Рис. 2. Рабочий орган водоподъемной установки

лящим управлять скоростными характеристиками его водного потока.

По сточной трубе 16 дренажная вода поступает в стокосборный колодец 4.

Когда статический уровень воды в стокосборном колодце 4 выше уровня воды в отводящем канале 2, задвижка 14 открыта, происходит самотечный отвод стока по трубе 13 без работы водоподъемной установки.

При превышении уровня воды в отводящем канале 2 над статическим уровнем в стокосборном колодце 4 задвижка 14 закрыта, а для отвода стока запускается водоподъемная установка.

Водоподъемная установка работает следующим образом. Приводное устройство I под действием энергии водяного потока начинает вращаться и передает посредством клиноременной передачи 5 крутящий момент на рабочий орган 3, который начинает вращаться со скоростью, повышенной на величину передаточного числа в направлении стрелок (см. рис. 2).

При вращении рабочего органа 3 первый по ходу патрубок 9, выполненный в виде незамкнутого кольца, погружаясь в воду, занимает самое нижнее положение, которому соответствует наибольшее его наполнение, второй патрубок 8, выполненный в форме полукольца, занимает противоположное верхнее положение.

При продолжающемся вращении погруженный в откачиваемый сток патрубок 9 из самого нижнего положения начинает перемещаться вверх, а находящаяся в нем порция воды, замкнутая с обеих сторон воздушными пробками, оказывается в нижней части первого спирального витка 7 рабочего органа 3.

При дальнейшем вращении рабочего органа 3 опорожненный патрубок 9 перемещается в верхнее положение, а нижнее занимает патрубок 8, уже заполненный водой.

При продолжающемся вращении рабочего органа 3 порция воды, захваченная патрубком 8 и также замкнутая с обеих сторон воздушными пробками, продолжая оставаться в нижней части спирали 7, оказывается в первом витке рабочего органа 3 и занимает место первой порции воды, уже переместившейся во второй виток спирали 7 рабочего органа 3.

Таким образом, за каждый оборот рабочего органа 3 захватываются две порции воды, которые, согласно винтовому движению,

последовательно перемещаются по виткам спирали 7 к напорному патрубку 10 и далее через узел вращения II — к подающему трубопроводу 12. Из него водовоздушный поток перемещается в отводящий канал 2 и вытекает за пределы дренируемой территории. Принцип действия рабочего органа водоподъемной установки близок к винтовому насосу с тем лишь отличием, что порции воды замыкаются не вспомогательными неподвижными винтами, а стенками трубопровода и воздушными пробками.

Расчет рабочих параметров водоподъемной установки осуществляется в следующем порядке. Исходя из технических параметров коллекторно-дренажных систем, требований к водоотведению, а также обеспечения технологичности изготовления, монтажа и эксплуатации водоподъемной установки подбираются практически целесообразные габариты ее приводного устройства и рабочего органа. При этом исходными должны быть следующие данные:

диаметр лопастного колеса $D_{лк}$;

ширина и высота лопастей;

передаточное отношение клиноременного устройства;

средняя скорость течения воды в отводящем канале в створе установки лопастного колеса, V ;

диаметр среднего сечения рабочего органа $d_{рс}$;

диаметр трубопровода рабочего органа d_T ;

количество витков на цилиндре рабочего органа, Z ;

количество водозаборных патрубков;

центральный угол охвата витками рабочего органа водной поверхности φ_2 (параметр, характеризующий заглубление рабочего органа под воду, по данным лабораторных испытаний, рекомендуется $\varphi_2 = 90-110$);

коэффициент полезного действия водоподъемника η (по данным лабораторных испытаний, рекомендуется $\eta = 0,4$).

В зависимости от нагрузки на лопастное колесо, определяемой гидравлической мощностью водоподъемника и потерями на механическое трение, частота его вращения и соответственно окружная скорость на радиусе $R_{лк}$ изменяется от U_{max} до нуля. Из теории активных турбин известно, что процесс преобразования кинетической энергии потока в механическую наиболее эффективен при соотношении скоростей $U = 0,5$, тогда частота вращения лопастного колеса составит

$$\eta_{\text{ЛК}} = 0,08 - \frac{V}{R_{\text{ЛК}}} \text{ с}^{-1}.$$

Отсюда рабочая мощность, снимаемая с лопастного колеса равна

$$N_p = \rho V^2 f \left(1 - \frac{u}{V}\right) u, \text{ кВт.}$$

где ρ — плотность воды, кг/м^3 ,

f — площадь поверхности лопасти, м^2 .

Вычислив частоту вращения рабочего органа n_{po} и площадь сечения трубопровода рабочего органа S_r , можно определить величину подачи водоподъемника, которая для варианта с одним водозаборным патрубком составит

$$Q_1 = R_{po} S_r \varphi_2 n_{po}, \quad \text{м}^3/\text{с, где } S_r = \frac{\pi d_r^2}{4}$$

Для варианта водоподъемника с двумя водозаборными патрубками, как показали результаты испытания опытного образца, подача увеличивается в 1,5 раза

$$Q_{II} = 1,5 Q_1$$

Пьезометрический напор водоподъемника определяется количеством витков трубопровода рабочего органа и разностью высотного расположения уровней воды в одном витке. Максимальный напор и соответственно максимальная геометрическая высота подъема для фиксированного заглубления рабочего органа φ_2 и геометрических размеров рабочего органа водоподъемника может быть определена как

$$H_{\text{max}} = Z \Delta H_{\text{max}} + R_{po},$$

$$H_{\text{max}} = (\varphi_2 - \varphi_0) R_{po},$$

где φ_0 — угол охвата остаточного объема воды в нижней полосе одного витка

$$\cos \frac{\varphi_0}{2} = \frac{R_{po} - \frac{d_r}{2}}{R_{po}}.$$

С учетом возможности использования для спиральной навивки промышленно выпускаемых гофрированных труб диаметром $d_r = 0,1 \text{ м}$, радиус рабочего органа $R_{po} = 0,65 \text{ м}$ можно вычислить угол

$\varphi_0 = 46^\circ$. Тогда из последней зависимости видно, что для обеспечения требуемой при отведении дренажных вод высоты подъема не более $H = 3-4$ м вполне достаточно иметь на рабочем органе не более 5-7 витков спиральной трубы. Так как увеличение при таком фиксированном напоре H величины подачи позволит обеспечить большую площадь обслуживания водоподъемной установкой, предлагается новый вид ее рабочего органа (рис.3). Применение водоподъемной установки такой конструкции с противоположными по направлению и одинаковыми по количеству витков двумя трубами, водозаборные элементы которых размещены в середине рабочего органа, снабженного двумя подающими трубопроводами, обеспечивает удвоенный забор и подачу воды на требуемую высоту.

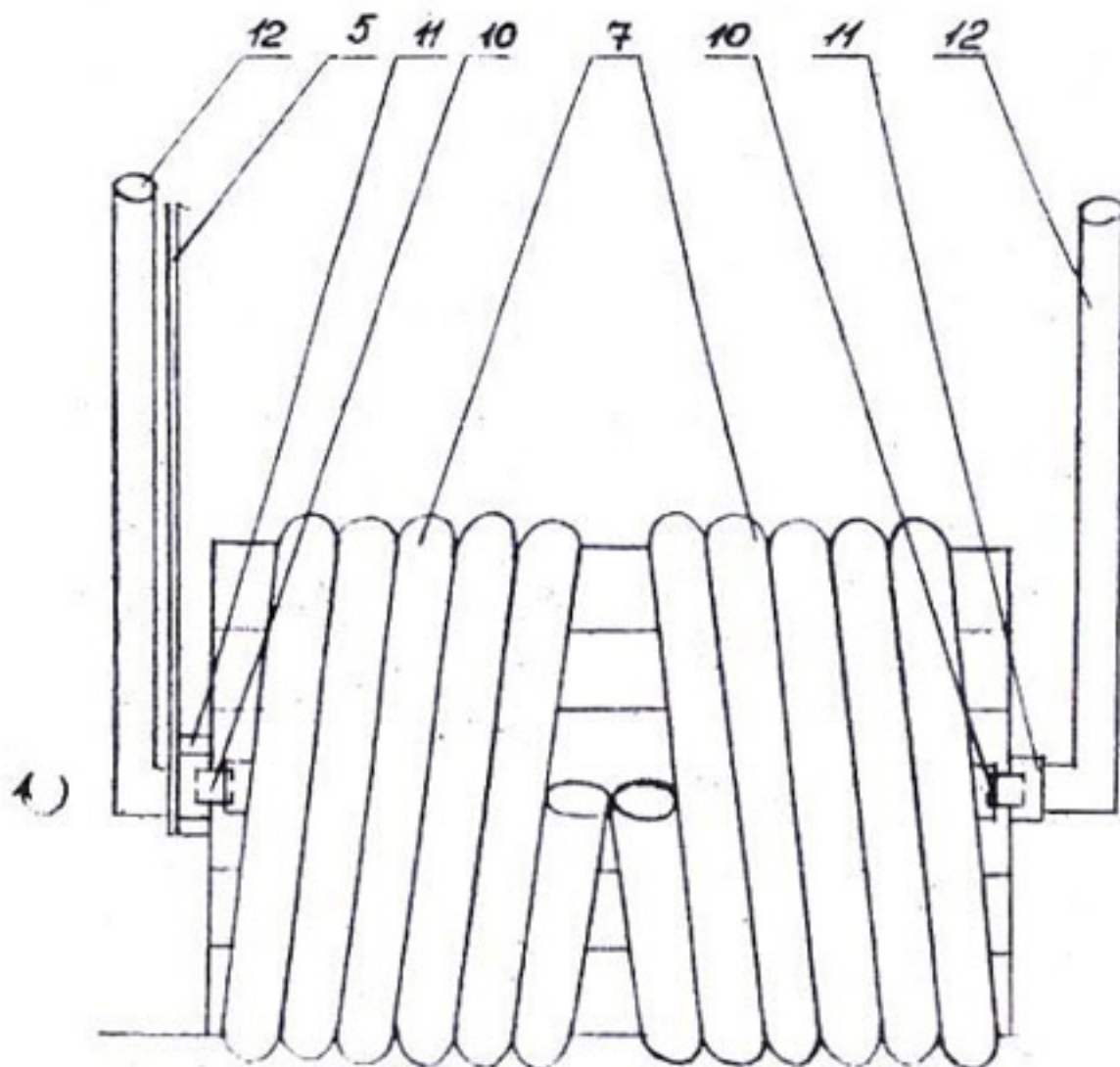


Рис.3. Вариант с удвоенным рабочим органом

При известных величинах подачи Q и напора H можно определить потребляемую мощность водоподъемной установки с трансмиссией

$$N_n = \frac{Q H \rho}{1000 \eta}, \text{ квт.}$$

Учитывая, что установившийся режим работы гидромашин обеспечивается при равенстве рабочей (развиваемой турбинной частью) и потребляемой (насосной частью) мощностей $N_p = N_n$, взаимосвязь расчетных характеристик водоподъемной установки со скоростью водяного потока в отводящем канале V можно представить в виде системы

$$V_p = K_p V^3,$$

$$V_n = R_n V,$$

откуда скорость водяного потока в отводящем канале, при которой достигается установившийся режим работы водоподъемной установки составит

$$V = \sqrt{\frac{K_n}{K_p}}.$$

Если принять с учетом типового поперечного профиля коллекторов, глубины воды в них и характера распределения изоток, радиус лопастного колеса $R_{лк} = 1,5$ м; размеры лопастей: ширина $b = 1,0$ м; высота $h = 0,3$ м, то величины коэффициентов K_p и K_n при $U = 0,5V$; $H = 3$ м и $\eta = 0,4$ можно вычислить как

$$K = \frac{0,25 f \rho}{1000} = 0,075,$$

$$K = \frac{0,08 R_{лк} S_r \gamma \rho g i H}{R_{лк} 1000 \eta} = 0,11.$$

В то же время тормозные испытания лопастного колеса показали нормальную работу установки при $U = 0,8 V$, следовательно, установившийся режим предлагаемого водоподъемника может быть обеспечен при скоростях водяного потока в отводящем канале

$V < 1$ м/с. С учетом этого при компоновке планового размещения приводного устройства и рабочего органа предусмотрена возможность регулирования скоростей водяного потока в отводящем

канале с помощью затвора. Причем для обеспечения скорости течения воды в отводящем канале на уровне 1,0 м/с достаточно создать подпор величиной до 0,1 м. При самых маленьких уклонах коллекторов это создаст кривую подпора на расстояние не более 1000 м, что соответствует обычному расстоянию между внутрихозяйственными коллекторами.

По результатам водно-балансовых исследований на различных опытно-производственных участках самотечного дренажа среднемесячные модули дренажного стока не превышали 0,02–0,03 л/с га, тогда при скоростях водного потока в отводящем канале $V_k = 1,0$ м/с предлагаемая водоподъемная установка в зависимости от вариантов ее конструктивного исполнения может обеспечить не менее 100 га дренируемой площади.

Список использованной литературы

1. Духовный В. А., Томилин Е. Д., Козуб Н. С. Эксплуатация систем открытого и закрытого дренажа в зоне орошения // Обзорная информация ЦЕНТИ Минводхоза СССР. Вып. 2. 1980. 78 с.
2. Рамазанов А. Р., Курбанбаев Е., Якубов Х. И. Некоторые вопросы мелиорации засоленных земель в низовьях Амударьи. Нукус: Каракалпакстан, 1978. 216 с.
3. Гидростатическая насосная установка. А.с. СССР № 1740557. Б.И. № 27, 1992.
4. Гидростатическая насосная установка. А.с. СССР № 1528969. Б.И. № 46, 1989.
5. Гидростатическая насосная установка. Патент РУз № 389. О.Б. № 2, 1993.

ПРОГНОЗ МИНЕРАЛИЗАЦИИ КОЛЛЕКТОРНО-ДРЕНАЖНОГО СТОКА КРУПНЫХ КОЛЛЕКТОРОВ НИЗОВЬЕВ РЕКИ АМУДАРЬИ

Развитие орошаемого земледелия способствовало формированию коллекторно-дренажных вод (КДВ), объем и минерализация которых определялись темпами освоения орошаемых земель, степенью засоления почв, минерализацией оросительной и грунтовой воды и др. Величина этих вод по бассейну Аральского моря составляет около 30-31 км³. За последнее десятилетие (1980-1990 гг.) для многих коллекторов, особенно расположенных в нижнем течении рек, отмечается заметное увеличение минерализации воды. Так, в низовьях р.Амударьи в коллекторах ККС, Берунийском, Кызылкумском она увеличилась с 2,0-2,5 г/л в 1980 г. до 4,0-5,5 г/л в 1990 г. при сохранении величины расхода или его незначительном изменении. При нарастающем дефиците водных ресурсов, а также в маловодные годы на орошение будут интенсивно использоваться коллекторно-дренажные воды. Повторное использование КДВ на орошение, вопреки рекомендуемым нормам, приведет к ухудшению плодородия почв, потере урожайности сельскохозяйственных культур, ухудшению экологической обстановки. Следовательно, прогнозирование минерализации КДВ представляет важное практическое значение не только для возможного использования их на хозяйственные нужды, но и оценки экологической обстановки.

Минерализация КДВ определяется влиянием множества факторов, измеренные значения которых содержат ошибки, либо данные отсутствуют. Использование балансовых или физико-статистических моделей для прогноза минерализации из-за недоучета факторов может привести к грубым ошибкам. Рассмотрим другой тип моделей - стохастические модели проинтегрированного скользящего среднего - ПСС (d, q) порядка d, q

$$\bar{C}_t = \nabla^d C_t = a_t - \beta_1 a_{t-1} - \dots - \beta_q a_{t-q}, \quad (I)$$

где C_t - минерализация КДВ в год, t ;
 a_t - случайные независимые переменные ("белый шум");
 β_j - параметры уравнения, $j = \overline{1, q}$;
 ∇^d - оператор d -ой разности процесса.

Идентификация и оценка параметров модели ПСС достаточно хорошо изложены в работе [1]. Идентификация модели выполняется на основе анализа автокорреляционной и частной автокорреляционной функций. Учитывая, что наблюдаемые ряды минерализации КДВ имеют нестационарный вид, идентификация модели не проводилась, т.е. задача сводилась к подгонке модели (I) заданного порядка d, q к исходному ряду. Для оценки параметров модели использовалась безусловная сумма квадратов $S(\beta)$

$$S(\beta) = \sum_{t=1}^n [a_t | \beta, \bar{c}]^2, \quad (2)$$

где $[a_t | \beta, \bar{c}]$ - условное математическое ожидание при фиксированных β и $\bar{c}$.

$$[a_t] = \bar{c}_t + \beta_1 a_{t-1} + \dots + \beta_q a_{t-q}. \quad (3)$$

Оптимальная модель определялась методом итераций. Для разных параметров d, q по уравнению (3) вычислялись значения $[a_t]$ и по уравнению (2) суммы квадратов $S(\beta)$. За расчетные принимались те параметры модели d, q , для которых $S(\beta)$ была минимальной. Выбор начальных значений a_t определялся с помощью возвратного процесса, т.е. вычисления начались с конца ряда c_t прогнозированием назад.

Описанная модель ПСС (d, q) использовалась для прогноза минерализации КДВ коллектора ККС (табл. I).

Т а б л и ц а I

Минерализация КДВ коллектора ККС, г/л

Год	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981
Минер.	1,24	2,00	1,63	2,88	2,60	2,60	3,40	3,30	3,10
Год	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990
Минер.	2,91	2,51	2,56	2,38	3,98	3,76	3,71	4,76	4,73

Модель ПСС (I.I)

Оптимальная модель ПСС (I.I) для прогноза минерализации КЛВ коллектора ККС имеет параметр $\beta = 0,25$ (табл.2).

Т а б л и ц а 2

Сумма квадратов $S(\beta)$ для модели ПСС (I.I), подгоняемой к ряду минерализации коллектора ККС

β	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
$S(\beta)$	6,75	6,66	6,61	6,60	6,66	6,76	6,92	7,15	7,46

Прогнозирование минерализации КЛВ при помощи модели ПСС (I.I) представим двумя способами, чтобы понять суть прогнозирующей функции.

Способ разностного уравнения

$$C_{t+l} = C_{t-1+l} + a_{t+l} - \beta a_{t+l-1} \quad (4)$$

Прогноз с минимальной среднеквадратичной ошибкой равен условному математическому ожиданию $[C_{t+l}]$ при известном до момента времени t прошлом. Принимая условные математические ожидания $[a_{t+l}] = 0$, $[C_{t+l}] = \hat{C}_t(l)$, получим

$$\left. \begin{aligned} \hat{C}_t(1) &= C_t - \beta a_t = C_t - 0,25 a_t \\ \hat{C}_t(l) &= \hat{C}_t(l-1), \quad l \geq 2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Таким образом, для всех упреждений прогноз представляет прямую линию, параллельную временной оси. Так как процесс ПСС (d, q) нестационарен, у него нет среднего значения. Следовательно, прогноз можно рассматривать как значение "уровня" процесса в текущий момент времени t .

При подстановке $C_t = \hat{C}_{t-1}(1) + a_t$ в уравнение (5) получим

$$\hat{C}_t(l) = \lambda C_t + (1-\lambda) \hat{C}_{t-1}, \quad (6)$$

где $\lambda = 1 - \beta$.

