

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



15

Министерство высшего и среднего специального образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного
Знамени политехнический институт

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ
СБОРНИК

ВЫПУСК 15

Минск
"Вышэйшая школа"
1986

УДК 626/628 (476)

B62

Главный редактор

В.П.Старинский, кандидат технических наук, доцент

Редакционный совет:

Г.В.Васильченко, П.Д.Гатилло (отв. секретарь), Д.А.Козлов, П.Е.Папчук,
Е.М.Левкевич, А.И.Мурашко, И.В.Филиппович

Освещаются вопросы методики гидрологических расчетов, создания экспериментальной базы на озерах Полесья, совершенствования элементов систем водоснабжения, очистки природных и сточных вод, определения характеристик мелиоративных дренажных систем и их стока, гидравлических расчетов гидротехнических сооружений и различных устройств, прогнозирования русловых процессов, защиты от деформаций береговых склонов и грунтовых откосов, а также анализа выработки мелиоративно-строительных машин.

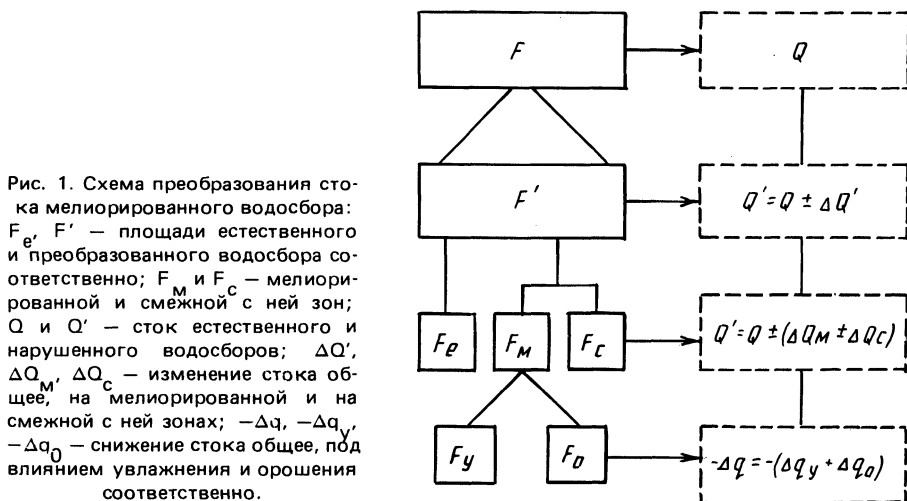
Предназначен для специалистов в области использования и охраны водных ресурсов.

3301000000-191
В 3301000000-191 158-86
М304 (05) -86

© Издательство "Вышэйшая школа",
1986.

О МЕТОДИЧЕСКИХ ОСНОВАХ ОЦЕНКИ ВЛИЯНИЯ ОСУШЕНИЯ НА СТОК

Осушительная мелиорация на современном этапе — сложный водохозяйственный комплекс по регулированию водного режима территории. Степень изменения водного баланса и режима в зонах осушительной мелиорации обуславливается природными условиями.



Принципиальная схема преобразования стока как элемента водного баланса мелиорированного замкнутого водосбора после осушительной мелиорации представлена на рис. 1. Из этой схемы видны основные пути преобразования стока речного водосбора после осушительной мелиорации. Единая система водосбора F превращается в новую — F' , которая в свою очередь состоит из двух подсистем: естественной (F_e) и нарушенной. Последняя включает мелиорированную F_M и смежную с ней F_C зоны. Для регулирования водного режима F_M , как правило, подвергается увлажнению F_y и орошению F_o поочередно или одновременно. Такие преобразования речного водосбора приводят к изменению стока. Сток естественного водосбора Q преобразуется в Q' , отличающееся на величину изменения $Q = -(\pm \Delta Q')$. В свою очередь $\pm \Delta Q'$ складывается из двух составляющих: сформированных на мелиорированной площади ($\pm \Delta Q_M$) и на смежной с ней ($\pm \Delta Q_C$). Характер этих изменений зависит от объекта мелиорации, т.е. от состава и характера почвогрунтов.

Далее водный режим регулируется за счет привлечения водных ресурсов ($-\Delta q$), которые состоят из подачи воды на увлажнение ($-\Delta q_y$) и орошение ($-\Delta q_o$).

Исходя из данных рис. 1, можно подойти к разработке расчетного метода оценки влияния осушительной мелиорации на сток как элемент водного баланса. Прежде всего необходимо определить фактическое изменение стока после мелиорации по результатам многолетних наблюдений. Наиболее объективную оценку дают методы графического сравнения с помощью данных по реке-аналогу (коэффициент корреляции 0,9) [1, 2]. Аналогичные требования сохраняются и при использовании стокообразующих факторов. Целесообразно из анализа исключить период до 2 лет после мелиорации, когда еще происходит сработка запасов подземных вод [3]. Это хорошо прослеживается по результатам анализа снижения уровней грунтовых вод на смежной с осушенной территории аналогично с работой [4]. Если на мелиорированном водосборе на сток влияют и другие антропогенные факторы, то они исключаются из общего изменения с помощью соответствующих методов [5].