Из уравнения (6) видно, что при λ , близкой к единице, поведение процесса в прошлом не влияет на минерализацию, а при λ , близкой к нулю, уровень процесса в основном определяется данными о поведении процесса в прошлом.

Подставляя оптимальные значения λ в уравнение (6), получим уравнение для прогноза минерализации КДВ на год вперед для коллектора ККС

$$\hat{C}_t(1) = 0,75 C_t + 0,25 \hat{C}_{t-1}. \quad (7)$$

Способ представления модели в виде взвешенного осреднения предыдущих наблюдений имеет вид

$$\hat{C}_t(l) = \pi_1 C_t + \pi_2 C_{t-1} + \pi_3 C_{t-2} + \dots, \quad (8)$$

где $\pi_i = \lambda (1-\lambda)^{i-1}$.

Таким образом, модель ПСС первого порядка - это экспоненциально-взвешенное скользящее среднее. Веса π_i для прогноза минерализации КДВ коллектора ККС при оптимальном $\beta = 0,25$ приведены в табл.3 и на рисунке.

Т а б л и ц а 3

Веса прогноза модели ПСС (I.1) при $\beta = 0,25$
($\lambda = 0,75$)

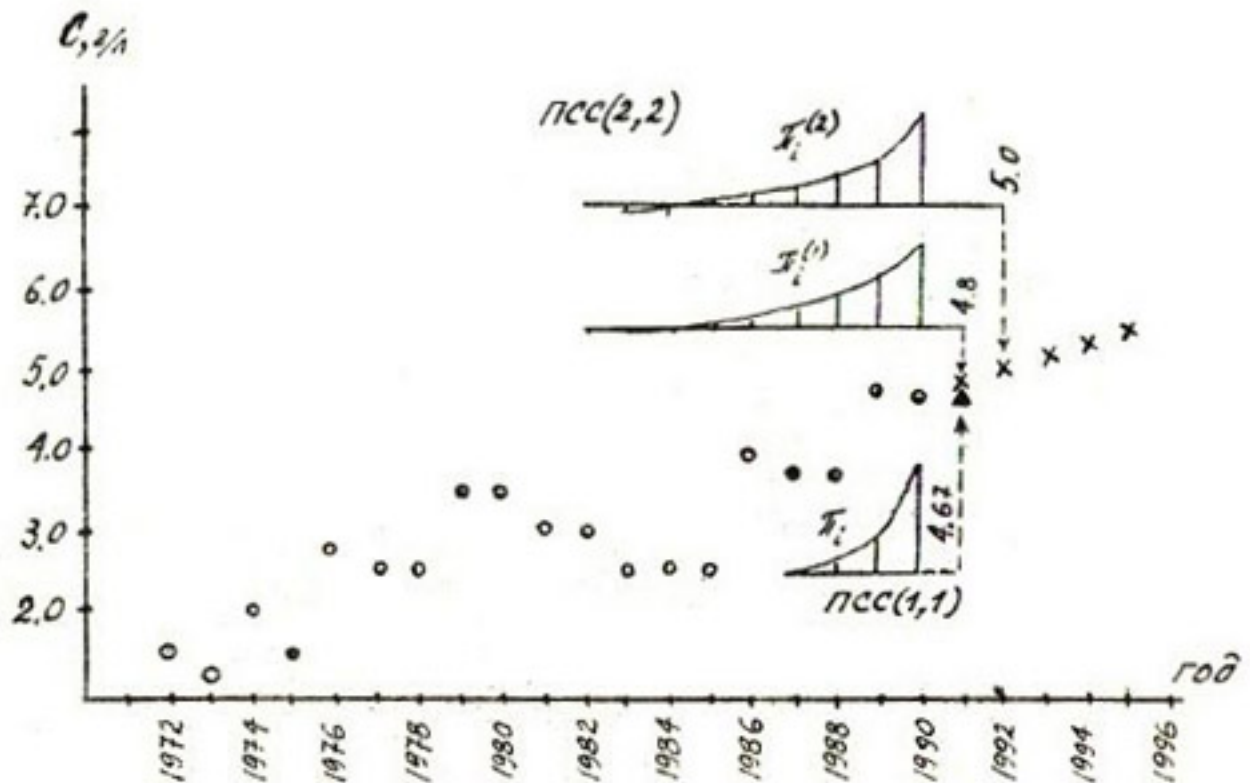
i	1	2	3	4	5	6
λ	0,75	0,1875	0,0469	0,0117	0,0029	0,0008

Модель ПСС (I.2)

Разностное уравнение модели имеет вид

$$C_{t+l} = C_{t-l+l} + \alpha_{t+l} - \beta_1 a_{t+l-1} - \beta_2 a_{t+l-2}. \quad (9)$$

Переходя к условным математическим ожиданиям в момент времени t и принимая оптимальные оценки параметров модели $\beta_1 = 0,4$ и $\beta_2 = -0,4$, полученные по уравнению (2), имеем



Весовые коэффициенты и прогноз минерализации коллекторно-дренажного стока коллектора ККС по моделям PSS (1,1) ($\blacktriangle$) и PSS (2,2) ($\times$)

$$\left. \begin{aligned} \hat{C}_t(1) &= C_t - 0,4 \alpha_t + 0,4 \alpha_{t-1} \\ \hat{C}_t(2) &= \hat{C}_t(1) + 0,4 \alpha_t \\ \hat{C}_t(e) &= \hat{C}_t(e-1), \quad e > 2 \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Модель PSS (1.2) позволяет получать прогнозы на два года вперед. Для всех учреждений прогноз более двух лет представляет прямую линию, параллельную временной оси. Прогнозы минерализации КДВ коллектора ККС на 1991 и 1992 гг. соответственно равны 4,82 и 5,0 г/л.

Модель PSS (2.2)

Разностное уравнение модели имеет вид

$$C_{t+l} = 2 \cdot C_{t+l-1} - C_{t+l-2} + \alpha_{t+l} - \beta_1 \alpha_{t+l-1} - \beta_2 \alpha_{t+l-2}. \quad (\text{II})$$

Принимая оптимальные параметры модели $\beta_1 = 1,5$ и $\beta_2 = -0,55$, полученные по уравнению (2), и используя условные математические ожидания (II), имеем

$$\left. \begin{aligned} \hat{C}_t(1) &= 2C_t - C_{t-1} - 1,5\alpha_t + 0,55\alpha_{t-1} \\ \hat{C}_t(2) &= \hat{C}_t(1) - C_t + 0,55 \cdot \alpha_t \\ \hat{C}_t(l) &= 2\hat{C}_t(l-1) - \hat{C}_t(l-2), \quad l \geq 3 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{I2})$$

Модель ПСС (2.2) в виде взвешенного осреднения предыдущих наблюдений

$$\hat{C}_t(1) = \sum_{j=1}^{\infty} \pi_j^{(1)} C_{t-j+1}, \quad (\text{I3})$$

$$\hat{C}_t(2) = \sum_{j=1}^{\infty} \pi_j^{(2)} C_{t-j+1} \quad (\text{I4})$$

Весовые функции $\pi_j^{(1)}$ и $\pi_j^{(2)}$ приведены в табл.4 и на рисунке.

Отличительная особенность данной модели – определение современных трендов роста минерализации. Оптимальные прогнозы лежат вдоль прямой линии, проходящей через значения прогнозов $\hat{C}_t(1)$ и $\hat{C}_t(2)$, уровень и наклон которой постоянно подправляются по мере поступления новых данных. Прогноз на один шаг вперед характеризует "уровень" процесса, на который накладывается тренд прогноза. Несмотря на значительные флуктуации наблюдаемых данных, прогнозные значения "уровня" процесса и наклона тренда, которые определяются путем "взвешенного" осреднения текущего и предшествующего значений, минерализация изменяется более медленно, что позволяет судить о направленности и степени ее роста.

"Бесовые" коэффициенты и прогноз минерализации КДВ коллектора ККС приведены на рисунке. Современный тренд прогноза минерализации – 0,2 г/л в год.

Т а б л и ц а 4

Веса $\pi_j^{(1)}$ и $\pi_j^{(2)}$ для модели ПСС (2.2)

j	1	2	3	4	5	6	7	8
$\pi_j^{(1)}$	0,500	0,300	0,175	0,098	0,050	0,021	0,005	-0,005
$\pi_j^{(2)}$	0,550	0,325	0,185	0,099	0,046	0,016	-0,003	-0,012
j	9	10	11	12	13	14	15	16
$\pi_j^{(1)}$	-0,010	-0,012	-0,012	-0,012	-0,011	-0,010	-0,009	-0,007
$\pi_j^{(2)}$	-0,017	-0,018	-0,018	-0,017	-0,016	-0,014	-0,013	-0,011

В ы в о д ы

Для всех коллекторов низовьев Амударьи за 1980–1990 гг. отмечается увеличение минерализации КДВ при сохранении величины расхода или его незначительном изменении. Минерализация воды особенно возросла в коллекторах ККС, Берунийском, Кызылкумском и в 1990 г. достигла 4,0–5,5 г/л по сравнению с 2,0–2,5 г/л в 1980 г.

Предложены нестационарные динамико-статистические модели для прогноза минерализации КДВ. Приведена идентификация, оценка параметров и интерпретация моделей на примере коллектора ККС.

Установлено, что современный тренд роста минерализации составляет 0,20 г/л в год.

Список использованной литературы

1. Бокс Дж., Дженкинс Т. Анализ временных рядов.
Т. I. М.: Мир, 1974. 406 с.

К.В.Громыко, О.В.Гузъ, Н.А.Виноградова

БИОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КАЧЕСТВА ВОДЫ
КАНАЛОВ г. ТАШКЕНТА

Поверхностные водоисточники испытывают все возрастающее хозяйственно-бытовое и рекреационное воздействие. Особенно большие антропогенные нагрузки переносят городские водотоки, загрязнение которых приводит к резкому ухудшению качества воды, нарушениям гидробиоценозов и деградации самоочищающей способности. В связи с этим городские водотоки теряют свое истинное предназначение и превращаются в потенциальные источники санитарно-эпидемиологической угрозы. Все это обуславливает необходимость проведения мероприятий по предотвращению ухудшения экологического режима водотоков. Однако без изучения современного биологического режима водотоков проблему их экологического оздоровления решить невозможно.

Имеющиеся сведения по санитарному состоянию и гидробиологическому режиму водотоков г.Ташкента весьма разрознены и не дают общей картины современного состояния их биоценоза [1]. В связи с этим в 1993 г. проведено микро- (общая численность, сапрофитные бактерии и бактерии группы кишечной палочки /БГКП/) и гидробиологическое (фито- и зообентос, планктон, перифитон) исследование каналов (табл.1) [2,3].

Т а б л и ц а I

Расположение створов отбора проб

Канал	Ств.1	Ств.2	Ств.3	Ств.4
Бозсу	ТашГРЭС	Ул.Кадыри	Калининский райцентр	
Салар	Экскаваторный завод	Ж/д Вокзал	Кольцевая дорога	П.Иркин
Карасу	Ташавтомаш	М-в Карасу	М.Чкаловская	Ул.Питомная
Каракамыш	М-в Кнус-Абад	Олимпийский	П.Назарбек	
Бурджар	Ул.Гавхар			

Результаты микробиологических исследований показали, что общая численность микроорганизмов в воде каналов возрастает в пределах города, достигая максимума на выходе из него (табл.2). Наиболее загрязнена вода в микробиальном отношении летом, наименее – осенью. Летнее увеличение численности микроорганизмов во многом связано с повышением количества взвешенных веществ, являющихся источниками поступления в каналы аллохтонной макрофлоры. По микробиологическим показателям качество воды в каналах изменяется от очень чистых до очень грязных (табл.3). Наиболее неблагоприятную санитарную обстановку создает загрязнение воды БГКП. Высокая численность этих бактерий в воде каналов указывает на наличие здесь опасных в санитарно-эпидемиологическом отношении источников загрязнения.

По характеру гидробиологического режима выделяется к.Салар, биоценоз которого изменяется от бета-мезосапробного в начале до полисапробного на выходе из города (табл.4). В остальных каналах, за исключением концевой части Карасу, биоценозы в течение года существенно не изменяются. Это свидетельствует о том, что уровень загрязнения этих каналов не превышает значений, приводящих к смене состава исходного биоценоза (табл.3).

Канал Бозсу. Характеризуется малоизменяющимся гидрологическим режимом, в паводок высоким содержанием взвешенных минеральных веществ. Биоценоз слабо развит, сезонные изменения незначительны. Общая численность микроорганизмов колеблется от 1,26 до 8,8 млн.кл/см³, количество сапрофитных бактерий – от 0,31 до 6,2 тыс.кл/см³, БГКП – от II до 483 кл/см³, индекс сапробности 1,5–2,1. В пределах центра города существенно не загрязняется. Ухудшение качества воды, особенно летом, наблюдается в нижней части канала на выходе из города.

Канал Салар. Пересекает основные промышленные районы города, характеризуется изменчивым гидрологическим режимом, загрязнением донных отложений нефтепродуктами на всем протяжении. Общая численность микроорганизмов колеблется в пределах 1,52–6,88 млн.кл/см³, сапрофитных бактерий – 0,055–8,9 тыс.кл/см³, БГКП – 0,2–253 кл/см³, индекс сапробности 1,59–3,7. Гидробиологический режим характеризуется слабо развитым фитоценозом и зообентосом. В нижней части (ств.3, 4) при общем ухудшении качества воды микробиальное загрязнение резко уменьшается, что обуславливается.

Микробиологическая характеристика водотоков г. Ташкента

Водоток	Сезон года	Общ. числ. млн. кл./см ³				Сапрофиты, тыс. кл./см ³				БГКП, кл./см ³			
		ств. I	ств. 2	ств. 3	ств. 4	ств. I	ств. 2	ств. 3	ств. 4	ств. I	ств. 2	ств. 3	ств. 4
Бозсу	Весна	1,6	2,8	7,9		0,3	0,6	1,7		11	19	136	
	Лето	3,1	4,5	8,8		1,5	3,1	6,2		34	36	483	
	Осень	1,3	2,4	5,0		0,3	0,8	2,7		14	32	340	
Салар	Весна	1,5	2,5	3,7	3,4	0,9	3,7	0,6	0,2	41	102	0,2	1,0
	Лето	4,5	4,6	4,3	6,9	0,6	8,9	0,5	0,4	92	253	0,2	0,8
	Осень	2,7	4,1	4,0	3,4	0,4	2,0	0,2	0,0	24	89	0,6	0,2
Карасу	Весна	0,1	1,5	1,4	6,8	0,0	0,6	1,1	16,2	16	64	79	160
	Лето	0,2	4,7	5,0	7,5	0,1	4,3	4,5	29,0	46	96	149	208
	Осень	0,2	2,8	2,6	4,4	0,1	0,9	1,5	12,6	22	59	46	117
Каракамыш	Весна	4,7	4,5	4,9		0,8	3,8	3,6		150	920	510	
	Лето	3,9	3,7	4,2		9,2	18,7	6,1		118	160	373	
	Осень	3,4	4,2	4,8		1,3	2,4	2,3		166	240	450	
Бурджар	Весна	4,5				4,0				800			
	Лето	6,6				7,6				95			
	Осень	7,8				3,3				940			

Т а б л и ц а 3

Характеристика качества воды водоемов г. Ташкента

Водоем	Сезон года		Ств. I			Ств. 2			Ств. 3			Ств. 4		
			ОЧМ	СМ	КП	ГП	ОЧМ	СМ	КП	ГП	ОЧМ	СМ	КП	ГП
Бозсу	Весна	УЗ	ОЧ	УЗ	Ч	Ч	З	Г	УЗ	Ч	Г	Ч	-	-
	Лето	З	Ч	УЗ	Ч	Ч	З	Г	УЗ	Ч	Г	УЗ	-	-
	Осень	УЗ	ОЧ	УЗ	Ч	Ч	УЗ	Ч	УЗ	Ч	З	Ч	-	-
Салар	Весна	УЗ	Ч	УЗ	Ч	Ч	УЗ	Ч	З	Ч	З	ОЧ	Ч	ОГ
	Лето	З	УЗ	УЗ	Ч	Ч	З	УЗ	З	Ч	З	ОЧ	Ч	ОГ
	Осень	УЗ	ОЧ	УЗ	Ч	Ч	З	Ч	УЗ	Ч	З	ОЧ	ОЧ	ОГ
Карау	Весна	ОЧ	ОЧ	УЗ	ОЧ	ОЧ	УЗ	Ч	УЗ	Ч	УЗ	Ч	З	УЗ
	Лето	ОЧ	ОЧ	УЗ	Ч	Ч	З	Ч	УЗ	Ч	З	Ч	З	УЗ
	Осень	ОЧ	ОЧ	УЗ	ОЧ	ОЧ	УЗ	Ч	УЗ	Ч	УЗ	Ч	З	УЗ
Каракамыш	Весна	З	Ч	З	Ч	Ч	З	УЗ	З	Ч	З	УЗ	-	-
	Лето	З	УЗ	З	Ч	Ч	З	З	З	УЗ	З	З	-	-
	Осень	З	Ч	З	Ч	Ч	З	Ч	З	Ч	З	Г	-	-
Бурджар	Весна	З	Ч	З	Ч	Ч	-	-	-	-	-	-	-	-
	Лето	Г	УЗ	УЗ	Ч	Ч	-	-	-	-	-	-	-	-
	Осень	Г	Ч	З	Ч	Ч	-	-	-	-	-	-	-	-

148

ОЧМ - общая численность микроорганизмов; СМ - сапрофитные микроорганизмы; КП - кишечная палочка; ГП - гидробиологический показатель; ОЧ - очень чистые; Ч - чистые; УЗ - умеренно загрязненные; Г - грязные; З - загрязненные, ОГ - очень грязные

Санитарно-биологическая характеристика водотоков
г.Ташкента

Водоток	Сезон года	Индекс сапробности			
		ств.1	ств.2	ств.3	ств.4
Бозсу	Весна	1,73	1,78	1,79	
	Лето	1,60	1,62	2,10	
	Осень	1,62	1,65	1,96	
Карасу	Весна	1,29	1,64	1,78	2,31
	Лето	1,41	1,54	1,67	2,47
	Осень	1,37	1,56	1,70	2,04
Салар	Весна	1,89	1,62	2,86	3,65
	Лето	1,59	1,53	2,65	3,52
	Осень	1,72	1,61	2,80	3,70
Каракамыш	Весна	1,56	2,17	1,87	
	Лето	1,50	1,66	1,52	
	Осень	1,59	1,72	1,73	
Бурджар	Весна	1,77			
	Лето	1,72			
	Осень	1,69			

видимо, присутствием в составе загрязнителей бактерицидных веществ, подавляющих развитие микрофлоры.

Канал Карасу. Отличается малоизменяющимся гидрологическим режимом, невысоким содержанием взвешенных минеральных веществ. Общая численность микроорганизмов колеблется в пределах 0,13-7,52 млн.кл/см³, сапрофитных бактерий - 0,025-29,0 тыс.кл/см³, БГКП - 16-208 кл/см³, индекс сапробности - 1,29-2,47. Гидробиологический режим отличается обильно развитым фитоценозом, разнообразным и обильным зооценозом. Сезонные изменения биоценоза незначительны. Качество воды заметно ухудшается только в нижней части канала.