Для разработки метода оценки изменения стока после мелиорации в проектном режиме необходимо исключить затраты воды на увлажнение и орошение. После исключения других антропогенных факторов общее изменение стока под влиянием осушения

$$\pm \Delta Q = \pm \Delta Q' - \Delta q. \quad (1)$$

По имеющимся оценкам [6], безвозвратные потери на орошение в Нечерноземной зоне в зависимости от состава почвогрунтов составляют 0,9–0,85 от забора воды Δq_3 , т.е. $\Delta q_0 = 0,9-0,85 \Delta q_3$. (Забор воды на орошение на современном уровне принимается по учетным данным, а при их отсутствии – по нормам.) При орошении торфяников и легких почвогрунтов безвозвратные потери целесообразно принять 0,85; средних и тяжелых – 0,90 от забора воды.

Затраты воды на увлажнение также оцениваются по данным учета вод или по принятым нормативам. Согласно имеющимся литературным данным [7], безвозвратные потери при увлажнении можно принять 0,5 от объема подачи воды и выразить как $(-\Delta q_y = 0,5 \Delta q_3)$.

Таким образом, потери воды в условиях увлажнения и орошения будут составлять:

$$\Delta q = K_y \Delta q_y + K_o \Delta q_o; \quad K_y = 0,5, \quad K_o = 0,9 \div 0,85.$$

Влияние осушительной мелиорации на сток изучено рядом авторов [8]. Для различных природных условий получены разные оценки этого влияния [9]. Однако ввиду ограниченности гидрологической информации по мелиорированным водосборам и динамичности самого процесса осушения оказалась невозможной соответствующая интерпретация полученных результатов.

В последнее время появились работы, в которых разные оценки влияния стали увязываться в первую очередь с объектом мелиорации, т.е. почвогрунтами, [3, 10]. Было установлено не только увеличение, но и уменьшение стока в зависимости от состава почвогрунтов. В результате исследований, проведенных в Белоруссии, установлено, что по степени изменения годового стока можно выделить три группы малых водосборов площадью до 500 км² с различным характером влияния мелиорации.

Первая группа (имеет место увеличение стока) включает малые водосборы с мелиорированными болотами и минеральными землями легкого ме-

Таблица 1. Тенденции изменения стока в зависимости от доли мелиорированных легких почвогрунтов, %

Группа	Тенденция изменения	Почвогрунты песчано-супесчаные и торфяники	
		почвы	подстилающие породы
I	>	>75	>75
II	0	>50	<50
III	<	<25	<25

ханического состава (песчано-супесчаные почвогрунты). Это — преимущественно районы Полесья.

Вторая группа — группа малых рек, где влияния мелиорации практически не наблюдается. Здесь преобладают почвогрунты легкого механического состава; определенную долю составляют суглинки, чаще — легкие. Такие условия в наибольшей степени характерны для бассейнов рек Неман и Березина.

Третья группа включает те водосборы, в которых преобладают средние и тяжелые суглинки. Причем сток на мелиорированных водосборах имеет тенденцию к уменьшению. Такие условия встречаются в бассейнах Западной Двины и Верхнего Днепра.

Однако значительная пестрота почвогрунтов по механическому составу не позволяет строго вычлнить эти районы территориально. Можно лишь оценить соотношение различных почвогрунтов (легких и тяжелых) в выделенных трех группах. Ниже рассматриваются тенденции изменения стока в зависимости от состава преобладающих почвогрунтов легкого механического состава и торфяников по трем основным группам (табл. 1).

Отнесение мелиорированного водосбора к той или иной группе осуществляется на основании данных изысканий или с помощью почвенной карты [11, 12]. Более подробная градация почвогрунтов невозможна вследствие разнообразия их видов (по Белоруссии свыше 100).

Различный характер влияния осушения на сток в зависимости от состава почвогрунтов объясняется целым рядом причин. Во-первых, в результате общего водопонижения и улучшения дренированности меняются условия формирования стока и испарения и наблюдается существенная трансформация почвогрунтов, которые определяют формирование стока и условия испарения. Во-вторых, изменяются водно-физические свойства и инфильтрационная способность почв.

Анализ литературных источников показывает, что мелиорация минеральных почвогрунтов приводит к повышению коэффициентов фильтрации и влагоемкости, и в первую очередь почв тяжелого механического состава [13, 14]. Вместе с тем важнейшим фактором, определяющим преобразование водного режима, является высота капиллярного подъема, которая для почв легкого механического состава меньше понижения грунтовых вод при мелиорации. Кроме того, высота капиллярного подъема после осушения уменьшается [15]. Все это не может не сказаться на условиях испарения.

Наши экспериментальные исследования на двух испарителях (по 20 м²), заполненных песчано-супесчаным грунтом, показали, что при падении уровня

грунтовых вод ниже 0,7 м происходит разрыв в капиллярной зоне, в результате чего имеет место резкое снижение подпитки поверхности грунтовых вод.

Другая картина наблюдается на тяжелых минеральных почвогрунтах: капиллярный подъем здесь превышает водопонижение после их дренажа, и, следовательно, условия подпитки сохраняются.