Канал Каракамыш. Характеризуется изменчивым гидрологическим режимом, высоким содержанием взвешенных минеральных веществ. Общая численность микроорганизмов колеблется в пределах 3,44-4,92 млн.кл/см³, сапрофитных бактерий - 0,75-19,6 тыс. кл/см³, БГКП - 148-510 кл/см³, индекс сапробности - 1,5-2,17. Гидробиологический режим неоднороден: до города обильно развит фито- и зооценоз, сезонная изменчивость незначительная, в пределах города отмечается сукцессия биоценоза в результате сезонных изменений качества воды и за пределами города отличается крайне бедным (из-за высокой мутности воды) фито- и зооценозом.

Канал Бурджар. Отличается резко изменяющимся гидрологическим режимом, высоким содержанием в паводок взвешенных минеральных веществ. Общая численность микроорганизмов колеблется в пределах 4,5-7,76 млн.кл/см³, сапрофитных бактерий - 3,26-4,0 тыс.кл/см³, БГКП - 95-940 кл/см³, индекс сапробности - 1,69-1,77. Состав гидробиоценоза характеризуется сезонной изменчивостью, связанной с гидрологическим режимом, слабо развитым фито- и зооценозом.

Проведенные микро- и гидробиологические исследования каналов г.Ташкента показывают, что только за частичным исключением - к.Салар - основной их формой загрязнения является микрофлора, причем особую опасность представляет загрязнение воды БГКП, создающих даже на чистых по общим показателям участках каналов неблагоприятную в санитарно-эпидемиологическом отношении обстановку.

Список использованной литературы

1. Т а л ь с к и х В. Н., Б у л г а к о в Г. П., З а г р я ж - с к и й С. В., С в и д о в а я Л. В. Оценка уровня загрязнения поверхностных вод Узбекистана с помощью различных биологических показателей // Изучение загрязнения природной среды Среднеазиатского региона. Вып. 2. Л.: Гидрометеиздат, 1987. С.98-130.
2. Унифицированные методы исследования качества вод. Методы биологического анализа вод. Ч.III: М: СЭВ, 1977. 227 с.

3. Унифицированные методы исследования качества вод. Методы микробиологического анализа вод. Ч.IV. М.: СЭВ, 1977. 114 с.
4. Р о д и н а А. Г. Микробиологические исследования водоемов. М.:Л.: АН СССР, 1950. 67 с.

Э.З.Хусанходжаев

ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ВОДОМЕРОВ ДЛЯ ЗАКРЫТОЙ ОРОСИТЕЛЬНОЙ СЕТИ

Изучена пропускная способность водомеров типа "ИС-02" для трубопроводов оросительной сети. Движение воды в трубопроводах, в данном случае поливных, как правило, проходит в условиях турбулентного режима.

Расчетная схема водомера, по-видимому, представляет собой параллельное соединение коротких трубопроводов различных диаметров с преобладанием местных сопротивлений над сопротивлением по их длине. Особенность расчета при такой схеме соединения состоит в том, что суммарные потери напора на исследуемом участке в каждой линии одинаковы и обусловлены, с одной стороны, сопротивлением измерительного прибора, а с другой, - четырех поворотов основного трубопровода.

Для определения расчетного режима водомера и его пропускной способности необходимо выявить зону его устойчивой работы и исключить факторы, нарушающие его характеристики.

Гидравлика трубопроводов и их сопротивление изучены во многих работах. Значительный интерес представляют данные Никурадзе и А.Ф.Шевелева, которые подробно исследовали зависимость коэффициента гидравлического трения (λ) от числа Рейнольдса (режима в трубе) и относительной шероховатости (k/d). В результате систематических опытов этих авторов выявлен режим работы водомера в зависимости от (λ и Re) и относительной шероховатости (k/d), т.е. область движения, в которой (λ) зависит от (Re и k/d), называется переходной, в случаях, когда (λ) перестает зависеть от (Re), наступает область квадратичного сопротивления и наблюдается устойчивый режим работы во-

домера. В этих условиях возможно рекомендовать расчет его гидравлических характеристик.

Экспериментальные исследования (1993 г.) пропускной способности водомеров типа "ИС-02" на образцовой поверочной установке с погрешностью измерения $\pm 0,5\%$, а также теоретические проработки позволили рекомендовать методику расчета пропускной способности водомера в зависимости от его конструктивных элементов и гидравлических характеристик. Формула расхода водомера замкнутого сечения имеет вид

$$Q = \omega \cdot V, \quad \text{м}^3/\text{с}, \quad (1)$$

или
$$Q = \omega \cdot c \sqrt{R \cdot L}, \quad \text{м}^3/\text{с}. \quad (2)$$

Обозначим $\omega \cdot c \cdot \sqrt{R} = T$, значение T имеет размерность расхода жидкости в русле заданного сечения при гидравлическом уклоне $i = I$ и называется расходной характеристикой.

Определим расходную характеристику $T_{\text{КВ}}$ для квадратичной области сопротивления, с учетом обозначений имеем

$$T_{\text{КВ}} = \omega \cdot c_{\text{КВ}} \sqrt{R}, \quad (3)$$

где для замкнутого живого сечения составляющие формулы (3) имеют вид

$$\omega = \frac{\pi \cdot d^2}{4}, \quad \text{м}^2, \quad c_{\text{КВ}} = \frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{d}{4}; \quad R = \frac{d}{4},$$

тогда

$$T_{\text{КВ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{d}{4} \right) \sqrt{\frac{d}{4}}. \quad (4)$$

По формуле (4) составлена табл. I значений расходных характеристик при квадратичной области сопротивлений для нормальных труб с коэффициентом $n \geq 0,014$.

Если область сопротивлений будет отличаться от квадратичной, фактическое значение T определяется с учетом поправочного коэффициента θ , как отношение коэффициента Шези квадратичной области сопротивления к коэффициенту Шези другой области сопротивления. Значения θ получены А.Ф.Шевелевым для нормальных водопроводных труб и представлены в табл. 2.

Т а б л и ц а 1

$d, \text{мм}$	20	32	40	50	75	100	125	150
$T, \text{л/с}$	2,1	4,0	5,5	8,31	24,77	53,61	97,39	158,4
$d, \text{мм}$	200	250	300	400	500	600	700	800
$T, \text{л/с}$	340,8	616,4	999,3	2140	3857	6239	9362	13301

Т а б л и ц а 2

$V, \text{м/с}$	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	
θ	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	
$V, \text{м/с}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,5	3,0
θ	0,99	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Таким образом, пропускную способность водомеров замкнутого сечения можно выразить как функцию конструктивных элементов водомера (d, ℓ, n) и режим потока в водоводе $\Sigma Q, V, H$ на участке ℓ, Z .

Приводим расчет пропускной способности водомера для трубопроводов:

расход воды через основной трубопровод водомера с диаметром D выразим в виде формулы

$$\Sigma Q = \frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{D}{4} \right) \sqrt{\frac{D}{4}} \cdot \sqrt{\frac{H}{Z_1}}, \quad (5)$$

расход воды через обводную трубку или счетный механизм с диаметром d примет вид

$$q_{c2} = \frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{d}{4} \right) \sqrt{\frac{d}{4}} \cdot \sqrt{\frac{H}{\ell_2}}, \quad (6)$$

разделив (5) на (6), получим зависимость коэффициента парциальности

$$K = \frac{\Sigma Q}{q_{сз}} = \frac{\frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{D}{4} \right) \sqrt{\frac{D}{4}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_1}}}{\frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{d}{4} \right) \sqrt{\frac{d}{4}} \cdot \sqrt{\frac{H}{L_2}}}, \quad (7)$$

перепишав формулу (7) иначе, получим уравнение пропускной способности как функцию конструктивных элементов водомера и гидравлических параметров, т.е.

$$q_{сз} = \Sigma Q \left[\frac{\frac{\pi d^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{d}{4} \right) \sqrt{\frac{d}{4}}}{\frac{\pi D^2}{4} \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg \frac{D}{4} \right) \sqrt{\frac{D}{4}}} \cdot \sqrt{\frac{L_1}{L_2}} \right]. \quad (8)$$

Задаваясь значениями расхода основного трубопровода водомера ΣQ , определим расход воды через счетный механизм при известных значениях D и d . Параметры L_1 и L_2 определяются по чертежу соответствующей конструкции водомера.

Расчеты и теоретические проработки показали, что для каждой модификации водомера существует устойчивая область работы, при которой значения коэффициента парциальности остаются постоянными. Этот факт стал задачей дальнейших проработок. Как отмечалось выше, соотношение параметров λ , Re , k/d обуславливает режим работы водомера, поэтому для определения λ воспользуемся графиками Никурадзе $\lg 100 \lambda = f \lg Re$. При турбулентном режиме до тех пор пока числа Рейнольдса не превысят некоторой величины, соответствующей концу области гидравлически гладких труб, коэффициент λ определяется по формуле

$$\lambda = 0,3164 / Re^{0,25} \quad (9)$$

и зависит только от Re .

Область гидравлически гладких труб соответствует числу Рейнольдса от 3000 до $Re_{гд}$, которое определяется по формуле

$$Re_{гд} = 27 \left(\frac{d}{\lambda} \right)^{8/7}. \quad (10)$$

Область гидравлически шероховатых труб (квадратичная) наступает при числах Рейнольдса, превышающих $Re_{гд}$, и определяется

по формуле

$$Re_{\text{кр}} = 21,6 \cdot C \cdot \frac{d}{\Delta} \quad (II)$$

Таким образом, чтобы определить в какой области турбулентного режима происходит движение, следует найти число Рейнольдса по формуле

$$Re = \frac{V \cdot d}{\nu} \quad (12)$$

и сопоставить со значениями $Re_{\text{гд}}$ и $Re_{\text{кр}}$, а затем, воспользовавшись графиком Никурадзе, определить λ .

Диапазон расходов, при котором значения λ остаются постоянными и не зависят от Re , обуславливают граничные условия устойчивого режима работы водомера, при этом значения коэффициента парциальности остаются постоянными и принимаются за расчетные.

А.М.Арифжанов, Х.Илхомов, Н.Латипов

К РАСЧЕТУ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВЗВЕШЕННЫХ ЧАСТИЦ НАНОСОВ В ТРУБОПРОВОДАХ

В связи с рациональным регулированием подачи воды на орошение возникает необходимость в расчете распределения взвешенных частиц наносов в трубопроводах.

В настоящее время считается целесообразным транспортировать на поля мельчайшие частицы взвешенных наносов как средство минеральных удобрений.

Рассмотрим распределение взвешенных частиц наносов по глубине потока исходя из молекулярно-кинетической теории. Предположим, что в числе частиц, движущихся в потоке, существует некоторое количество твердых частиц, которые движутся со скоростью, равной скорости жидкости. Для этих частиц, которые в дальнейшем называются "оптимальными" можно записать Максвеллово распределение без изменения

$$\frac{m_T \cdot U_i^2}{2} = \frac{2}{3} kT; \quad \frac{m_o U^2}{2} = \frac{2}{3} kT,$$

где U , U_i - соответственно скорость жидкости и твердой частицы;

m_T - масса твердой частицы;

m_0 - масса твердой частицы, которая движется со скоростью, равной скорости жидкости.

Отсюда скорость твердой частицы произвольной фракции равняется

$$U_i^2 = \left(\frac{d_0}{d_i} \right)^3 U^2, \quad (1)$$

где d_i - диаметр твердой частицы;

d_0 - оптимальный диаметр твердой частицы, которая движется со скоростью, равной скорости жидкости.

Теперь определим оптимальный диаметр. Согласно вышеприведенной модели, т.е. когда скорость твердой частицы равняется скорости несущей жидкости, разность скоростей вертикальных составляющих равняется нулю. Тогда скорости потока выражаются следующим образом:

$$\begin{aligned} U_x &= U \cdot \cos \alpha; \\ U_y &= U \cdot \sin \alpha, \end{aligned}$$

где α - угол наклона потока к вертикали;

U_x, U_y - соответственно горизонтальная и вертикальная составляющие вектора скорости.

Каждая частица тяжелее воды, падая с некоторой скоростью V_S по отношению к окружающей ее массе жидкости, будет вертикально перемещаться в зависимости от разности между вертикальной компонентой, скоростью жидкости и скоростью ее собственного падения

$$V_S = U_y - \omega,$$

где ω - гидравлическая крупность взвешенных частиц наносов.

В случае, когда $U = U_i$, $V_S = 0$, отсюда

$$U_y = \omega. \quad (2)$$

Значение гидравлической крупности определяется по формуле

$$\omega = \kappa \frac{g \rho_0}{4 \gamma} d_0^2, \quad (3)$$

где $\rho_0 = \frac{\rho_T - \rho}{\rho}$; ρ_T, ρ - соответственно плотность твердой частицы и жидкости.

Подставляя (3) в (2), для выражения оптимального диаметра получим следующую зависимость:

$$u \sin \alpha = K \frac{g \rho_0}{4 \gamma} d_0^2, \\ d_0 = \sqrt{\frac{4 \gamma u \sin \alpha}{K g \rho_0}}, \quad (4)$$

где γ - кинематический коэффициент вязкости;

K - коэффициент, учитывающий режим движения твердой частицы в потоке жидкости.

Тогда распределение мутности по глубине потока определим следующим образом $[1]$:

импульс испытываемой твердой частицы в потоке жидкости равен

$$dG = -g(\rho_T - \rho) W_T \cdot n dy, \quad (5)$$

где W_T - объем твердой частицы;

n - количество твердой частицы в потоке жидкости.

Интегрируя выражение (5) и подставляя выражение (1) для расчета распределения мутности по глубине потока, запишем

$$S_i = S_{0i} \exp \left\{ \frac{3g(\rho_T - \rho)}{2\rho_T u^2} \left(\frac{d_i}{d_0} \right)^3 (h - y) \right\}. \quad (6)$$

Предложенная формула (6) от существующих отличается наличием параметра, характеризующего крупность твердой частицы; через оптимальный диаметр учитывается ряд характеристик жидкости, определяющих природу взвесенесущих потоков.

В случае круглой цилиндрической трубы, переходя к цилиндрическим координатам, уравнение (6) запишем в виде

$$S_i = S_{0i} \exp \left\{ \frac{3g(\rho_T - \rho)}{2\rho_T u^2} \left(\frac{d_i}{d_0} \right)^3 R (1 + \sin \varphi) \right\}, \quad (7)$$

где S_i — концентрация i -ой фракции взвешенных частиц в жидкости;

R — радиус трубопровода.

Сопоставление результатов расчета по формуле (7) с экспериментальными [2] указывает на удовлетворительную сходимость расчетных и измеренных данных (рис. 1, 2). Как видно, с увеличением скорости потока профиль распределения концентрации принимает более равномерный характер, что еще раз указывает на удовлетворительную аппроксимацию предложенной модели с природой взвешенного потока.

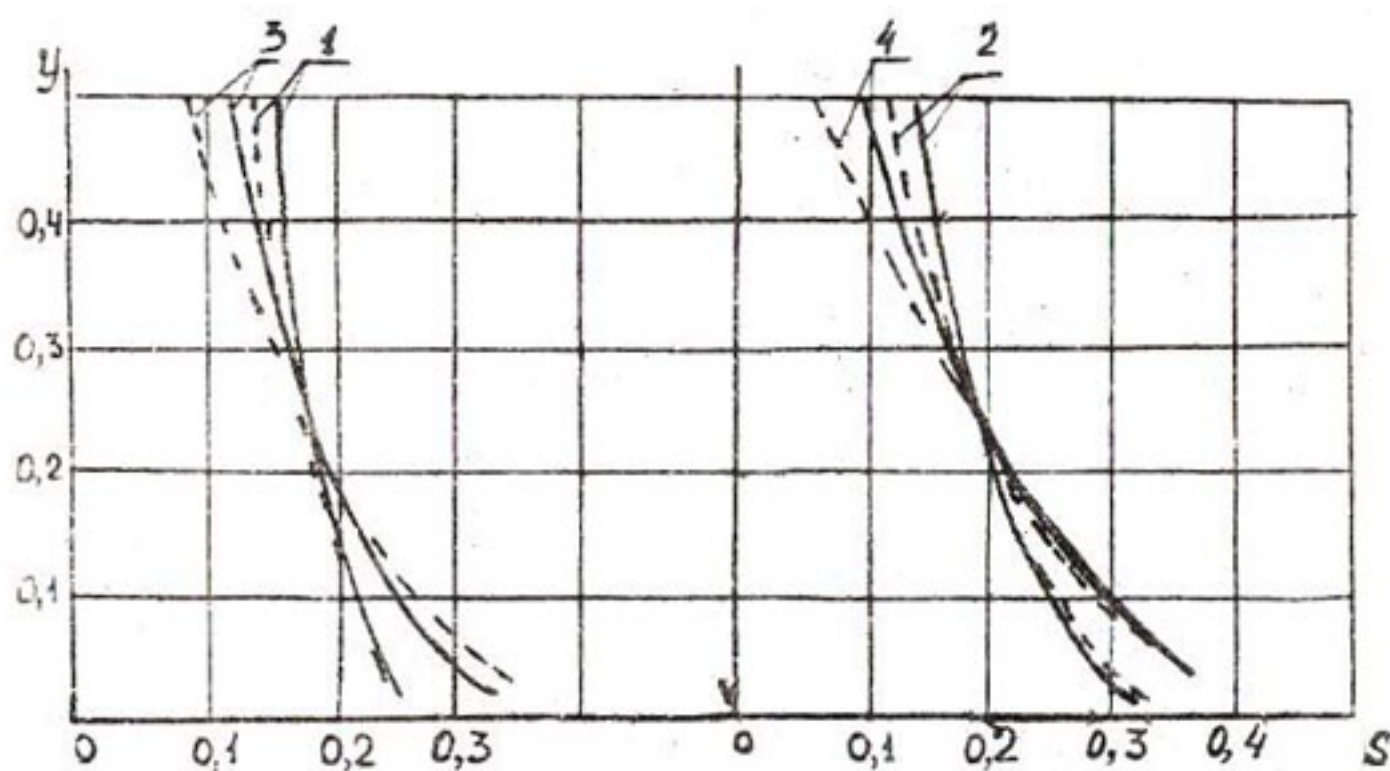


Рис. 1. Сопоставление измеренных данных с результатами расчетов по формуле (7)

— — — измерения; — — — расчетные данные.

1 — 4 соответственно для $u_{cp} = 4,28; 3,68; 36; 3,017$ мс

На рис. 2 приводятся сопоставление результата расчета по формуле (7) с измеренными данными при разнородном составе взвешенных частиц в потоке жидкости. Следует отметить, что такой расчет стал возможным с введением оптимального диаметра.