Установлена зависимость изменения стока от площади мелиорированных земель с учетом преобладающего вида почвогрунтов. Принципиальная схема этой зависимости показана на рис. 2. Анализ подтвердил, что мелиорация близких по механическому составу почвогрунтов вызывает примерно одинаковое изменение стока, отнесенное к площади осушения, т.е. выраженное в виде модуля стока ΔM_M мелиорированной зоны водосбора.

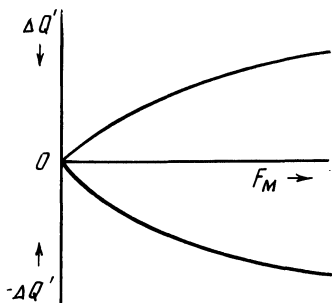


Рис. 2. Принципиальная схема зависимости изменения стока ($\Delta Q'$) от площади мелиорированной зоны (F_M).

Тогда с учетом (1) получим расчетную зависимость (2) :

$$\pm \Delta Q = \pm 0,001 (\Delta M_M \cdot F_M) - \Delta q, \quad (2)$$

где $\Delta M_M = \Delta Q \cdot 10^3 / F_M$.

При осушении болот и почв легкого механического состава развивается смежная зона, по площади соизмеримая с мелиорированной. В данных условиях по мере расширения масштабов осушения происходит наложение этих зон и снижение степени влияния на сток. Ориентируясь на роль смежной зоны в изменении стока и на процесс наложения их, можно оценить степень снижения стока. Этот эффект приблизительно оценивается коэффициентом, обусловленным уровнем мелиорации. Можно принять его значение равным 0,9 при площади мелиорации 50 %; при 5 % он приближается к 1. Тогда в выражение (2) подставляем параметр $K_c = 0,9 \div 1,0$:

$$\pm \Delta Q = \pm 0,001 (\Delta M_M \cdot F_M) K_c - \Delta q.$$

Для выделенных групп малых водосборов Белоруссии получены предварительные оценки изменения годового стока в виде модуля ΔM_M исходя из состава мелиорированных почвогрунтов: в I группе увеличение порядка 7—8 л/с·км²; в III — некоторая тенденция к уменьшению. Во II группе изменений не наблюдается. Если доля почвогрунтов легкого механического состава (см. табл. 1) значительно отклоняется от принятых градаций, то изменение оценивается как средневзвешенное по фактическому соотношению почвогрунтов легкого и среднего (тяжелого) составов или по аналогии с водосборами, по которым уже имеются оценки.

Таким образом, рассмотренные здесь методические основы оценки изменений стока как элемента водного баланса создают предпосылки для расчета влияния осушительной мелиорации на сток в проектном режиме.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д р о з д В.В. Восстановление годового стока по ограниченной информации. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 9—14.
2. К р и ц к и й С.Н., М е н к е л ь М.Ф. Гидрологические основы управления водохозяйственными системами. — М., 1982. — 272 с.
3. Ш е б е к о В.Ф. Влияние осушительных мелиораций на водный режим территорий. — Минск, 1983. — 200 с.
4. Я н к о в с к и й К.Ф. Расчет снижения уровней грунтовых вод в зонах влияния гидромелиоративных систем. — В кн.: Комплексное использование водных ресурсов. — М., 1977, вып. 5, с. 122—129.
5. Ш и к л о м а н о в И.А. Антропогенные изменения водности рек. — Л., 1979. — 302 с.
6. Б у л а в к о А.Г., Р е в е р а О.З., Л а л ы к и н Н.В. Тенденции антропогенных изменений ресурсов поверхностных вод Белоруссии, Украины и Молдавии. — В кн.: Сборник работ по гидрологии. Л., 1982, № 17, с. 33—43.
7. Г о л о в а н о в А.И. О расчете увлажнения осушаемых земель. — Тр. Московск. гидромелиоративного ин-та. Сер. сельхозмелиорации, 1979, т. 63. — 44—49 с.
8. Гидрологическая роль болот и влияние их осушения на водный режим: Библиогр. указат. Минск, 1977. — 153 с.
9. Б у л а в к о А.Г. Современное представление о влиянии мелиорации на речной сток. — Вестник сельскохозяйственной науки, 1978, 12, с. 82—87.
10. Н е с т е р е н к о И.М. Мелиорация земель Европейского Севера СССР. — Л., 1979. — 360 с.
11. Почвы Белорусской ССР. — Минск, 1974. — 312 с.
12. Почвенная карта Белорусской ССР. — М., 1977.
13. К о с т ь к о в А.Н. Основы мелиорации. — М., 1960. — 622 с.
14. Оценка изменения стока под влиянием осушительных мелиораций/С.И.Харченко, Р.В.Громова, К.М.Харченко и др. — Труды ГГИ, 1981, вып. 269, с. 22—37.
15. Справочник мелиоратора. — М., 1980. — 256 с.

УДК 551.577.36 (476) + 628.212.2

П.Д.ГАТИЛЛО, канд. техн. наук,
А.Н.ОДИНЕЦ (БПИ)

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СУММ ОСАДКОВ ЗА ДОЖДЛИВЫЕ ПЕРИОДЫ НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛОРУССИИ

Характеристики дождливых периодов, как и промежутков времени между ними, необходимы при решении многих вопросов использования и охраны водных ресурсов. При этом возможны различные критерии выделения этих периодов. Нами учитываются условия работы дождевой канализации.