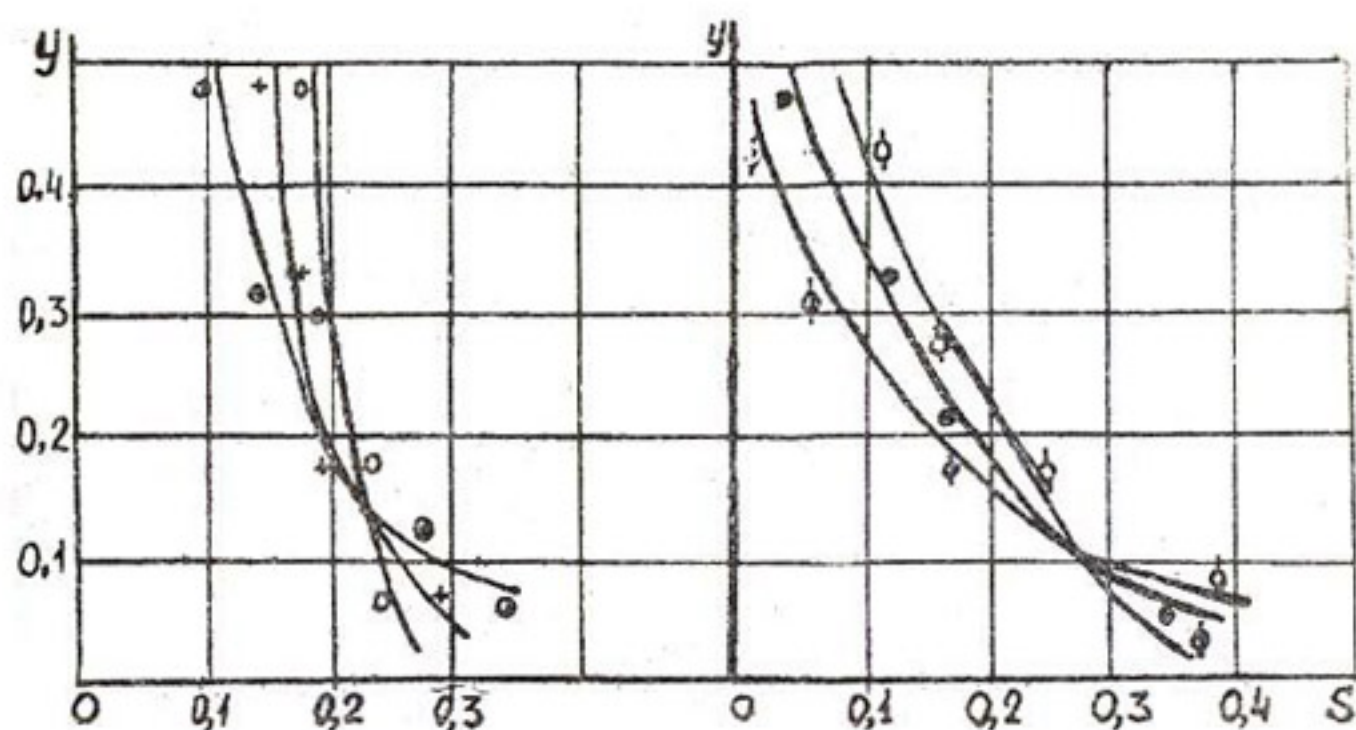


Рис. 2. Сравнение измеренных данных и расчетов по формуле (7) для частиц разных фракций (мм):

○ - $d = 0,16$; + - $d = 0,22$; ◐ - $d = 0,28$;
 ◊ - $d = 0,37$; ● - $d = 0,43$; ◐ - $d = 0,5$

Предлагаемая зависимость для определения распределения концентрации в трубопроводах дает удовлетворительную сходимость расчетных и измеренных данных. Может применяться в гидротранспорте, орошении, горной металлургии и т.д.

Список использованной литературы

1. Л а т и п о в К. Ш., А р и ф ж а н о в А. М. К вопросу определения характера распределения взвешенных частиц наносов по глубине потока // Изв. АН УзССР. СТН. 1984. № 3. С. 50-53.
2. Б у л д а к о в И. И. Исследования распределения концентрации и осредненных скоростей потоков гидросмесей в трубах // Движение гидро- и аэросмесей горных пород в трубах. М.: Наука, 1966. С. 39-59.

МЕРОПРИЯТИЯ ПО СТАБИЛИЗАЦИИ РУСЛОВОГО ПРОЦЕССА НА РЕКЕ КАРАДАРЬЯ

Бассейн р.Карадарья занимает восточную часть Ферганской котловины. Карадарья образуется слиянием рек Тор и Коракульджа, из которых наиболее крупная – первая, максимальный наблюдаемый расход $1100 \text{ м}^3/\text{с}$.

На р.Карадарье по выходу из гор построено Андижанское водохранилище емкостью $1,8 \text{ млрд. м}^3$. Длина реки ниже Андижанского водохранилища до слияния с р.Нарын около 140 км (рис.1). На 45 км ниже водохранилища построен Тешикташский гидроузел, обеспечивающий забор воды в каналы Пахтаабад и Улугнор, и на 70 км действует Куйганяровский гидроузел для забора воды в Большой Ферганский канал. Кроме того, на реке построено 5 автомобильных и 3 железнодорожных моста.

Река Карадарья, пройдя Андижанское водохранилище, вступает в Ферганскую долину и протекает по пойме, ширина которой колеблется от 0,2 до 7,0 км.

Для защиты от затопления паводковыми водами пойма реки зарегулирована двухсторонними продольными дамбами, креплением водного откоса каменной наброской 0,2–1,0 м. В отдельных местах размеры камня составляют более 1 м. Ширина русла между дамбами 140–500 м. Подводящие и отводящие дамбы мостов, водные откосы укреплены бетоном. Во многих местах бетонные крепления усилены каменной наброской.

Указанные мероприятия и сооружения на р.Карадарье существенно влияли на русловой процесс. В настоящее время здесь резко изменился русловой режим.

При изучении руслового режима р.Карадарья ниже Андижанского водохранилища разделена на три участка: первый – от Андижанского водохранилища до Тешикташского гидроузла длиной 45 км; второй – между Тешикташским и Куйганярским гидроузлами длиной 25 км; третий – ниже Куйганярского гидроузла до устья длиной 70 км.

На первом участке на длине 30 км проведены регулировочные работы, на последних 15 км ведется строительство двухсторонних продольных дамб. Второй участок полностью зарегулирован. На тре-

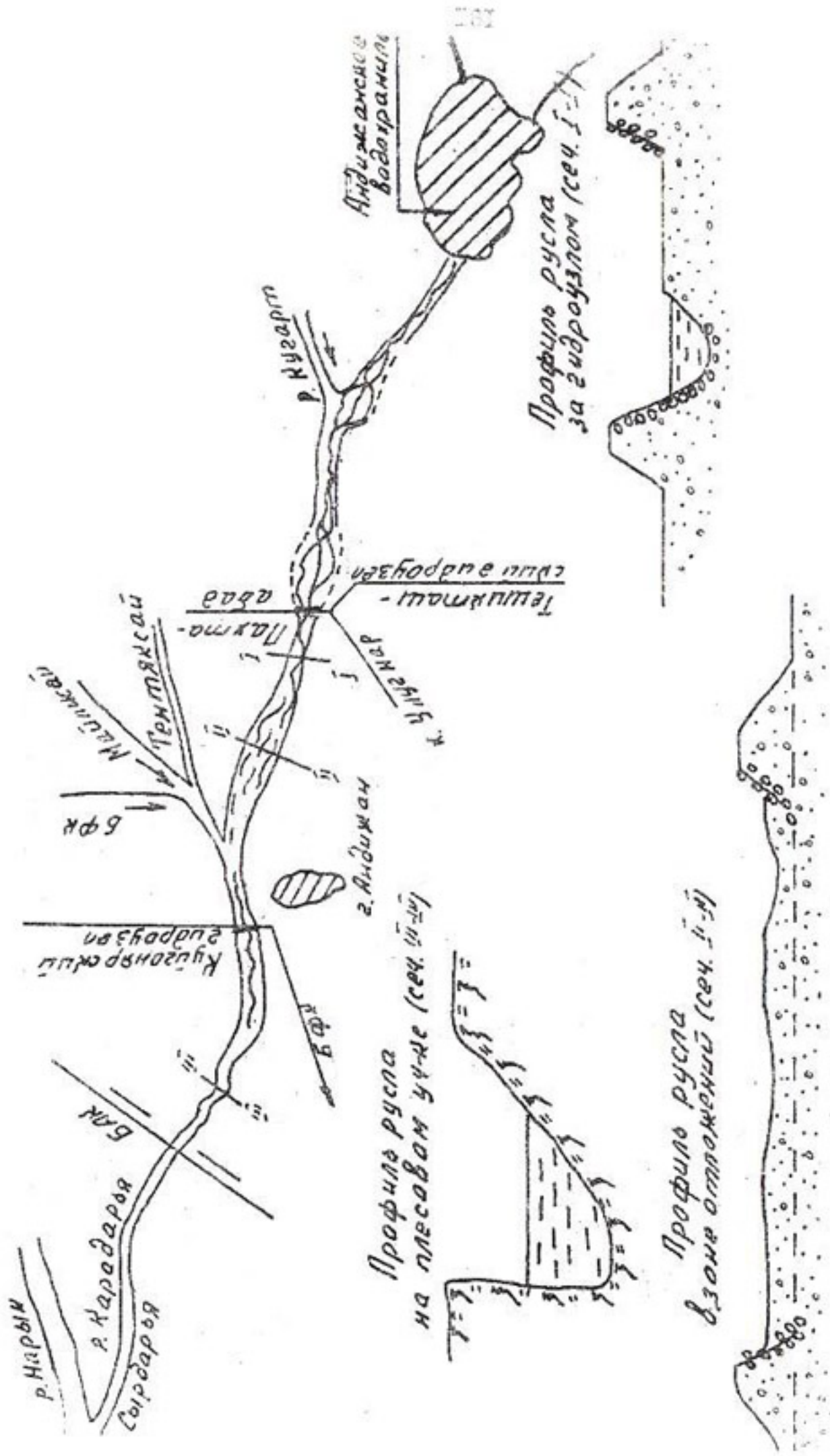


Рис. 1. План-схема р. Карадарья

твом участка ниже гидроузла на длине 13 км и в концевой части ниже пересечения Андизанского канала длиной 23 км русло зарегулировано. Средняя часть третьего участка длиной 32 км врезана в русло реки. Резких русловых деформаций не наблюдается и не требуется проводить руслорегулировочные работы по всей длине этого участка. В отдельных местах на незарегулированном участке, где русло резко изгибается, наблюдаются русловые деформации. Здесь проводится упалаживание берегов и укрепление откоса каменной наброской.

Как показали расчеты, на первом участке минимальная ширина зарегулированного русла 140 м, а средняя высота дамбы 4 м, что вполне достаточно для пропуска максимального расхода воды. Однако сужение русла двухсторонними дамбами до 140–300 м ограничило зоны меандрирования потока по ширине русла, увеличило уклон и скорость потока в 1,3–1,5 раза. Кроме того, из водохранилища выходит чистый поток. Все это способствовало размыву и углублению дна русла на 2–3 м по фарватеру потока шириной 40–50 м. После размыва и уноса потоком мелких частиц на дне русла по оси фарватера потока произошла отмостка более крупных фракций (рис.2).

Отмостки представляют собой скатанную в отдельности скальную породу. Часто их форма достаточно близка к эллипсоиду. Зависимость трех измерений камня от среднеарифметического диаметра показана на рис.3. Минимальный диаметр отмостивающих фракций по поверхности русла в настоящее время составляет 100 мм. Для максимального расхода он равен 75 мм, что обеспечивает пропуск паводковых вод без дополнительного размыва дна. При этом необходимо направить течение потока по существующему руслу между продольными дамбами и укрепить откос продольной дамбы на местах непосредственного подхода потока в дамбу.

В средней части первого участка особых русловых изменений не наблюдается. Здесь необходимо завершить строительство продольных дамб. Конечная часть длиной 10 км до Тешикташского гидроузла незарегулирована. На этом месте отложение наносов происходит из-за уменьшения транспортирующей способности потока в результате подпороного режима течений. Это явление в настоящее время происходит и в хвостовой части зарегулированного русла из-за резкого расширения его за зарегулированным участком и уменьшения транспортирующей способности потока.

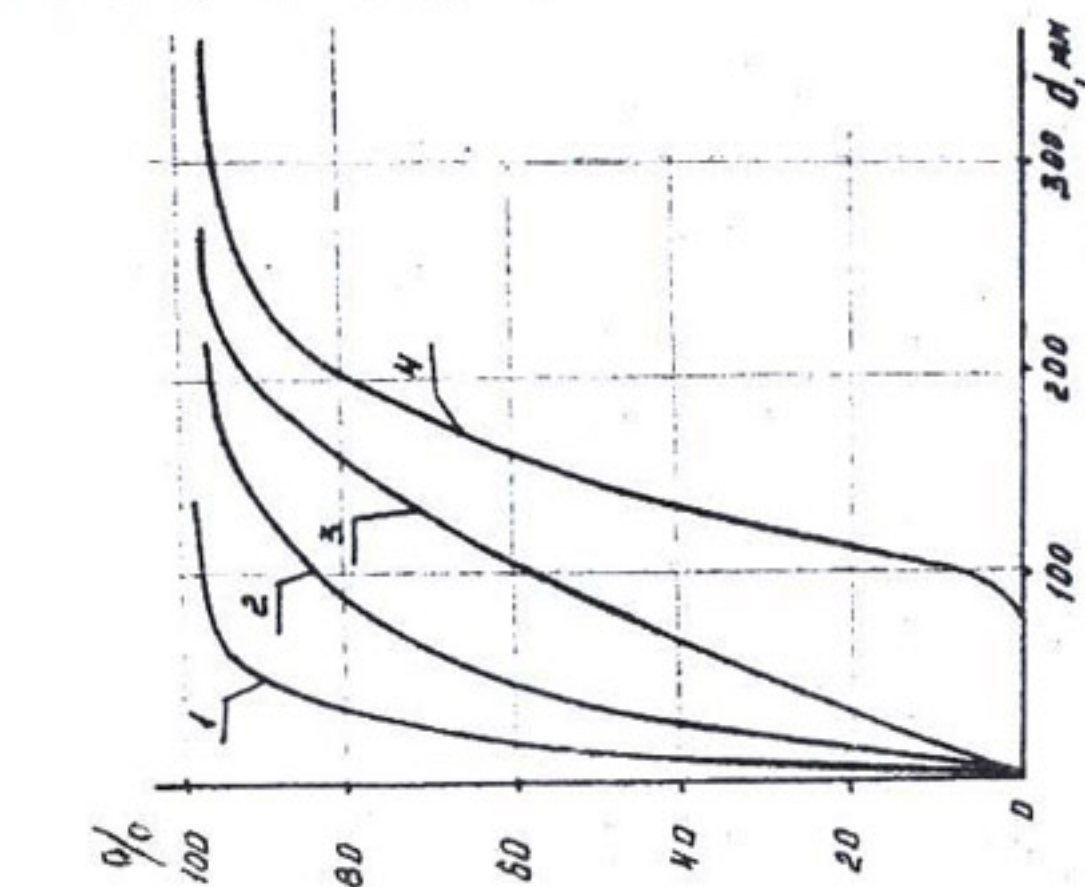


Рис. 2. Фракционный состав донных отложений до (1-3) и после (4) регулирования русла

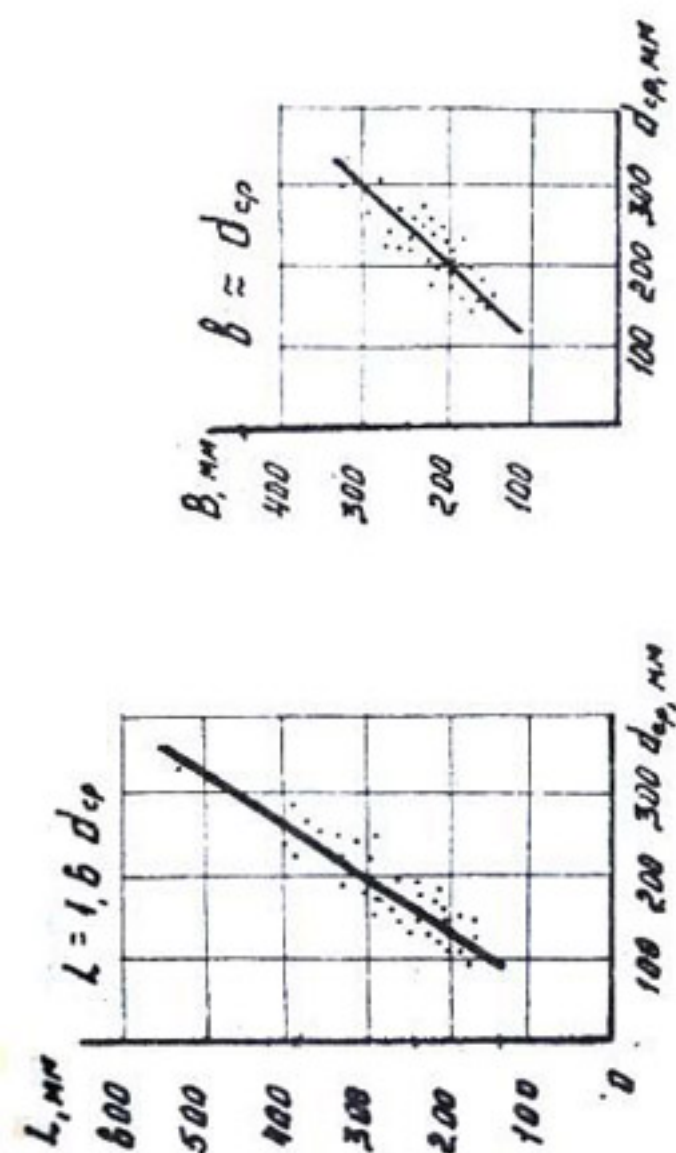


Рис. 3. Связь длины (L), ширины (B) и высоты (h) со средним размером (d_{cp}) каменной отмостки после регулирования русла

Как показали проведенные расчеты русла выше Тешикташского гидроузла, минимальный размер отмостки $d = 40$ мм получен при максимальном расходе. Поток из верхнего участка несет наносы размером 40 мм и более и не способен транспортировать их. Это привело к осадению наносов и подъему дна. В дальнейшем отложение наносов распространилось и на верхний участок русла.

Для стабилизации процесса необходимо ускорить регулирование русла двухсторонними дамбами и расчистить русло. Наносы со дна русла следует использовать для строительства новых и усиления существующих дамб.

На втором участке также после Тешикташского гидроузла наблюдался размыв дна, в результате русло углубилось на 2-3 м по фарватеру потока шириной 50-60 м. Минимальный размер отмостки на поверхности русла составляет 60 мм, что обеспечивает пропуск максимального расхода без размыва. Значит, при прохождении паводка по руслу обеспечивается устойчивость каменной отмостки, т.е. не должен происходить размыв дна русла. Устойчивость каменной отмостки можно обеспечить только при сохранении криволинейного русла между дамбами в существующем положении и усилении каменного крепления откоса дамбы в местах непосредственного подхода потока к дамбе.

В середине второго участка начинается зона отложения. Ширина зарегулированного русла здесь доходит до 500 м, т.е. поток почти свободно меандрируется. Он не в состоянии транспортировать приносимые выше наносы, и они осаждаются. Подъем дна в среднем 1,0 м. Для увеличения пропускной способности необходимо расчистить русло от наносов. Их можно использовать для усиления и наращивания продольной дамбы. За зоной отложений до Куйганярского гидроузла длиной 10 км русло довольно устойчиво.

На третьем участке ниже Куйганярского гидроузла длиной 13 км русло зарегулировано двухсторонними дамбами. Далее до дюкера Большого Андижанского канала длиной 21 км р. Карадарья по русловым отложениям имеет более стабильный характер. Русло углублено и умеренно извилистое. В местах резкого поворота наблюдается деформация берегов, которую можно приостановить уполаживанием и креплением берегового откоса каменной наброской. Ниже Большого Андижанского канала русло более широкое - 250-500 м. По всей длине русло зарегулировано. На берегах и откосах дамбы растущие деревья повышают устойчивость откосов.