При проектировании дождевой канализации задачу быстрого отвода стоков дождевых, талых и других вод следует решать с учетом охраны водоприемников от загрязнения и необходимости удешевления строительства. Анализ опыта разработки схем канализации городов Белоруссии показал важность мер не только по очистке, но и по регулированию стоков. Стремление снизить зарегулированные расходы приводит к удлинению периода опорожнения регулирующих емкостей. При этом возможны случаи, когда последующие дожди выпадут раньше, чем успевают опорожниться регулирующие емкости от стоков, накопившихся в течение предыдущих дождей. Таким образом, очевидна необходимость учета при проектировании целой серии дождей, тем более что разработка вопросов выбора таких расчетных серий пока отсутствуют.

Несомненно, между зарегулированными расходами воды и средней интенсивностью осадков за расчетные дождливые периоды должно существовать соответствие. Поэтому средняя интенсивность осадков может быть принята в качестве критерия при включении подряд выпадающих дождей в состав того или иного периода. Значение же этой критериальной интенсивности должно быть ниже интенсивности дождя, соответствующей самому низкому из возможных зарегулированных расходов, с тем чтобы характеристики дождливых периодов представляли необходимые исходные данные для оптимизационных расчетов параметров, а также показателей работы сооружений и устройств по регулированию стоков.

Практически критериальная интенсивность должна быть ниже, чем интенсивность атмосферных осадков, принимаемая нормативно для определения расходов дождевых вод, направляемых на очистку.

Согласно Временным рекомендациям [1, 2] и данным [3], в качестве так называемых предельных (к которым можно отнести и минимальные зарегулированные) полагается принимать расходы стоков дождевой канализации, соответствующие интенсивности i дождей с периодом однократного превышения $p = 0,05-0,10$ лет. Для условий Белоруссии: $i = 0,08-0,16$ мм/мин. Аналогичная рекомендация Временной инструкции [4] в пересчете соответствует $i = 0,07$ мм/мин.

В материалах расшифровки плювиографических наблюдений гидрометеослужбы фиксируются минимальные интенсивности целых дождей или их отдельных частей $i = 0,01$ мм/мин (с округлением). В действительности же эти значения зачастую намного ниже. Чтобы учесть и такие дожди, целесообразно в качестве критериальной принять еще более низкую интенсивность, например $0,005$ мм/мин.

Для метеостанций "Верхнедвинск" и "Минск" нами были построены кривые распределения сумм атмосферных осадков за дождливые периоды (средние интенсивности $i \geq 0,010$ мм/мин и $i \geq 0,005$ мм/мин). Оказалось, что во втором случае суммы осадков за дождливые периоды одинаковой повторяемости выше, чем в первом, соответственно, в $1,23 \div 1,01$ и $1,40 \div 1,04$ раза (в области $p > 0,10$ лет) и ниже, чем в первом случае, соответственно в $0,98 \div 0,85$ и $0,93 \div 0,72$ раза ($p < 0,10$ лет) (рис. 1).

Окончательно в дождливые периоды предлагается включать один или серию дождей с общей средней интенсивностью не ниже $0,005$ мм/мин. Последнее требование предъявляется не только к частному от деления суммы осадков за весь дождливый период на его общую продолжительность (от начала первого до конца последнего дождя), но и (начиная со второго дождя) к частным от деления суммы осадков за все предшествующие дожди на продолжительность от начала первого до начала каждого данного дождя.

Режим осадков в течение дождливых периодов характеризуется: суммой осадков за весь период, количеством дождей, продолжительностью всего периода, отдельными дождями и бездождных промежутков, распределением сумм осадков между отдельными дождями, их взаимным расположением, значениями интенсивности осадков за различные отрезки времени и т.д.

В этой работе излагаются данные о суммах осадков за дождливые периоды в целом. Анализ остальных характеристик — предмет дальнейших исследований. Определение параметров кривых распределения сумм осадков за дожд-

ливые периоды на метеостанциях Белоруссии, для которых ранее определены параметры кривых распределения сумм осадков за отдельные дожди [5], выполнялось авторами в следующем порядке.

Вначале систематизировались выписки материалов плювиографических наблюдений в хронологические ряды дождей за теплые периоды всех лет

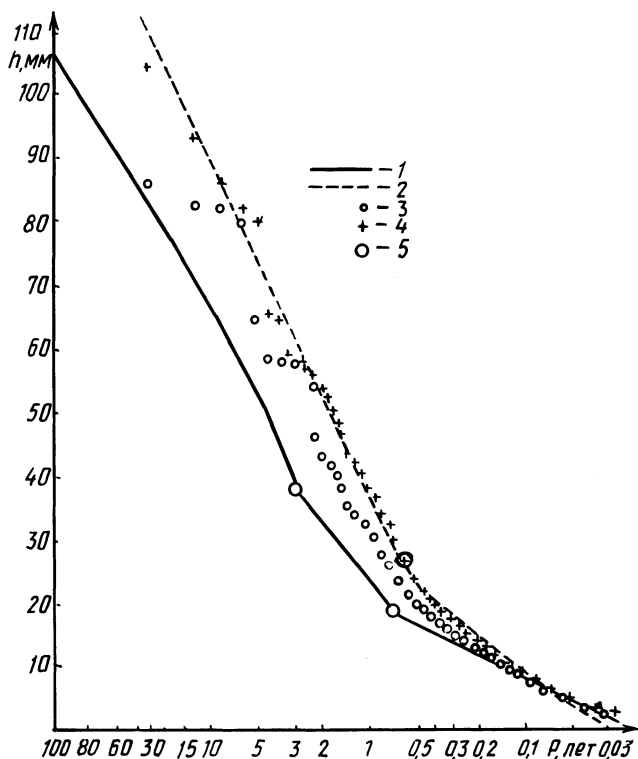


Рис. 1. Характер кривых распределения сумм осадков за отдельные дожди и дождливые периоды на метеостанции "Верхнедвинск":

1 — составная аналитическая кривая распределения сумм осадков за отдельные дожди [5]; 2 — составная аналитическая кривая распределения сумм осадков за дождливые периоды с $i \geq 0,005$ мм/мин; 3, 4 — точки эмпирических кривых распределения сумм осадков за дождливые периоды соответственно с $i \geq 0,010$ и $i \geq 0,005$ мм/мин; 5 — точки изгиба аналитических кривых распределения сумм осадков за рассматриваемые периоды.

(по 1980 г. включительно). При этом использовались данные о сумме осадков за каждый дождь, времени его начала и конца, продолжительности и средней интенсивности.

Для каждой станции определялся хронологический ряд дождливых периодов, фиксировались их номера по порядку, суммы осадков, число включаемых дождей, общая продолжительность каждого, среднее значение интенсивности осадков.

Таблица 1. Характеристики кривых распределения сумм осадков за дождливые периоды

Станция	Значения параметров аналитических						
	нижнему			среднему			
	$\bar{s}_{2,5}$	α'	k'	h'' , мм	\bar{s}''	α''	k''
Верхнедвинск	25,70	17,70	1,34	23,60	1,92	51,00	1,01
Витебск	22,50	24,60	1,48	—	—	—	—
Горки	22,30	17,30	1,23	6,40	11,10	78,40	1,10
Минск	22,80	27,00	1,50	—	—	—	—
Гродно	19,17	21,33	1,33	16,00	3,83	32,29	0,95
Новогрудок	22,28	18,25	1,09	18,50	3,96	67,67	1,15
Костюковичи	18,35	21,25	1,33	25,20	1,78	44,50	1,09
Бобруйск	19,19	25,72	1,34	27,00	2,42	67,00	0,95
Пружаны	20,70	21,51	1,33	16,00	4,30	54,36	1,09
Василевичи	19,90	20,67	1,29	16,00	3,76	48,35	1,22
Пинск	21,70	15,90	1,14	13,40	5,00	36,10	0,96
Брест	20,15	20,57	1,25	16,00	4,04	49,03	0,95

Таблица 2. Координаты аналитических кривых распределения сумм осадков за дождливые периоды

Станция	Наибольшие из наблюдаемых значений h , мм	Ожидаемые значения слоя осадков (мм)					
		100	50	25	20	10	5
Верхнедвинск	104,3	141,3	125,5	109,8	104,8	89,2	73,7
Витебск	(182,6)	150,6	131,3	112,9	107,2	90,0	73,9
Горки	(141,4)	114,0	104,3	93,1	90,8	79,9	68,2
Минск	(261,4)	168,9	147,0	126,2	119,7	100,4	82,2
Гродно	115,9	169,5	150,8	131,8	125,6	106,0	85,7
Новогрудок	158,4	221,6	194,7	168,4	160,1	134,5	109,8
Костюковичи	116,8	132,6	117,1	101,8	96,9	82,0	67,3
Бобруйск	(253,5)	180,5	162,0	143,3	137,2	118,4	99,3
Пружаны	153,5	166,1	154,0	141,0	136,6	122,1	105,5
Василевичи	177,6	184,9	165,9	146,2	139,8	119,1	97,2
Пинск	119,7	184,7	156,9	130,1	121,9	97,2	74,5
Брест	183,9	245,7	217,0	187,8	178,3	148,1	116,9

Далее хронологический ряд преобразовывался в убывающий. Устанавливались для членов ряда номера по порядку; для каждого из них определялся период однократного превышения $p = n/S$ лет, где n — число лет наблюдений; s — число дождливых периодов с суммами осадков, большими или равными h (сумме осадков за дождливый период заданного однократного превышения p).

Строился график эмпирического распределения в координатах (p ; h). Для удобства пользования графики строились в полулогарифмических координатах: по оси p — по логарифмической, а по оси h — по равномерной шкалам.