Таким образом, гидроузлы водохранилища и защитно-регулирующие сооружения на р. Карадарье обеспечивают гарантированный водозабор в ирригационные каналы, защищают народнохозяйственные объекты от затопления паводковыми водами. Однако русловые изменения, происходящие под влиянием сооружений, отрицательно влияют на безопасный пропуск паводковых вод. Русловая обстановка в настоящее время несколько стабилизировалась, для безопасного пропуска паводковых вод необходимо произвести реконструкцию защитно-регулирующих сооружений.

Е.И.Белесков, А.Х.Садыков

МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ ГИДРО-ТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ В РЕСПУБЛИКЕ УЗБЕКИСТАН

Надежность водохранилищных гидротехнических сооружений (ГТС) определяется научно-техническим качеством их проектирования и строительства, а также профессиональным уровнем эксплуатации.

Ошибки проектирования, некачественное строительство, просчеты при эксплуатации приводят к снижению надежности, отказам сооружений или их элементов. Продолжительность эксплуатации также влияет на их надежность.

Надежность - вероятностная характеристика, может быть достоверно определена с помощью численных значений критериев надежности на основании статистических данных об отказах ГТС.

В Узбекистане большое внимание уделялось разработке и использованию научно обоснованных методов проектирования ГТС. Однако вопросы сбора статистических данных, их обработка методами теории надежности решены неполностью. Не на всех ирригационных водохранилищах велся сбор данных об отказах по единой системе, не осуществлялось накопление многолетних сведений для совместной обработки.

Лабораторией водохранилищ и каналов САНИИРИ разработана инструкция по ведению таких наблюдений для сбора данных, позволяющих рассчитать надежность ГТС. Выполнены визуальные обследования основных сооружений на 53 ирригационных водохранилищах республики, изучены их проектные материалы и источники, содержащие дан-

ные об отказах сооружений (годовые отчеты по содержанию и эксплуатации ГТС, акты обследований, журналы наблюдений и др.). Собранный банк данных должен пополняться за счет результатов дальнейших наблюдений согласно разработанной инструкции.

Для установления параметров теоретического распределения времени безотказной работы обычно используется таблица, составленная по данным наблюдений об отказах. Трудность составления такой таблицы для ГТС заключается в наличии пробелов в наблюдениях с начала ввода водохранилищ в эксплуатацию. Кроме того, сроки эксплуатации их различны и исчисляются от нескольких до десятков лет.

В этой связи нами предложена таблица зависимости интенсивностей отказов от времени эксплуатации, для составления которой не обязательно иметь данные наблюдений с начала эксплуатации водохранилища.

Параметры распределения Вейбулла $P(t) = \exp(-\lambda_0 t^k)$ в этом случае определяются по формулам, полученным нами по методу наименьших квадратов

$$k = 1 + \frac{n \sum_{i=1}^n \ln \lambda(t_i) \ln t_i - \sum_{i=1}^n \ln \lambda(t_i) \sum_{i=1}^n \ln t_i}{n \sum_{i=1}^n (\ln t_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^n \ln t_i \right)^2}, \quad (1)$$

$$\lambda_0 = \frac{1}{k} \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln \lambda(t_i) \sum_{i=1}^n (\ln t_i)^2 - \sum_{i=1}^n \ln \lambda(t_i) \ln t_i \sum_{i=1}^n \ln t_i}{n \sum_{i=1}^n (\ln t_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^n \ln t_i \right)^2} \right]. \quad (2)$$

где t_i и $\lambda(t_i)$ — время эксплуатации и соответствующая интенсивность отказов в таблице, составленной по статистическим данным.

В качестве примера использования этого метода может служить определение параметров распределения времени безотказной работы затворов по данным об отказах на водохранилищах Узбекистана (таблица).

По формулам (1) и (2) имеем $k = 0,9$; $\lambda_0 = 0,03$. Следовательно, вероятность безотказной работы за расчетный период t лет выражается зависимостью $P(t) = \exp(-0,03 t^{0,9})$. Например, через 20 лет эксплуатации $P(t) = \exp(-0,03 20^{0,9}) = 0,64$.

Время эксплуатации, лет	5	15	25	35	42
Интенсивность отка- зов, λ	0,0240	0,0215	0,0204	0,0198	0,0194

Интенсивность отказов за некоторый период времени, в течение которого отказало z объектов из n испытываемых, равна $\lambda(t) = \frac{1}{\theta}$, где параметр θ равен (по оценке максимального правдоподобия)

для невосстанавливаемых объектов

$$\theta = \frac{1}{z} \left[\sum_{i=1}^n t_i + (n-z) t_z \right], \quad (4)$$

для восстанавливаемых объектов

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{z} \quad (5)$$

В некоторых случаях, когда устойчивость ГТС зависит от воздействия ветровых волн, надежность их можно приближенно выразить зависимостью от распределения скоростей ветра, наблюдения за которыми ведутся систематически.

Распределение скоростей ветра по величине выражается зависимостью

$$P(V_{\omega}) = \exp(-\alpha V_{\omega}^k), \quad (6)$$

где параметры распределения α и k вычисляются по формулам

$$k = \frac{n \sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \cdot \ln [-\ln P(V_{\omega_i})] - \sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \cdot \sum_{i=1}^n \ln [-\ln P(V_{\omega_i})]}{n \sum_{i=1}^n (\ln V_{\omega_i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \right)^2}, \quad (7)$$

$$\alpha = \exp \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n (\ln V_{\omega_i})^2 \cdot \sum_{i=1}^n \ln [-\ln P(V_{\omega_i})] - \sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \cdot \sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \ln [-\ln P(V_{\omega_i})]}{n \sum_{i=1}^n (\ln V_{\omega_i})^2 - \left(\sum_{i=1}^n \ln V_{\omega_i} \right)^2} \right\}. \quad (8)$$

Вероятность безотказной работы равна по экспоненциальному распределению $P(t) = \exp\left(-\frac{t}{T_{cp}}\right)$,

где T_{cp} — среднее время безотказной работы.

Так как

$$P(V_{\omega p}) = \frac{1}{N T_{cp}} = \exp(-\alpha V_{\omega p}^k), \quad (9)$$

то
$$P(t) = \exp[-N \exp(-\alpha V_{\omega p}^k) \cdot t],$$

где N — число случаев наблюдения скорости ветра волноопасного направления для ГТС (за год);

$V_{\omega p}$ — расчетная скорость ветра для ГТС.

При таком методе расчета вероятности безотказной работы не учитываются такие факторы, как ошибки, допущенные при эксплуатации, и изменение прочностных характеристик строительных материалов. Последнее можно учесть, если установить закономерность изменения характеристик материалов от времени.

Аналогично для сооружений, надежность которых зависит от расходов воды в реке, питающей русловое водохранилище, может быть использовано распределение максимальных расходов, а именно, распределение Гумбеля I-го типа

$$P(t) = \exp[-\exp(-y)], \quad (10)$$

где $y = \alpha_N (Q_{расч.} - \beta_N)$,

$Q_{расч.}$ — расход, на который рассчитано сооружение.

Для определения параметров α_N и β_N можно предложить полученные нами формулы

$$\alpha_N = \frac{n \sum_{i=1}^n \left\{ \ln[-\ln P(Q_i)] \right\}^2 - \left\{ \sum_{i=1}^n \ln[-\ln P(Q_i)] \right\}^2}{\sum_{i=1}^n Q_i \sum_{i=1}^n \ln[-\ln P(Q_i)] - n \sum_{i=1}^n Q_i \ln[-\ln P(Q_i)]}, \quad (11)$$

$$\theta_N = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \sum_{i=1}^n \{\ln[-\ln P(Q_i)]\}^2 - \sum_{i=1}^n Q_i \ln[-\ln P(Q_i)] \cdot \sum_{i=1}^n \ln[-\ln P(Q_i)]}{n \sum_{i=1}^n \{\ln[-\ln P(Q_i)]\}^2 - \left\{ \sum_{i=1}^n \ln[-\ln P(Q_i)] \right\}^2} \quad (12)$$

В этом случае вероятность безотказной работы сооружения, подверженного воздействию потока воды, равна

$$P(t) = \exp\{[\exp[-\exp(-y)] - 1]t\}. \quad (13)$$

В результате расчетов после накопления статистических данных можно оценить состояние надежности ГТС в республике, выделить из них те, которые требуют принятия неотложных мер по повышению надежности. Могут быть оптимизированы сроки ремонтных работ и обоснованно планироваться их объемы. Эти мероприятия позволят повысить эффективность использования имеющихся водохранилищ в Узбекистане.

Список использованной литературы

1. Мирцхулава Ц. Е. Надежность гидромелиоративных сооружений. М.: Колос, 1974. 273 с.
2. Барлоу Р., Прошан Ф. Математическая теория надежности. Пер. с англ. // Под ред. Б.В.Гнеденко. М.: Советское радио, 1969. 487 с.
3. Справочник по надежности. Т. I. Пер. с англ. / Под ред. Б.Р. Левина. М.: Мир, 1969. 340 с.
4. Маламедов И. М. Физические основы надежности. Л.: Энергия, 1970. 152 с.
5. Ртищев А. Г. Сбор, обработка и анализ информации о надежности. М.: Изд. комитета стандартов, мер и измерительных приборов при Совете Министров СССР, 1970. 58 с.

Ф.А. Гапбаров

ПОТЕРИ ВОДЫ НА ИСПАРЕНИЕ ИЗ ИРРИГАЦИОННЫХ ВОДО-
ХРАНИЛИЩ УЗБЕКИСТАНА

Большие потери воды из водохранилищ могут влиять на их надежность как источников орошения.

Согласно определению [1], надежность сооружений — это свойство сохранять во времени и установленных пределах значения всех параметров, характеризующих способность выполнять требуемые функции в заданных режимах, условиях применения и технического обслуживания.

Ирригационные водохранилища должны обеспечивать подачу воды из ее источников в необходимых для выращивания сельскохозяйственных культур объемах и режимах.

Потери воды на испарение являются расходной частью водного баланса водохранилища, которая полностью теряется. Уменьшая объем полезно используемой воды, потери на испарение, таким образом, могут влиять на надежность водохранилища как источника питания.

Потери на испарение из водохранилищ Узбекистана значительны как из-за климатических условий, так и по другим причинам, в том числе из-за малой глубины некоторых из них. Для определения этих потерь нами были выполнены расчеты испарения из 49 водохранилищ, согласно [2], с учетом их объемов, площади зеркала и средней глубины на основании наблюдений влажности воздуха, скорости ветра и других климатических характеристик за 10 лет на метеорологических и озерных станциях. Для некоторых водохранилищ в предгорных районах использована формула из [3].

Потери воды на испарение за год определены при условии соблюдения для каждого водохранилища графика наполнения и сброса, близкого к проектному.

Испарение с поверхности водохранилищ, потери на испарение за год и параметры водохранилищ приведены в таблице. Годовые потери на испарение в процентах от полного объема водохранилища в зависимости от средней глубины водохранилища показаны на рисунке. Сглаживающие кривые, определенные по методу наименьших квадратов отдельно для водохранилищ бассейна Сырдарьи и Аму-

Потери на испарение из водохранилищ Узбекистана

Водохранилище	Объем, млн.м ³	Площадь зеркала, млн.м ²	Сред- няя глуби- на, м	Испа- рение, мм	Потери на ис- парение, млн.м ³ за год	Потери на ис- паре- ние, % от объ- ема
1	2	3	4	5	6	7

Бассейн Сырдарьи

Андижанская область

Андижанское	1900	56	33,9	735	28,9	1,5
Ассакадырское	3,5	0,29	12,1	736	0,149	4,3

Ферганская область

Каркидонское	218,4	9,53	22,9	611	4,65	2,1
Кургантепинское	24 13,3	1,76 1,05	13,6 12,7	870	1,07 0,639	4,5 4,8

Нияманганская область

Заркентское	16	1,08	14,8	855	0,63	3,9
Эскиерское	18,5	1,72	10,8	962	1,16	6,3
Чартакское	28	2,1	13,3	855	1,1	3,9
Карасувское	3	0,3	10,0	855	0,189	6,3
Кассансайское	159,2	8	19,9	673	3,77	2,4
Варзыкское	18,2	0,94	19,4	855	0,707	3,9
Коксерексайское	6,2	0,64	9,7	855	0,376	6,1
Карамурудское	0,8	0,1	8,0	855	0,06	7,5
Джидасайское	10	0,65	15,4	1142	0,577	5,8

Ташкентская область

Ахангаранское	260	5,5	47,3	1142	4,09	1,6
Ташкентское	203,8	20	10,2	746	10,8	5,3
Чарвакское	1990	40,1	49,7	1344	35,3	1,8

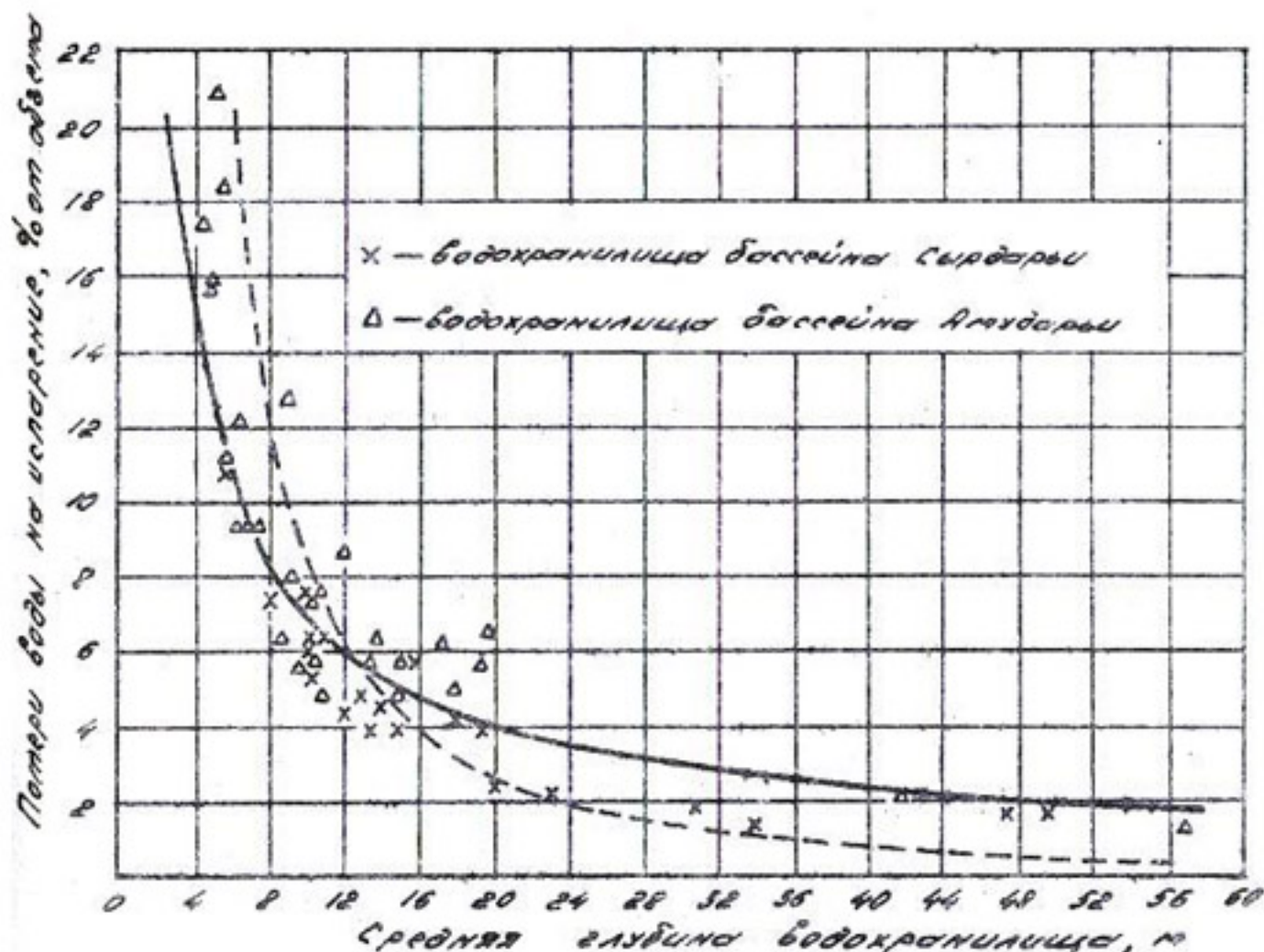
Сырдарьинская область

Ходжамушкентское	8	0,45	17,8	937	0,338	4,2
Зааминское	52	1,7	30,6	937	0,93	1,8

Джизакская область

Джизакское	75,3	13,75	5,5	937	8,16	10,8
Наукинское	6	0,6	10,0	937	0,446	7,4
	5014,2				104,04	2,1

	1	2	3	4	5	6	7
<u>Бассейн Амударьи</u>							
Сурхандарьинская область							
Кжносурханское	598	65	9,2	I00I	48,0	8,0	
Дегресское	10,72	2,25	4,8	I00I	1,68	15,7	
Актепинское	100	11,5	8,7	I536	12,7	12,7	
Учкызылское	160	10,5	15,2	I324	9,27	5,8	
Туполангское	500	8,85	56,5	III9	6,55	1,3	
Кашкадарьинская область							
Гиссарское	170	4,1	41,5	I209	3,61	2,1	
Ташлаксайское	7	0,52	13,5	I209	0,44	6,3	
Чимкуртанское	425	49,2	8,6	835	26,6	6,3	
Шурабсайское	2	0,38	5,3	I209	0,222	11,1	
Калкаминское	9,45	1,4	6,8	835	0,833	9,3	
Кызылсуysкое	6,5	0,44	14,8	I209	10,313	4,8	
Карабагское	7,5	0,75	10,0	I054	0,553	7,4	
Нугайлиновское	2,5	0,6	4,2	835	0,434	17,4	
Янгикурганское	3,3	0,7	4,7	835	0,525	15,9	
Лянгарское	7,2	0,7	10,3	867	0,414	5,8	
Каматинское	25	3,82	6,5	867	2,32	9,3	
Дехканабадское	25,4	1,48	17,2	I520	1,58	6,2	
Пачкамарское	238	12,4	19,2	I503	13,4	5,6	
Талимерджанское	I525	77,35	19,7	I827	98,9	6,5	
Джизакская область							
Караултепинское	53	7,5	7,1	937	4,93	9,3	
Самаркандская область							
Каратепинское	19	1,9	10,0	I066	1,41	7,4	
Карасуйское	24,9	3,87	6,4	I066	3,02	12,1	
Тусунсайское	35,3	2,68	13,2	I066	2,01	5,7	
Акдарьинское	112,5	11,6	9,7	719	6,04	5,4	
Каттакурганское	840	79,5	10,6	719	40,6	4,8	
Бухарская область							
Шоркульское	170	30	5,7	I056	31,1	18,3	
Кумазарское	322,7	18	17,9	I308	16,0	5,0	
Тудакульское	800	170	4,7	I308	166	20,8	
Хорезмская область							
Туямуюнокое	7800	650	12,0	I476	672	6,6	
	I4000				1171,5	8,4	



Зависимость величины испарения с поверхности
водохранилищ от их средней глубины

дарьи, оказались следующими:

$$\frac{\Delta W}{W} 100\% = 41,4 h - 1,69 \text{ и } \frac{\Delta W}{W} 100\% = 41,5 h - 0,775,$$

где ΔW — годовые потери воды из водохранилища за год;

W — полный объем водохранилища.

Как и следовало ожидать, относительные потери быстро уменьшаются с увеличением глубины.

При средней глубине больше 16 м потери на испарение меньше 5% от объема водохранилища. При значительной глубине влияние ее изменений на величину испарения становится незначительным.

Суммарные потери из водохранилищ бассейна Сырдарьи около 5 млрд. м³ составляют 2,1% от их объема. Сравнительно небольшой

объем суммарных потерь связан с наличием здесь таких глубоких водохранилищ, как Андижанское, Ахангаранское, Чарвакское, Каркидонское, Зааминское.

Суммарные потери из водохранилищ бассейна Амударьи 14 млрд. м³ составляют 8,4% от их объема. Большие потери на испарение объясняются не только климатическими условиями, но и наличием таких водохранилищ, как Талимарджанское, Джаносурханское, Актепинское, Шоркульское, Тудакульское и Туямукское, которые за исключением последнего имеют среднюю глубину меньше 8 м.

Полученные результаты позволяют детально уточнить сведения о потерях воды на испарение, используемые службами эксплуатации водохранилищ и оценить размеры потерь воды на испарение из водохранилищ Узбекистана, а также разрабатывать мероприятия по их уменьшению.

Список использованной литературы

1. Надежность в технике. Термины и определения. ГОСТ 27.002-89. М., 1989.
2. Указания по расчету испарения с поверхности водоемов. Л.: Гидрометеиздат, 1969. 84 с.
3. Горелкин Н. Е., Бикитин А. М. Испарение с водоемов Средней Азии // Труды САННИ. М.: Гидрометеиздат. Вып. 102 (183). 1985. С. 3-24.

А.Т.Пулатов, В.А.Скрыльников

РАСЧЕТ ЗАНЕСЕНИЯ ВЕРХНИХ БЪЕЖОВ НИЗКОНАПОРНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

В работе [1] получено уравнение занесения в виде

$$\frac{V_0}{1-\alpha} \int \frac{dx}{1-x\eta} + C = \int_0^t P_i dt, \quad (1)$$

где

$$x = \alpha + (1-\alpha) \frac{V_3}{V_0}, \quad (2)$$

$$\alpha = V_p / V_H,$$

здесь V_p - объем устойчивого русла, V_H - начальный объем съема, V_0 - предельно-заносимый объем; P_i - расход наносов в единицу времени.

Решение в работе [1] выполнено приближенным интегрированием двумя способами. Первый принимает замену переменного новым значением в виде $U = 1 - x \cdot \eta$ и значение $A'_0 = x \cdot \eta^{-1}$, анализ изменения которого позволил принять среднее значение

$$A_0 = 0,5 (1 + \alpha^{\eta-1}). \quad (3)$$

В результате интегрирования получена зависимость

$$t = \frac{V_0}{\eta \cdot (1-\alpha) \cdot A_0 \cdot G_0} \ln \frac{1-\alpha \cdot \eta}{1-x \cdot \eta}. \quad (4)$$

Второй способ заключается в преобразовании левой части интеграла умножением и делением на $\frac{\eta \sqrt{x^\eta}}{2x}$ и принятием среднего значения $\frac{\eta \sqrt{x^\eta}}{x}$. Задаваясь в (2) граничными значениями $V_3 = 0$ и $V_3 = V_0$, окончательное решение получено в виде

$$t = \frac{V_0 A}{\eta \cdot (1-\alpha) G_0} \cdot \ln \frac{(1+\sqrt{x \cdot \eta}) \cdot (1-\sqrt{\alpha^\eta})}{(1-\sqrt{x \cdot \eta}) \cdot (1+\sqrt{\alpha^\eta})}, \quad (5)$$

$$\text{где } A = 0,5 (1 + \alpha^{1-0,5\eta}). \quad (6)$$

Но уравнение (1) имеет два точных решения при $\eta = 1$ и $\eta = 2$.

$$\text{При } \eta = 1 \quad \int \frac{dx}{1-x} = -\ln(1-x) + C, \quad (7)$$

$$\text{При } \eta = 2 \quad \int \frac{dx}{1-x^2} = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1+x}{1-x} \right) + C. \quad (8)$$

Подставляя (7) в (1), получим при расчетах на среднемного-летний сток наносов выражение вида

$$-\frac{V_0}{1-\alpha} \ln(1-x) + C = t \cdot G_0 \quad (9)$$

Из граничных условий ($t = 0$, $V_3 = 0$, $x = \alpha$) будем иметь

$$C = \frac{V_0}{1-\alpha} \ln(1-\alpha). \quad (10)$$

Подставляя (10) в (9), получим

$$t = \frac{V_0}{(1-\alpha)G_0} \ln \frac{(1-\alpha)}{(1-x)} \quad (11)$$

Сравним уравнения (4) и (10). При $\eta = 1$ по уравнению (3) $A_0 = 1,0$ и зависимость (4) переходит в уравнение (10).

Таким образом, приближенное интегрирование в виде (4) дает при $\eta = 1,0$ результат, совпадающий с точным решением.

Подставляя (8) в (1), получим

$$\frac{V_0}{(1-\alpha)} \cdot \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1+x}{1-x} \right) + C = t G_0. \quad (12)$$

Из граничных условий $t = 0$, $V_3 = 0$, $x = \alpha$

$$C = -\frac{V_0}{1-\alpha} \ln \frac{(1+\alpha)}{(1-\alpha)} \quad (13)$$

Из (12) с учетом (13) получим

$$t = \frac{V_0}{(1-\alpha) \cdot 2 G_0} \ln \frac{(1+x) \cdot (1-\alpha)}{(1-x) \cdot (1+\alpha)} \quad (14)$$

Из выражения (5) при $\eta = 2$ получим (14). Следовательно, выражение (5) охватывает точное решение при $\eta = 2$. Рассмотрим случай, когда (5) имеет значение $\eta = 1$, т.е.

$$t = \frac{V_0 A'}{(1-\alpha) \cdot G_0} \ln \frac{(1+\sqrt{x}) \cdot (1-\sqrt{\alpha})}{(1-\sqrt{x}) (1+\sqrt{\alpha})}, \quad (15)$$

где $A' = 0,5 (1 + \sqrt{\alpha})$ получено из (6) при значении $\eta = 1$.

В качестве примера расчета рассмотрим Кампырватский бьеф.

Начальная емкость $V_H = 0,224 \cdot 10^6 \text{ м}^3$. Объем русла в пределах начальной длины кривой подпора, по вычислениям В.С. Лапшенкова, равен $V_{PH} = 0,132 \cdot 10^6 \text{ м}^3$; $L = 130 \text{ мм}$, $d_{cp} = 30 \text{ мм}$. Параметр $\eta = \frac{3,5 d_{cp}}{L - d_{cp}} = \frac{3,5 \cdot 30}{130 - 30} = 1,05 \cong 1,0$.

Параметр $\alpha = \frac{V_{PH}}{V_H} = 0,59$; $K = 1 - \alpha = 0,41$;

$\alpha^7 = 0,59$; предельно-вносимый объем $V_0 = 0,241 \cdot 10^6 \text{ м}^3$,
 $G_0 = 0,15 \cdot 10^6 \text{ м}^3/\text{год}$.

Параметр $A_0 = 0,5 (1 + a^{\eta - 1})^{\frac{177}{1}}$ = 1,0.

Параметр $A = 0,883$.

$$\phi_1 = \frac{V_0}{\eta \cdot (1-a) A_0 G_0} = \frac{0,241}{1,0 \cdot 0,41 \cdot 1,0 \cdot 0,15} = \frac{0,241}{0,0615} = 3,92 \text{ лет.}$$

$$\phi_3 = \frac{V_0 A}{\eta (1-a) G_0} = \frac{0,241 \cdot 0,883}{1,0 \cdot 0,41 \cdot 0,15} = \frac{0,212}{0,0615} = 3,45 \text{ лет}$$

Результаты расчета по формулам (II) и (I4), а также натурные данные приведены ниже.

Результаты расчета по формуле (II)		Результаты расчета по формуле (I4)		Натурные данные	
$V_3 \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$t, \text{ лет}$	$V_3 \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$t, \text{ лет}$	$V_3 \cdot 10^6 \text{ м}^3$	$t, \text{ лет}$
0,05	0,9	0,05	0,985	..	-
0,185	5,7	0,185	5,63	0,188	5
0,224	10,7	0,224	9,8	0,224	10

Как видно, результаты расчета по зависимостям (II) и (I4) практически совпадают и хорошо соответствуют натурным данным.

Список использованной литературы

1. Скрыльников В. А., Кеберле С. И., Белоков Б. И. Повышение эффективности эксплуатации водохранилищ. Ташкент: Мехнат, 1987. 243 с.
2. Скрыльников В. А. Расчет продолжительности занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов // Известия АН УзССР. Серия техн. наук. 1970. № 1. С. 50-55.
3. Скрыльников В. А., Пулатов А. Г. О расчете продолжительности занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов // Изв. АН УзССР. Серия техн. наук. 1976. № 4. С. 51-55.

ГРАДУИРОВКА ВОДОПРОВОДЯЩИХ ШИТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

На существующей оросительной сети для определения расхода воды в каналах используются специально оборудованные гидростаты - водомерное устройство типа "фиксированное русло". Главный недостаток их - отсутствие оперативности водораспределения. Кроме того, частая смена водомерных реек приводит к необходимости ежегодного выполнения градуировки гидростатов и строительству новых графиков $H = f(Q)$ в створе гидростата. В связи с этим градуировка непосредственно водопроводящих сооружений позволит значительно улучшить оперативность и точность водораспределения и снизить возможные организационные потери.

Градуировка водопроводящих шитовых сооружений в настоящее время сводится к определению коэффициента расхода по двум существующим зависимостям:

для свободного истечения

$$\mu = \frac{Q_k}{b \cdot a \cdot n \cdot \varepsilon \sqrt{2g \cdot (H - a\varepsilon)}}, \quad (1)$$

для затопленного истечения

$$\mu = \frac{Q_k}{b \cdot a \cdot n \sqrt{2gZ}} = \frac{Q_k}{b \cdot n \cdot a \sqrt{2g(H - h)}}, \quad (2)$$

где μ - коэффициент расхода сооружения;

Q_k - расход воды, измеряемый в створе гидростата (расход канала);

b - ширина отверстия;

n - количество отверстий;

a - величина открытия затвора;

H - глубина воды в верхнем бьефе при отметке НПУ;

h - глубина наполнения воды в канале при условии равенства отметок для сооружения и канала;

$a \cdot \varepsilon = h_c$ - глубина в сжатом сечении.

Рассмотрим затопленное истечение через сооружения, согласно выражению (2), имеем неизвестные величины μ , Q , a , Z в одном уравнении. Если определять значение μ , задаваясь

расходом Q , то остается два неизвестных a и Z в одном уравнении.

В выражение (2) введем обозначение

$$b \cdot n \cdot a \sqrt{2gZ} = b \cdot n \cdot a \sqrt{2g(H-h)} = Q_p \quad (3)$$

Тогда (2) можно записать в виде

$$\mu = \frac{Q_k}{Q_p} \quad (4)$$

где Q_p — расчетный расход воды через сооружение без учета сжатия и потерь напора.

Из (4) можно записать

$$Q_c = Q_k = \mu_p \cdot Q_p \quad (5)$$

где Q_c — расход воды через сооружение с учетом сжатия и потерь напора;

μ_p — расчетный коэффициент расхода, равный 0,62;

Q_k — расход воды в канале при μ_p .

Все возможные случаи изменения коэффициента расхода можно отнести к одному из следующих:

- 1) $Q_c = Q_k$; $\mu = \mu_p$,
- 2) $Q_c < Q_k$; $\mu < \mu_p$,
- 3) $Q_c > Q_k$; $\mu > \mu_p$.

Расчетный коэффициент расхода рекомендуется определять как в Д.2

$$\mu_p = \varepsilon \cdot \varphi \quad (6)$$

где ε — степень сжатия струи;

φ — коэффициент потери напора.

В работе [2] приведены значения ε , φ и μ для различных величин a/H_0 .

При $a/H_0 = 0,1$; $\varepsilon = 0,61$; $\varphi = 0,994$; $\mu = 0,606$.

При $a/H_0 = 0,7$; $\varepsilon = 0,67$; $\varphi = 0,924$; $\mu = 0,619$.

При $a/H_0 = 0,8$; $\varepsilon = 0,71$; $\varphi = 0,895$; $\mu = 0,635$.

При $a/H_0 = 0,9$; $\varepsilon = 0,78$; $\varphi = 0,855$; $\mu \approx 0,710$.

Примем, что наиболее распространенное относительное открытие затвора ограничивается значением $\alpha/M_0 = 0,7$. Тогда расчетный коэффициент расхода $\mu_p = 0,62$.

Анализ фактических данных по каналам ЛМК, ПМК, Рыбхоз Казалинского гидроузла и головного сооружения канала им.Кирова показал, что значения коэффициента расхода могут изменяться по трем рассмотренным выше случаям. Обнаружено, что второй случай ($\mu < \mu_p$) имеет место, когда фактическое сечение канала меньше проектного. Третий случай может наблюдаться для сооружений на каналах, когда при проектировании коэффициент расхода принят больше расчетного, равного 0,62.

Имеющийся материал лабораторных исследований Казалинского гидроузла показал, что при соблюдении размеров сооружений и каналов точно по проекту коэффициент расхода будет равен расчетному.

По данным для указанных каналов построены графики $\mu = f(Z)$ и получены следующие зависимости:

$$\text{ПМК} \quad \mu_n = 0,75 - 0,3 Z, \quad (7)$$

$$\text{ЛМК} \quad \mu_A = 1 - 0,217 Z, \quad (8)$$

$$\text{Рыбхоз} \quad \mu_p = 1 - 0,327 Z^{0,387}, \quad (9)$$

$$\text{им.Кирова} \quad \mu_K = 0,94 - 0,197 Z. \quad (10)$$

Кроме этого, построены графики $Z = f(Q)$ и получены выражения

$$\text{ПМК} \quad Z_n = 2,16 - 0,058 Q, \quad (11)$$

$$\text{ЛМК} \quad Z_A = 2,24 - 0,019 Q, \quad (12)$$

$$\text{Рыбхоз} \quad Z_p = 3,5 - 0,514 Q^{0,48}, \quad (13)$$

$$\text{им.Кирова} \quad Z_K = 2,28 - 0,0076 Q. \quad (14).$$

Формулы (11)–(14) позволяют охватить случаи, когда уровень воды в верхнем бьефе будет как постоянным, так и переменным. Но все гидротехнические сооружения, особенно речные гидроузлы и крупные сооружения на каналах, имеют заданную для каждого сооружения отметку НПУ. Как правило, отметка НПУ в процессе эксплуатации сохраняется постоянной с небольшими отклонениями за исключением водохранилищных сооружений и отдельных сооруже-

ний на каналах, условия эксплуатации которых не позволяют строго соблюдать НПУ.

Для постоянного уровня воды в верхнем бьефе на отметке НПУ наряду с (II)-(I4) можно пользоваться формулами для глубины наполнения в канале, которая входит в выражение (2). При постоянной отметке НПУ уровни воды в створе гидростата изменяются по строгому закону $h = f(Q)$, что обеспечивает автоматически определенный закон изменения их перепада. Каждому расходу воды соответствует только одно значение открытия затворов и одно значение перепада уровней - характерная особенность гидростата. В частности, для каналов ПМК и ЛМК Казалинского гидроузла, где отметка НПУ практически не изменялась, для глубины наполнения в каналах в нижних бьефах сооружений получены формулы следующего вида.

$$\text{ПМК} \quad h_n = 0,546 Q^{0,414}, \quad (15)$$

$$\text{ЛМК} \quad h_n = 0,67 + 0,297 Q^{0,467}. \quad (16)$$

Анализ известных в литературе зависимостей [3] для определения глубины наполнения в каналах показал, что все они подчиняются выражению общего вида

$$h = \kappa Q^x, \quad (17)$$

где $x = 0,375-0,5$.

Для указанных каналов, используя вышеприведенные зависимости, можно получить градуировочные уравнения следующего вида:

ПМК

$$a_1 = Q_k / b \cdot n \cdot (0,75-0,3 z) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{2,16-0,058 Q}, \quad (18)$$

$$a_2 = Q_k / b \cdot n \cdot (0,75-0,3 z) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H-0,546 Q^{0,414}}; \quad (19)$$

ЛМК

$$a_1 = Q_k / b \cdot n \cdot (1-0,217 z) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{2,24-0,019 Q}; \quad (20)$$

$$a_2 = Q_k / b \cdot n \cdot (1-0,217 z) \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H-(0,67+0,297 Q^{0,467})}; \quad (21)$$

Рыбхоз

$$a = Q_k / b \cdot n \cdot (1-0,327 z^{0,387}) \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{3,5-0,514 Q^{0,48}}; \quad (22)$$

им. Кирова

$$d = Q_k / b \cdot n \cdot (0,94 - 0,197 Z) \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{2,28 - 0,0076 Q}, \quad (23)$$

Анализ выражений (17)–(22) показал, что открытие затворов определяется однозначно только в зависимости от расхода воды. Это позволяет построить таблицы координат, в которых для заданного расхода имеется рассчитанная величина открытия затворов. При использовании таких таблиц можно повысить оперативность управления и снизить организационные потери при пропусках расходов согласно графикам водопользования.

Список использованной литературы

1. Ч у г а е в Р. Р. Гидравлика. Л.: Энергоиздат, 1982. 672 с.
2. Ч е р т о у с о в М. Д. Гидравлика. Специальный курс. М.: Л.: Госэнергоиздат, 1957. 640 с.
3. С к р ы л ь н и к о в В. А., К е б е р л е С. И., Б е л е с к о в Б. И. Повышение эффективности эксплуатации водохранилищ. Ташкент: Мехнат, 1987. 243 с.

Ш.Х.Рахимов, Данг-Суан Хоа, О.Я.Гловацкий

К ВОПРОСУ ТЕОРЕТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ВОДОПРИЕМНИКОВ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

В условиях резко возрастающей стоимости и дефицита электроэнергии особую актуальность приобретают конструкции водоподводящих устройств, позволяющих уменьшить потери напора и повысить КПД насосов. Под руководством авторов созданы принципиально новые конструкции водоприемников, однако теория их расчета разработана не полностью.

Схема водоприемника с вынесенным сороудерживающим сооружением (СУС), число пролетов которого равно или кратно числу водозаборных камер приведена на рис.1.