кривых по участкам				Значения критерия согласия аналитических и эмпирических кривых	Значения отклонений ординат аналитических и эмпирических кривых, %				
верхнему					$\Sigma d^2/E$	t	максимальные		средне-квадратические
h'' , мм	\bar{s}'''	α'''	k'''				+	-	
—	—	—	—	7,03	15	8,27	7,22	$\pm 4,46$	
—	—	—	—	15,20	14	14,10	10,30	$\pm 7,16$	
39,1	0,73	45,8	0,79	8,56	15	9,82	15,00	$\pm 5,35$	
—	—	—	—	12,50	14	8,78	9,64	$\pm 5,45$	
38,2	0,83	73,27	0,90	6,67	13	3,10	10,50	$\pm 3,74$	
—	—	—	—	8,59	14	17,19	9,93	$\pm 7,30$	
—	—	—	—	14,58	13	16,80	5,37	$\pm 6,63$	
—	—	—	—	10,07	14	8,00	14,20	$\pm 7,80$	
69,2	0,52	66,75	0,69	8,42	14	7,64	8,24	$\pm 4,20$	
51,5	0,66	80,32	0,85	6,00	14	18,00	6,27	$\pm 6,12$	
45,2	0,63	68,30	1,22	3,18	14	4,50	12,80	$\pm 5,20$	
56,7	0,65	110	0,91	6,25	14	9,84	4,30	$\pm 3,93$	

с периодом однократного превышения p , (лет)								p для члена $h = 2,5$ мм, лет
3	2	1	0,50	0,33	0,20	0,10	0,05	
62,3	53,3	37,9	23,8	18,5	13,7	7,9	3,4	0,039
62,8	54,4	41,0	29,0	22,5	15,6	7,7	2,8	0,044
58,7	50,2	35,2	26,2	21,0	15,0	7,3	2,9	0,045
69,7	60,2	45,2	31,8	24,6	16,9	8,3	2,9	0,044
70,0	56,9	35,3	25,7	19,7	12,9	6,5		0,052
92,0	78,3	55,9	35,2	24,2	13,9	8,2	3,1	0,045
56,7	48,5	35,1	22,7	17,8	12,4	6,1		0,055
85,1	73,7	53,9	33,3	21,6	15,0	7,3	2,5	0,052
90,5	73,0	49,0	32,3	22,9	13,8	7,1	2,6	0,048
79,8	64,5	40,6	26,0	18,7	13,2	6,9	2,5	0,050
59,5	49,4	39,0	28,3	21,7	13,4	7,1	2,8	0,046
92,8	72,3	46,5	31,9	22,8	13,5	7,1	2,5	0,050

Пользуясь данными эмпирического распределения (табл. 1), включающего все значения сумм осадков h за все дождливые периоды всех лет наблюдений, мы выбрали ограниченное число представительных значений h таким образом, чтобы они изменялись примерно через 1 мм. В области больших значений в новую выборку вошли практически все члены исходного ряда, ибо здесь расхождения между значениями соседних членов выше 1 мм. В области средних и особенно малых значений h в новый ряд попадает относительно меньшее число членов (обычно из 550—700 всего 50—60).

Затем визуально оценивалась возможность сглаживания эмпирического распределения с помощью единой или составной аналитической кривой. Для

второго случая устанавливались точки излома, делящие распределение на участки. Визуально и аналитически (по критерию Диксона) проверялась степень однородности максимальных членов ряда. Методами спрямления и наименьших квадратов по точкам представительной выборки определялись параметры единой и участков составной аналитических кривых распределения. Затем проверялась их приемлемость по критерию χ^2 , устанавливались максимальные и среднеквадратические отклонения между ординатами и принятой аналитической кривой распределения. (В качестве расчетной принималась аналитическая кривая, лучше согласующаяся с эмпирической.)

Следует отметить, что распределения сумм осадков за дождливые периоды должны быть аналогичны ранее рассмотренным распределениям сумм осадков за отдельные дожди [5]. И в том и в другом случае анализируются суммы осадков различной продолжительности за определенные отрезки времени. Это предположение (см. рис. 1) подтвердилось. Для описания распределений сумм осадков за дождливые периоды может быть принято то же уравнение, что и для сумм осадков за отдельные дожди [3]:

$$h = h_{\min} + \alpha (\lg p + \lg \bar{s})^k, * \quad (1)$$

где h_{\min} , \bar{s} , α , k — параметры.

Параметры h_{\min} — значение последнего члена в убывающем ряду сумм осадков (2,5 мм для единых кривых и соответствующие значения — для участков составных кривых) и \bar{s} — среднегодовое число дождливых периодов с суммой осадков $h \geq h_{\min}$ устанавливаются на основе исходной информации. При этом и для составных кривых учитываются все члены убывающего ряда, находящиеся в пределах не только данного, но и предыдущих участков.

В табл. 1 и 2 приведены параметры и координаты аналитических кривых распределения сумм осадков за дождливые периоды. Рассматриваемые распределения описываются едиными или составными кривыми; причем последние заключают два или три участка. Степень согласования аналитических и эмпирических кривых удовлетворительная.

На отдельных станциях максимальные значения сумм осадков за дождливые периоды настолько велики (в табл. 2 приведены в скобках), что, по критерию Диксона, были призваны неоднородными с остальными членами рядов и исключены из них при определении параметров распределений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Временные рекомендации по предотвращению загрязнения вод поверхностным стоком с городской территории (дождевыми, талыми, поливочно-моечными водами). — М., 1975. — 38 с.
2. Временные рекомендации по проектированию сооружений для очистки поверхностного стока с территорий промышленных предприятий и расчету условий выпуска его в водные объекты. — М., 1983. — 48 с.
3. М о л о к о в М.В., Ш и ф р и н В.Н. Очистка поверхностного стока с территории города и промышленных площадок. — М., 1977. — 104 с.
4. Временная инструкция по проектированию сооружений для очистки

*Обоснование выражения (1) и методика определения его параметров подробно изложены в литературе [5].

поверхностных сточных вод. СН 496-77. — М., 1978. — 40 с. 5. Г а т и л л о П.Д., О д и н е ц А.Н. Распределение периодов однократного превышения сумм осадков за дождь на территории Белоруссии. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1984, вып. 13, с. 25—34.

УДК 628.143.001.2

В.П.СТАРИНСКИЙ, канд. техн. наук (БПИ)

ОБ УТОЧНЕНИИ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СТОИМОСТИ УСЛУГ ЭНЕРГООБЕСПЕЧЕНИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Системы водоснабжения являются крупнейшими потребителями электроэнергии. Стоимость услуг энергообеспечения этих систем относится к важнейшим показателям, определяющим расчетные параметры их основных элементов. Это обстоятельство заставляет постоянно совершенствовать и уточнять методики определения стоимости указанных услуг. Необходимость такой работы диктуется введением в 1982 г. новых тарифов на электроэнергию, некоторыми изменениями в условиях оплаты услуг энергообеспечения, а также постоянно растущими требованиями к повышению достоверности стоимости этих услуг. Согласно новому прейскуранту на электроэнергию [1], оплата услуг энергообеспечения осуществляется по одно- или двухставочному тарифу в зависимости от присоединенной к энергосистеме мощности энергопотребителей. При этом в качестве энергопотребителей системы водоснабжения выступает каждая насосная станция системы в отдельности или связанный с нею и питаемый от одной тарифной трансформаторной подстанции комплекс энергопотребляющих водопроводных сооружений. Их присоединенную к энергосистеме мощность (при условии, что для привода разнотипных насосов и другого оборудования могут использоваться одновременно низковольтные и высоковольтные электродвигатели) можно определить по формуле

$$P = \frac{K_{с.п} K_{т.р} \sum_{i=1}^{n_1} P_i}{\eta_{т.р} \cos \varphi} + \frac{\sum_{j=1}^{n_2} P_j}{\cos \varphi} ,$$

где $K_{с.п}$ — коэффициент, учитывающий нагрузку сопутствующих потребителей (освещение, привод вспомогательного оборудования и т.п.) и принимаемый равным 1,05—1,08; $K_{т.р}$ — коэффициент (1,5), учитывающий трансформаторный резерв; $\eta_{т.р}$ — КПД трансформатора (0,97); $\sum_{i=1}^{n_1} P_i$ — суммарная

мощность низковольтных двигателей у рабочих агрегатов станции или водопроводного комплекса; $\sum_{j=1}^{n_2} P_j$ — суммарная мощность электродвигателей

высокого напряжения у рабочих агрегатов станции; $\cos \varphi$ — коэффициент мощности — 0,90; n_1, n_2 — число рабочих агрегатов соответственно с низковольтными и высоковольтными электродвигателями.

Для наиболее часто встречающихся насосных станций с низковольтными двигателями

$$P_n = \frac{9,81 K_{c.n} K_{т.р}}{\eta_{т.р} \eta_n \eta_d \cos \varphi} Q_p H_p,$$

где η_n и η_d — КПД соответственно насосов и их электродвигателей; Q_p и H_p — расчетные подача и напор насосной станции.

Для комплекса сооружений, объединяющего группу водозаборных скважин и насосную станцию второго подъема,

$$P_n = \frac{9,81 K_{c.n} K_{т.р}}{\eta_{т.р} \cos \varphi} \left(\frac{Q_p H_p}{\eta_n \eta_d} + \sum_{i=1}^{n_c} \frac{Q_i H_i}{\eta_i} \right),$$

где Q_i и H_i — подача и напор скважин водозабора; η_i — полный КПД насосных агрегатов скважин; n_c — число скважин в водозаборе.

По одноставочному тарифу определяется стоимость энергообеспечения тех энергопотребителей системы водоснабжения, присоединенная мощность которых меньше 750 кВА. Стоимость этих услуг определяется как плата за годовое количество отпущенной потребителю активной электроэнергии. Для проектируемых систем водоснабжения она исчисляется по расчетным затратам энергии каждого ее потребителя и определяется по формуле

$$Z_э = E_c \sigma = T_0 \sigma \sum_{i=1}^n P_{p.i} \gamma_i,$$

где E_c — количество отпущенной системе за год активной энергии; T_0 — число часов в году; $P_{p.i}$ — расчетные (активные) мощности отдельных потребителей энергии системы водоснабжения; γ_i — коэффициент использования этих мощностей в году или коэффициент неравномерности энергопотребления; σ — тариф на потребляемую электроэнергию.

Применительно к системам, основными потребителями энергии которых являются насосные станции, с расчетными параметрами $Q_{p.i}$ и $H_{p.i}$

$$Z_э = 9,81 T_0 \sigma \sum_{i=1}^{n_n} \frac{K_{c.n.i} Q_{p.i} H_{p.i} \gamma_i}{\eta_{т.р.i} \eta_{n.i} \eta_{d.i}}, \quad (1)$$

где n_n — число насосных станций в системе водоснабжения.