Водоприемник насосной станции (НС, рис.1) содержит водозаборные камеры 1, разделенные устоями 2, расширяющаяся в плане аванкамеру 3 и сороудерживающее сооружение с установленными

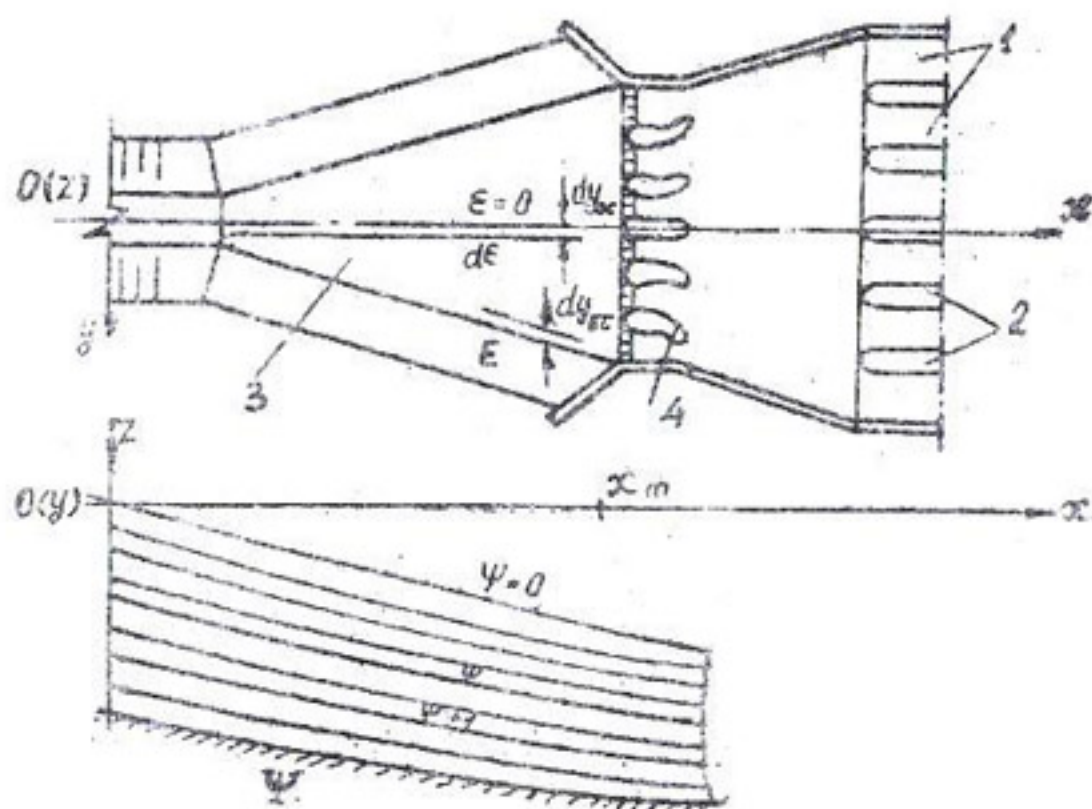


Рис. I. Вынесенное сорудерживающее сооружение
Два семейства поверхности тока

между ними сораздающими решетками. Крайние бычки 4 выполнены криволинейными в плане. На задних кромках бычков закреплены гибкие вертикальные потоконаправляющие пластины.

Между крайними бычками, выше верха всасывающих труб насосов, установлены горизонтальные в поперечном сечении потоконаправляющие плиты, оси которых проходят через кромки входных отверстий всасывающих труб.

При работе НС вертикальные потоконаправляющие пластины, форма и размеры которых зависят от условий конкретного проектирования, ориентированы по касательной к оси криволинейных в плане бычков 4. Поток воды по подводящему каналу проходит через СУС, при этом эллиптическое очертание (кривизна) крайних бычков предотвращает отрыв потока, направляющегося по расширяющейся аванкамере к водозаборным камерам с обеспеченным "верным" растеканием.

При уменьшении количества работающих агрегатов потоконаправляющие пластины устанавливают в положение, направляющее поток воды, проходящий через "неработающий" пролет СУС в створ водозаборной камеры работающего агрегата. Импульс на поворот пластин может давать оперативный персонал или информационно-советующая система. Может быть также предусмотрено отдельное функционирование потоконаправляющих пластин в левой или правой части (по ходу потока) СУС при преобладающем количестве работающих агрегатов соответственно в левой или правой частях станции.

При любой комбинации эксплуатируемых агрегатов, особенно при несимметричной работе станции, кратное число пролетов СУС и горизонтальные потоконаправляющие плиты производят дополнительное стабилизирующее влияние на структуру потока, подходящего к водозаборным камерам.

Теоретически можно обосновать расчет конструкций, обеспечивающих безотрывное обтекание пространственного безнапорного потока. Движение жидкости будем считать струйчатым с осредненными скоростями V и осредненным избыточным давлением P . Задача заключается в определении координат поверхности криволинейной части водоприемника, обеспечивающего безотрывное движение.

Прямолинейную систему координат x, y, z расположим (рис. I) так: координатная плоскость xOz вертикальна и проходит через ось плана свободной поверхности потока на прямолинейном участке последнего; координатная плоскость xOy совпадает с вертикальным сечением потока, отделяющим его прямолинейную часть от криволинейной; ось x направлена в сторону движения воды, ось y совпадает со свободной поверхностью потока, а ось z направлена вверх.

Обозначим внутри потока линии тока и выделим элементарные струйки с помощью двух семейств поверхностей тока ψ и ε .

Разделим поток по высоте поверхностями тока ψ на Ψ слоев. Каждой поверхности тока ψ присвоим свой номер от $\psi = 0$ на свободной поверхности потока до $\psi = \Psi$ на его дне, т.е. $\psi = 0; 1; 2; \dots; \Psi$, можно принять, что каждая поверхность тока ψ образована линиями тока, пересекающими начальное сечение ($x = 0$) в точках, расположенных на одной горизон-

тали. Горизонтальные отрезки в этом случае представляют собой отрезки линий пересечения поверхностей тока с координатной плоскостью yOz .

Поверхностями тока $\mathcal{E}$ разделим поток по ширине на $2E$ слоев. Каждой поверхности тока $\mathcal{E}$ присвоим свой номер от $\mathcal{E} = 0$ для поверхности тока, проходящей через ось Z , до $\mathcal{E} = \pm E$ для поверхностей тока, совпадающих с откосами русла, то есть $\mathcal{E} = 0; 1; 2; \dots; E; -1; -2; \dots, -E$. Пусть каждая поверхность тока $\mathcal{E}$ (кроме $\mathcal{E} = 0$) образована линиями тока, проходящими в начальном сечении через точки, расположенные на отрезках линий, конфигурация которых зависит от формы начального сечения потока. Если пространственный поток симметричен относительно координатной плоскости xOz , то поверхностями тока $\mathcal{E}$ делим только половину потока от $\mathcal{E} = 0$ до $\mathcal{E} = E$, причем поверхность тока $\mathcal{E} = 0$ (так называемая осевая) будет плоской.

Пересечение поверхностей тока ψ и $\mathcal{E}$ образует линии тока. Две пары поверхностей тока $\psi + 1, \psi$ и $\mathcal{E} + 1, \mathcal{E}$ выделяют внутри потока объем, представляющий собой элементарную струйку.

К характеристикам потока относятся координаты x, y и z , скорость V и давление P . Приняв способ расчета "по сечениям" (при $x = \text{const}$), можно рассматривать координату x как параметр. Тогда неизвестных будет четыре, для определения которых составим систему из следующих уравнений:

а) Бернулли

$$z_H + \frac{P_H}{\rho \cdot g} + \frac{V_H^2}{2g} = z \frac{P}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2g} + h_{\text{тр}}; \quad (1)$$

б) неразрывности

$$d\omega_H \cdot V_H \cdot \cos \beta = d\omega \cdot V \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta; \quad (2)$$

в) осредненного избыточного давления ΔP

$$\begin{aligned} \frac{P}{\rho \cdot g} = & \int_y^{y_c} \frac{V^2}{gR} \cos^2 \beta \cos^2 \alpha dy + \\ & + \int_z^{z_c} \left[1 + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \cdot \cos \alpha \sin \beta \cos \beta + \frac{V^2}{gR} \cos \beta + \frac{r}{g} \sin \beta \right] dz; \end{aligned} \quad (3)$$

г) поверхности тока [3]

$$y = y_c - \int_z^{z_c} \left[\operatorname{tg} \theta_H + \int_0^x \frac{1}{V \cdot \cos \alpha \cos \beta} \cdot \frac{d}{dz} (V \sin \alpha \cdot \cos \beta) dx \right] dz. \quad (4)$$

В уравнениях (1)–(4) H означает, что величина относится к начальному сечению ($x=0$), а C – к свободной поверхности потока.

Для того чтобы составленную систему уравнений можно было бы решить, необходимо сформулировать начальные и граничные условия к ней, то есть сначала определить значение искомых характеристик потока (y , z , P и V):

в начальном сечении ($x=0$);

на свободной поверхности потока ($\psi = 0$);

в одной из поверхностей тока $\mathcal{E}(\mathcal{E}_*)$.

Начальные условия могут быть получены в результате гидравлического расчета потока на прямолинейном участке его движения по известным в гидравлике формулам. Форму линий пересечения поверхностей тока $\mathcal{E}$ с координатной плоскостью yOz следует принимать в зависимости от формы поперечного сечения потока на прямолинейном участке, например, как в [3].

Потребность в определении всех характеристик потока на одной из поверхностей тока $\mathcal{E}_*$ обуславливает необходимость решения самостоятельной и довольно сложной задачи.

Простейший случай, когда поверхность тока $\mathcal{E}_*$ окажется вертикальной плоскостью (на бочке СУС), вполне можно допустить для осевой поверхности тока $\mathcal{E}_* = 0$ при симметричной относительно плоскости xOz деформации потока. При этом расчету подлежит лишь половина потока.

При несимметричной деформации потока в некоторых случаях может быть использован прием фиктивного расширения потока с тем, чтобы исследуемый несимметричный поток являлся частью фиктивного симметричного.

Рассмотрим расчет граничных условий на осевой поверхности тока. Двумя поверхностями тока $\mathcal{E} = 0$ и $\mathcal{E} = d\mathcal{E}$ выделим элементарную полоску потока и поверхностями тока ψ разделим ее на элементарные струйки, для которых вполне можно принять, что $u_0 = 0$. Следовательно, определению подлежат три величины: коорди-

ната Z_0 , давление P_0 и скорость V_0 . Для этого составим систему трех уравнений (1), (2) и (3). Ширина полосы dy_0 изменяется как по глубине, так и длине потока, что должно учитываться при составлении уравнения неразрывности (2), то есть

$$dy_0 = dy_{0н} \Phi_0(x), \quad (5)$$

где $dy_{0н}$ - ширина осевой полосы в начальном сечении;

$\Phi_0(x)$ - переменный множитель, зависящий от характера плано-вой деформации потока.

При расчете граничных условий на боковой поверхности тока $\mathcal{E}_* = E$ (на откосе русла) следует считать известным очертание одного из откосов. При расчете потока "по сечениям" достаточно знать уравнение линий пересечения откоса русла с вертикальными плоскостями, параллельными координатной плоскости yOz ,

$$Z_0 = Z_0(y_0), \quad (6)$$

где y_0 и Z_0 - координаты заданного откоса русла.

Таким образом, теоретически решена задача определения очертания конструкций, водоприемников, обеспечивающих безотрывное обтекание пространственного потока. После определения начальных условий ($x = 0$) она сводится к решению: интегро-дифференциального уравнения свободной поверхности потока; системы из трех уравнений (1), (2) и (3) для осевой поверхности тока $\mathcal{E}_* = 0$ или системы из четырех уравнений (1), (2), (3) и (6) для боковой поверхности тока $\mathcal{E}_* = E$; системы из четырех уравнений (1), (2), (3) и (4) для толщи потока.

После выполнения расчета получены координаты поверхности конструкции, распределение давления на нее со стороны потока (что позволит вести статические расчеты конструкции) и распределение скоростей внутри потока (что позволит оценить его дальнейшее движение к всасывающим трубам НС).

Одним из главных вопросов правильного выбора типа мягкой конструкции является определение прочности материалов; физико-механические характеристики которых должны отвечать условиям эксплуатации НС.

Рассмотрим произвольную поверхность мягкой оболочки (рис. 2, а), находящейся в предварительно-напряженном состоянии и полу-

тившей конечные деформации. На поверхность оболочки может быть нанесено семейство кривых линий α , β , которые называются координатными.

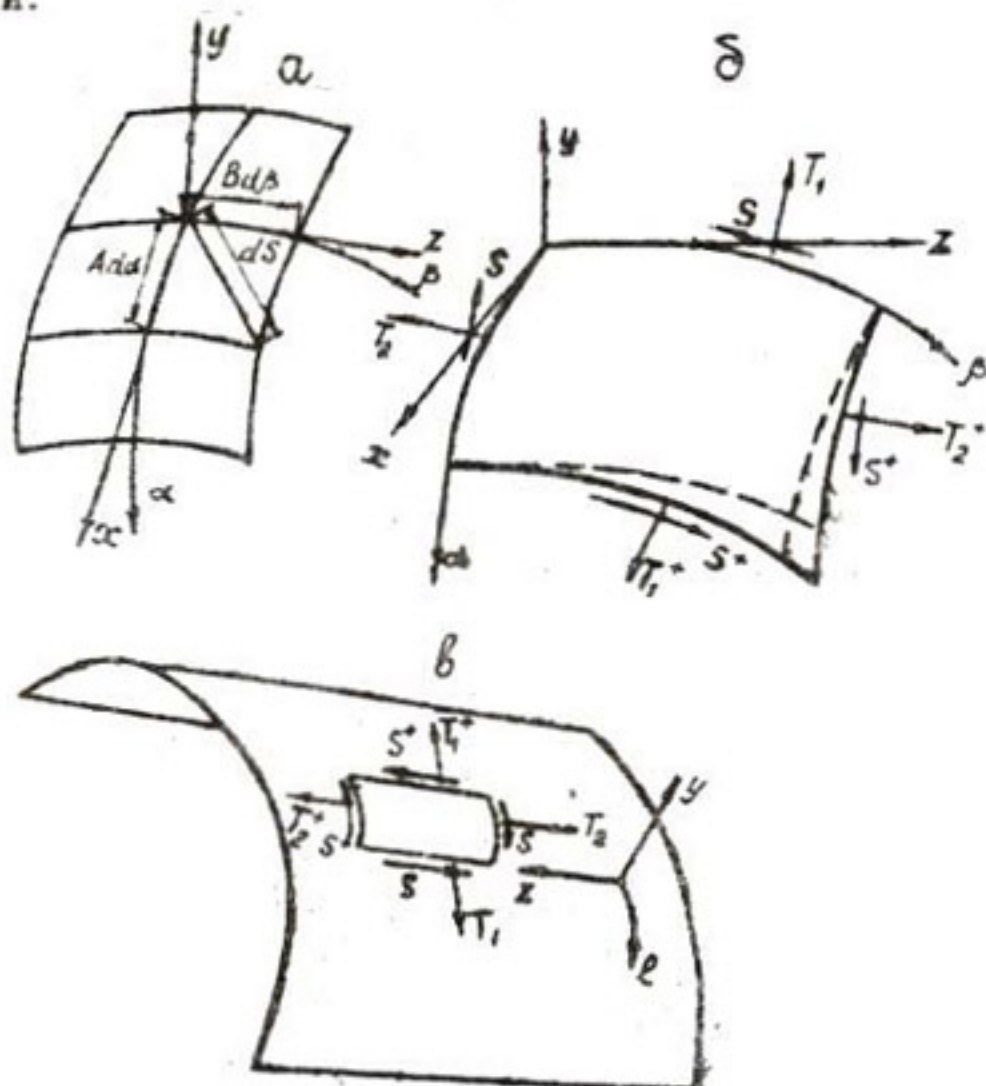


Рис.2. Элемент срединной поверхности мягкой оболочки

Поверхность оболочки будем задавать радиус-вектором $\bar{r}(\alpha, \beta)$. Придав радиус-вектору приращение, получим новую точку на поверхности с координатами $(\alpha + \Delta\alpha, \beta + \Delta\beta)$. Отрезок dS соединяющий точки на поверхности с координатами (α, β) и $(\alpha + \Delta\alpha, \beta + \Delta\beta)$, называется линейным элементом. Квадрат линейного элемента, характеризующий внутреннюю геометрию поверхности, определяется из выражения:

$$dS^2 = |\bar{dr}|^2 = A^2(d\alpha)^2 + 2AB \cos x d\alpha d\beta + B^2(d\beta)^2, \quad (7)$$

где

$$A^2 = \left(\frac{\partial \bar{r}}{\partial \alpha}\right)^2 = \left(\frac{\partial x}{\partial \alpha}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \alpha}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial \alpha}\right)^2 ;$$

$$B^2 = \left(\frac{\partial \bar{r}}{\partial \beta}\right)^2 = \left(\frac{\partial x}{\partial \beta}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \beta}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial \beta}\right)^2 ;$$

χ - угол между координатными линиями семейства α и β , пересекающимися в рассматриваемой точке поверхности.

Далее рассмотрим ортогональную систему координат, т.е. когда $\chi = 90^\circ$.

Составив уравнения равновесия действующих сил на бесконечно малый элемент (рис.2,б) и, преобразовав, заменяя синусы малых углов-углами, косинусы малых углов - единицей, пренебрегая малыми величинами более высокого порядка, чем второй, приведя подобные члены и разделив все члены на $\partial\alpha\partial\beta$, получаем

$$\begin{cases} \frac{\partial(BT_1)}{\partial\alpha} - T_2 \frac{\partial B}{\partial\alpha} + \frac{1}{A} \frac{\partial(A^2S)}{\partial\beta} + P_1 AB = 0; \\ \frac{\partial(AT_1)}{\partial\beta} - T_1 \frac{\partial A}{\partial\beta} + \frac{1}{B} \frac{\partial(B^2S)}{\partial\alpha} + P_2 AB = 0; \\ T_1 K_1 + T_2 K_2 - P_3 = 0. \end{cases} \quad (3)$$

Примем положение точек на срединной поверхности, которая характеризуется координатами z , ℓ , где z - расстояние точки на некоторой определенной плоскости, перпендикулярной оси HC , ℓ - длина дуги направляющей (рис.2,в). В принятой системе координат $A=B=1$, $R = \infty$, $R_1 = f(\ell)$.

Из систем (8) при принятых условиях имеем

$$\begin{cases} \frac{\partial T_2}{\partial z} + \frac{dS}{d\ell} + P_1 = 0; \\ \frac{\partial T_1}{\partial \ell} + \frac{dS}{dz} + P_2 = 0; \\ T_1 K_1 = P_3. \end{cases} \quad (9)$$

В мягких гидротехнических конструкциях предварительное напряжение создается избыточным давлением жидкости в сочетании с воздухом, т.е. $P_1 = P_2 = 0$, $P_3 = P$. В расчетах мягких конструкций давление на оболочку (P) - известная величина. Оно определяется на основании гидравлических исследований, которые показали, что при расчете мягких цилиндрических оболочек по участкам давление можно аппроксимировать линейной функцией для каждого участка.

Предположим, что в мягкой оболочке отсутствуют одноосные зоны и в связи с тем, что она работает в основном на растяже-

ние, величиной сдвигающих усилий (S) можно пренебречь ($S \approx 0$). Следовательно, из (9) имеем

$$\frac{\partial T_2}{\partial Z} = 0; \quad \frac{\partial T_1}{\partial \ell} = 0; \quad T_I K_I = P. \quad (10)$$

Из (10) следует, что T_2 есть функция только y, ℓ , а T_I есть функция только y, Z , или T_I — есть const по длине образующей, а T_2 есть const вдоль оси Z .

В связи с тем, что мы рассматриваем произвольное сечение по длине вдоль образующей, усилие T_I не зависит от Z и, следовательно, $T_I = F(y)$.

Уравнение представим в следующем виде:

$$K_I = \frac{P}{T_I} = \frac{2ay + b}{T_I},$$

или

$$\varepsilon_0 \frac{y''}{[1 + (y')^2]^{3/2}} = \frac{2ay + b}{T_I}, \quad (11)$$

где

$$\varepsilon_0 = \sin y'' = \begin{cases} -1, & \text{если } y'' < 0; \\ +1, & \text{если } y'' > 0; \end{cases}$$

a, b — const величины, которые вводятся в расчет; T_I — полученная величина const вдоль ℓ , но пока нам неизвестная.

Из (11) имеем

$$\varepsilon_0 \frac{1}{\sqrt{1 + (y')^2}} = \frac{ay^2 + by + c}{T_I}, \quad (12)$$

или

$$-\cos \varphi = \frac{ay^2 + by + c}{T_I}. \quad (13)$$

Угол φ — убывает с убыванием y от 180° до φ_0 .

Из этих выражений получаем

$$\begin{cases} x = \int (ay^2 + by + c_I) N dy = + c_2; \\ \ell = \int T_2 N dy + c_3; \\ S = y \int (ay^2 + by + c) N dy - \int (ay^2 + by^2 + cy) N dy + c_4; \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{cases} y = \frac{-B + \varepsilon_2 Q}{2a}; \\ x = -\varepsilon_1 \varepsilon_2 T_I \int \frac{\cos \varphi d\varphi}{Q} + c_2; \\ l = T_I \int \frac{d\varphi}{Q} + c_3; \\ S = -\varepsilon_1 - T_I Q \int \frac{\cos \varphi d\varphi}{Q} + \frac{\varepsilon_1 T}{2a} \sin \varphi + c_4; \end{cases} \quad (15)$$

Для решения дифференциального уравнения необходимо два граничных условия и для определения T_I еще одно

$$\begin{array}{lll} 1) x_0, y_0; & 2) x_0, y_D; & 3) x_B, y_B; \\ & 2) y_0, y'_0; & 3) x_B, y_B; \\ & 2) x_D, y_D; & 3) y_B, y'_B; \text{ и т.д.} \end{array}$$

Расчет мягких оболочек, состоящих из нескольких участков не меняет принципа решения задачи, а только увеличивает количество вычислительных операций. Поэтому все выкладки проводятся аналогично с большим количеством граничных условий и с введением уравнений связи.

Для определения продольных усилий (T_2) необходимо наложить граничные условия в торцевых частях оболочки. Предварительные исследования мягких оболочек, работающих в двухосном напряженном состоянии, показали, что $T_2 \approx (0,3-0,5)T_I$.

Определив усилие в оболочке, выбираем прочность материала по формуле

$$T_M = kT,$$

где k — коэффициент запаса прочности.

На основании экспериментальных натурных данных его рекомендуется принимать в пределах 5-8 при гарантированном сроке службы мягкой оболочки сооружения 10-15 лет.

Таким образом, новые конструкции водоприемника целесообразно использовать при реконструкции водоподводящих сооружений НС путем монтажа на имеющихся бычках СУС гибких вертикальных пластин и установки в крайних пролетах СУС горизонтальных потоконаправляющих плит.

Изготовление бычков СУС криволинейными в плане необходимо применять при проектировании новых станций в комплексе с други-

ми прогрессивными техническими решениями, улучшающими работу водоподводящих сооружений.

Список использованной литературы

1. Абуталиев Ф. Б., Рахимов Ш. Х., Бегимов И. Оптимальное управление системами машинного водоподъема. Ташкент: Фан, 1992.
2. Гловацкий О. Я. К математическому описанию потока в аванкамерах // Известия АН УзССР. 1984. № 5.
3. Тужилкин А. М. Расчет очертания откосов сооружений, управляющих бурными потоками. Тула: ТПИ, 1976.
4. Волосухин В. А. и др. Определение усилий гидротехнических мягких конструкций // Труды ЮНИИГМа. Вып. XXIII. Новочеркасск, 1977.
5. Гловацкий О. Я. О некоторых математических предпосылках проектирования подводящих трактов и аванкамер мелиоративных насосных станций. М.: ВНИИГМ, 1987.

З.Т.Фазилова, С.А.Ходжаев, М.Итеви

ВЫБОР ВЯЖУЩИХ И ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ БАРХАННЫХ ПЕСКОВ НА ОСУШЕННОМ ДНЕ АРАЛЬСКОГО МОРЯ

Несмотря на значительное количество рекомендаций по борьбе с песчаными заносами путем применения вяжущих веществ, проектные организации затрудняются в решении практических задач по выбору мер обеспечения вредного воздействия ветро- и пылепереноса.

В мировой практике, за исключением единичных случаев (фирма *ESSO*), неизвестны факты производства серийных технических средств по антидефляционной обработке закрепляемых поверхностей и специальных вяжущих веществ.

Сложность проблемы обусловлена разнохарактерностью рельефа песков, определяющая проходимость по ним механизмов, различие геоботанических условий, требующих индивидуального подхода в проектных разработках и к каждому эдафическому участку.

Выбор вяжущего. Широко известные и применяемые в мировой практике вещества на полимерной основе, такие как Polysar-260 hñls SBR, Iatex -2105, из-за высокой стоимости недоступны для применения в республике.

Вяжущие материалы, завозимые ранее из республик бывшего СССР, включая нэрозин, латекс, фенолформальдегидную смолу и ее отходы, не могут конкурировать с местными веществами. Кроме того, нэрозин, широко рекомендуемый в качестве вяжущего подвижных песков проектными организациями, запрещен для производства пескозакрепительных работ из-за токсичности.

В настоящее время в Узбекистане имеется достаточный потенциал вяжущих для удовлетворения потребностей пескозакрепительных организаций.

Госсиоловая смола в эмульгированном или разбавленном состоянии широко апробирована при строительстве автодорог Чарджоу - Мары, Бухара - Газли, станции Исатай и на других объектах. Данный препарат - отход масложировой промышленности, годовой объем его производства по РУз составляет 4550 т, что вполне достаточно для закрепления 800 га дефлируемых грунтов.

Отходы переработки нефти в виде мазута, крекинг-остатка, нефтешламов с Ферганского и Алтыарыкского нефтеперерабатывающих заводов также могут применяться в практике пескозакрепительных работ. Объем отходов нефтепереработки достаточен для закрепления 200-250 га песков ежегодно.

Смеси отходов нефтепродуктов. Заготавливаемые Госкомнефтепродукты, отработанные масла, сливы при пропарке цистерн от масел, битумов, мазутов, дизтоплива и др., непригодные для регенерации, плотностью $0,9 \text{ кг/м}^3$ (как показали лабораторные исследования) могут служить в качестве вяжущего для противодействующего покрытия. Эти отходы достаточны для обработки 400 га песчаных массивов.

Таким образом, к настоящему времени республика располагает таким объемом отходов производств, которого достаточно для ежегодного закрепления около 1400 га подвижных песков.

Выбор средств механизации пескозакрепительных работ. Более чем 20-летний опыт производственных испытаний, проведенных ТашНИИТом, УзНИИИХ, Институтом пустынь АН Туркменистана, Союз ДОРНИИ, позволяет дать следующие рекомендации по выбору средств механизации.

Для производства работ, выполняемых на равнинных песках и в межбарханных понижениях хорошо зарекомендовал себя маневренный тракторный опрыскиватель ОВХ-14 с переоборудованной форсункой и автозаправочные машины с тремя ведущими осями или автоцистерны типа АЦЛ-147. Данные агрегаты подвергают незначительной реконструкции, снабдив их насосом и распылителем.

Для устройства канаво-валов рекомендуется шнеково-роторный экскаватор ЭТР-201А на гусеничном ходу с демонтированными транспортерами. Агрегат позволяет рыть канавы глубиной до 2 м с заложением откосов от 1:1 до 1:1,5 со скоростью 3 км/ч. Из навесного оборудования предпочтительно применение канавокопателя ЛКН-600, агрегируемого с трактором Т-130 или Т-100, позволяющего рыть канавы на глубину 70 см.

Посадку сеянцев псаммофитов следует осуществлять лесопосадочной машиной ЛПА-1 конструкции УзНИИЛХа, позволяющей высаживать сеянцы длиной надземной части от 40 см до 2 м и корней до 30 см на глубину до 35 см. Агрегируется с тракторами класса тяги 30 кН (ДТ-75М, Т-4А, Т-150К). Производительность 1,5-2,0 км/ч.

Таким образом, для закрепления барханных песков на осушенном дне Аральского моря Узбекистан располагает достаточным объемом вяжущих на основе отходов региональных производств для проведения пескозакрепительных работ.

В зависимости от характера местности и вида выполняемых работ разработаны рекомендации по выбору машин и механизмов для производства пескозакрепительных работ.

З.Т.Фазилова, Н.М.Губайдулин, С.А.Ходжаев

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЕТРОУСТОЙЧИВЫХ ПЕСЧАНЫХ ПОЧВ, ОСТРУКТУРЕННЫХ МОДИФИЦИРОВАННЫМ ОТХОДОМ НЕФТЕПЕРЕРАБОТКИ

Ухудшение экологической обстановки в Приаралье и на осушенном дне моря в результате опустынивания и засоления прилегающих к Аралу территорий требует поиска путей повышения эффективности противодефляционных мероприятий.

Для решения этой проблемы необходимо применение доступных оструктурообразователей и повышение ветрозащитной эффективности

создаваемых на их основе противодефляционных преград.

В качестве структурообразователя изучали вяжущее на основе отхода нефтепереработки (нефтешлама) и жирных кислот, определяли возможность его применения. Для установления эффективности действия, норм расхода вяжущего для создания защитного противоэрозионного покрытия проведены исследования по ветроустойчивости материала.

Скорость ветра — исходная величина, от которой зависит расход переносимого песка, отнесенного на погонный метр. По данным [17], максимальная скорость ветров на осушенном дне Аральского моря (западное побережье) достигает 30 м/с, а годовая повторяемость сильных ветров — 50 сут/год.

Устойчивость противодефляционного покрытия исследовали в аэродинамической установке 200х300х800 мм при скорости ветра по оси трубы 25 м/с, который создавался центробежным вентилятором, приводимым в движение электромотором постоянного тока мощностью 8,5 кВт.

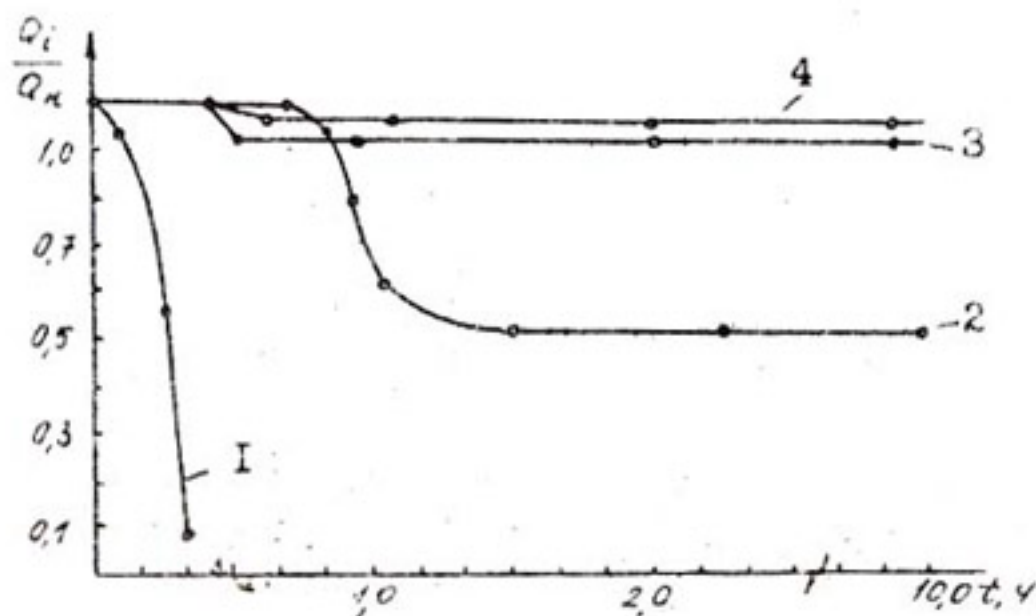
Устойчивость поверхности песка, обработанного модифицированным отходом нефтепереработки, оценивали по потере массы образцов, расположенных под углом к горизонту 30° и горизонтально. Устойчивыми считались покрытия, не разрушившиеся и не потерявшие веса на протяжении 10 ч непрерывной продувки.

Изучаемые образцы должны были сохранить геометрическое подобие линейных величин и равенство углов, занимать 20% сечения трубы (при этом поток, обтекая модель, не нарушается) [27]. Их изготавливали путем смешения песка с вяжущим в дозах 0,05; 0,1; 0,15; 0,20% от массы субстрата и высушивали при температуре 60–65 °С до затвердевания корки в течение 6–8 ч. Готовый образец помещали в трубу. Скорость потока измерялась вне слоя возмущения и плавным регулированием повышалась до 25 м/с. Через два отверстия, просверленных на верхней стенке трубы на расстоянии 5 м от рабочего участка, осыпался песок, просеянный через сито с отверстием в свету 1,0 мм. Он подхватывался ветровым потоком и перераспределялся по сечению так, что около 70–80% переносилось в потоке на высоте до 5 см от дна трубы. Расход переносимого песка равнялся 35–40 кг/ч.

На изучаемую поверхность переносимый песок оказывал ударное и абразивное воздействие. В результате при недостаточной

толщине пропитанного слоя, а также при ярко выраженной хрупкости покрытия он быстро разрушался. В хрупких корках разрушение имеет необратимый характер [3], тогда как пластичные покрытия могут частично сохранять сплошность или же не разрушаться под воздействием ветропесчаного потока [4].

Устойчивость измеренного веса образцов определяли по потере его к концу продувки.



Устойчивость образцов защитных покрытий под воздействием ветропесчаного потока при обработке барханного песка осушенного дна Аральского моря вяжущим в дозе 0,05% от массы песка (1); 0,1% (2); 0,15% (3); 0,20% (4)

При исследовании устойчивости противоцефляционных корок к воздействию ветропесчаного потока выявлено три типа кривых зависимости изменения веса образцов от времени продувки (рисунок).

Первый тип имеет необратимый характер и соответствует расходу вяжущего $E = 0,05\%$, не обеспечивающего устойчивость корок. По этой причине разрушение защитных корок, соответствующее значительным изменениям потери в весе, наблюдалось сразу же после начала воздействия ветропесчаного потока.

Второй тип $f(t) = \frac{Q_i}{Q_n}$ соответствует расходу вяжущего

$\varepsilon = 0,1\%$. Полученные при указанном расходе корки разрушаются в течение первых двух часов продувки, однако разрушались лишь отдельные участки. В результате появления "язв" (до 20%) песок из-под корки выдувается вихрями, образующимися вследствие перепада давления в местах нарушения сплошности покрытия.

Третий тип наблюдается при расходе вяжущего более 0,1%. В данном случае в течение 10-часовой продувки поверхность корок не разрушалась и появление "язв" не наблюдалось.

Таким образом, время, соответствующее началу разрушения образцов, возрастает по мере увеличения расхода вяжущего. С течением времени защитная корка с ярко выраженной пластичностью прогибалась и принимала очертание, при котором предотвращалось выдувание песка из-под корки.

Результаты исследований показали, что для получения устойчивой противодефляционной корки на поверхности песка необходимо наносить вяжущее в дозе не менее 0,1% от его веса. Только в этом случае создается материал с вязко-пластической структурой, характеризующийся повышенными значениями вязкости предельно-разрушенной структуры, а также меньшими величинами предельного напряжения сдвига и высокой пластической прочностью.

Список использованной литературы

1. Гидрометеорология и гидрохимия морей СССР. Т.УП. Аральское море. Справочное издание / Под ред. В.Н.Бортника, С.П. Чистяевой. Л.: Гидрометеоиздат, 1980.
2. Д ю н и н А. К. Механика метелей. Новосибирск: Изд-во СОАН СССР, 1963. 377 с.
3. Т о ш е в Б. Р. Изменение интенсивности уноса твердых частиц вдоль обтекаемой турбулентным потоком поверхности // Механика одно- и двухфазных сред. Ташкент: Сан, 1988. С.23-36.
4. И в а н о в А. П. Физические основы дефляции песков пустынь. Ашхабад: Ылым, 1967.

	стр.
А.А.Кадыров. Использование вод в орошаемом земледелии Республики Узбекистан и некоторые меры по его улучшению.	3
Ш.Х.Рахимов, Ю.В.Толстунов, И.Каландаров, И.Бегимов. Структуризация качественных показателей управления водными ресурсами в бассейнах рек	13
Р.К.Икрамов. Технологические принципы создания компьютерных информационных систем для управления водно-солевым режимом орошаемых земель	23
В.Г.Насонов. Влияние равномерности полива на урожай при орошении засоленных почв в условиях дефицита оросительной воды и ухудшения ее качества	40
В.А.Духовный, С.А.Нерозин. Пути совершенствования технологии возделывания хлопчатника в условиях орошаемого земледелия.	54
Ю.И.Широкова, М.З.Юлдашев. Об эффективности глубокого ранневесеннего рыхления уплотненных почв	66
Г.Н.Павлов, М.Г.Хорет. Об одном методе расчета характеристик дискретного (импульсного) полива по бороздам	73
П.Д.Умаров. К совершенствованию технологии строительства комбинированного дренажа	86
Х.И.Якубов, И.Ахмедов. Новая технология для восстановления водоприемной способности фильтров скважин вертикального дренажа.	94
В.Н.Бердянский. Вопросы перспективной технологии строительства закрытого дренажа в сложных инженерно-геологических условиях.	99
А.Абиров. Опыт строительства дренажных скважин из неметаллических труб и их экономическая эффективность	109
Ш.А.Усманов. Установление предельно допустимых уклонов коллекторно-дренажных систем	118
П.Д.Умаров, Р.А.Усманов. Водоподъемная установка для отвода коллекторно-дренажного стока.	128

Н.А.Мусатов, И.Е.Рузиев. Прогноз минерализации коллекторно-дренажного стока крупных коллекторов низовьев реки Амударьи.	136
К.В.Громыко, О.В.Гузъ, Н.А.Виноградова. Биологическая характеристика качества воды каналов г.Ташкента.	145
Э.З.Хусанходжаев. Пропускная способность водомеров для закрытой оросительной сети	151
А.М.Арифжанов, Х.Илхомов, Н.Латилов. К расчету распределения взвешенных частиц наносов в трубопроводах.	155
Х.А.Исмагилов. Мероприятия по стабилизации руслового процесса на реке Карадарье	160
Б.И.Белесков, А.Х.Садыков. Методы оценки надежности водохранилищных гидротехнических сооружений в Республике Узбекистан.	165
Ф.А.Гаппаров. Потери воды на испарение из ирригационных водохранилищ Узбекистана	170
А.Т.Пудатов, В.А.Скрыльников. Расчет занесения верхних бьефов низконапорных гидроузлов	174
В.А.Скрыльников. Градуировка водопроводящих щитовых сооружений.	178
Ш.Х.Рахимов, Данг Суая Хоя, О.Я.Гловацкий. К вопросу теоретического расчета новых конструкций водоприемников насосных станций.	182
З.Т.Фаилова, С.А.Ходжаев, М.Итеви. Выбор вяжущих и технологий для закрепления барханных песков на осушенном дне Аральского моря.	192
З.Т.Фаилова, Н.М.Губайдулин, С.А.Ходжаев. Исследование ветроустойчивых песчаных почв, оструктуренных модифицированным отходом нефтепереработки.	194