Если присоединенная мощность энергопотребителей системы водоснабжения составляет 750 кВА и выше, то стоимость услуг их энергообеспечения

определяется по двухставочному тарифу. При этом оплате подлежит как заявленная (абонированная) мощность потребителей, так и отпущенное им за год количество активной энергии (но уже по более низкому тарифу). Стоимость услуг энергообеспечения системы водоснабжения в этом случае будет определяться по формуле

$$Z_3 = P_{c.3} \delta + E_c \sigma = \sum_{i=1}^n (P_{3.i} \delta + E_i \sigma),$$

где $P_{c.3} = \sum_{i=1}^n P_{3.i}$ – суммарная заявленная мощность энергопотребителей системы; $P_{3.i}$ – заявленная мощность отдельных потребителей; E_i – количество потребляемой за год активной энергии каждым потребителем системы водоснабжения; δ – ежегодная плата за заявленную мощность энергопотребителя.

Под заявленной мощностью понимается абонированная потребителем наибольшая получасовая электрическая мощность, соответствующая периоду максимальной нагрузки энергосистемы. Поскольку максимум нагрузки энергосистемы во всех случаях совпадает с максимумом водопотребления системы водоснабжения, заявленная мощность последней должна определяться из условия обеспечения подачи в водопроводную сеть наибольших хозяйственно-питьевых расходов воды. Это значит, что ее можно найти по расчетным рабочим параметрам насосных станций системы водоснабжения $K_{сп.i}$, $Q_{p.i}$, $H_{p.i}$, $\eta_{тр.i}$, $\eta_{н.i}$ и $\eta_{д.i}$, используя зависимость

$$P_{3.i} = \frac{9,81 K_{сп.i} Q_{p.i} H_{p.i}}{\eta_{тр.i} \eta_{н.i} \eta_{д.i}}.$$

Режим подачи воды в сеть в период пожаротушения для определения заявленной мощности в расчет не принимается ввиду его исключительности. Таким образом, для системы водоснабжения под заявленной мощностью следует понимать рабочую мощность трансформаторов насосных станций на стороне высокого напряжения. От нее с помощью γ и T_0 , как это показано выше, достаточно просто перейти к расчету годовой потребности в активной электроэнергии насосных станций и системы водоснабжения в целом.

С учетом изложенного, применительно к системам водоснабжения, основными потребителями энергии которых являются насосные станции с параметрами $Q_{p.i}$ и $H_{p.i}$,

$$Z_c = 9,81 \sum_{i=1}^{n_H} \frac{K_{c.n.i} Q_{p.i} H_{p.i}}{\eta_{тр.i} \eta_{н.i} \eta_{д.i}} (\delta + T_0 \gamma_i \sigma). \quad (2)$$

Нетрудно заметить, что зависимость (2) является обобщающей, так как пригодна к использованию для определения Z_c при одно- и двухставочных тарифах на электроэнергию. В частности, при одноставочном тарифе ($\delta = 0$) она превращается в зависимость (1). Поэтому в дальнейшем с помощью формулы (2) рекомендуется производить все расчеты стоимости услуг энергообеспе-

чения систем водоснабжения. Входящие в выражение (2) величины вполне конкретно могут быть определены на любой стадии проектирования системы водоснабжения. Исключение составляет коэффициент γ_1 , величина которого зависит от многих факторов, и в частности от схемы системы водоснабжения, динамики ее развития во времени, режима работы водопитателей сети, соотношения статической и динамической составляющих их напоров, наличия и особенностей расположения водонапорных башен в системе и т.д. Диапазон изменения γ_1 — от 0,10 до 1,0, поэтому обоснованный выбор его иногда вызывает затруднения. Вместе с тем, базирясь на опыте работы систем водоснабжения, а также на последних разработках в области режима их водопотребления, можно дать достаточно точные рекомендации по определению коэффициента γ в зависимости от конкретных условий работы этих систем. Например, для скважинных водозаборов можно принимать $\gamma = 0,80-0,90$. Аналогично можно использовать его и для многих систем производственного водоснабжения с коэффициентом неравномерности работы $K_H = 1,1-1,3$. Для насосных станций, подающих воду в сеть совместно с расположенными в начале ее водонапорными башнями, γ , в соответствии с рекомендациями Н.Н.Абрамова [1], приближенно определим по формуле $\gamma = 1/K_0 K_H$, где K_0 — коэффициент, учитывающий изменение водопотребления по годам в течение расчетного срока окупаемости капиталовложений, принимаемый обычно равным $1,01 \div 1,03$. Если насосная станция работает совместно с водонапорными башнями, расположенными в конце сети (схема с контррезервуарами), то

$$\gamma = \gamma_1 \tau_1 + \gamma_2 \tau_2 = \frac{a_1 \tau_1}{K_0 K_{H1}} + \frac{a_2 \tau_2}{K_0 K_{H2}},$$

где γ_1 и γ_2 — коэффициенты неравномерности энергопотребления соответственно за периоды транзита воды в башни и обеспечения водой потребностей при совместной работе насосов с башнями; a_2 и a_1 — параметры, значения которых можно принимать в пределах 0,7—0,9 и 1,1—1,6 соответственно; K — коэффициент суточной неравномерности водопотребления; K_{H1} — коэффициент неравномерности подачи воды насосами в период транзита (отношение наибольшей подачи воды насосами к средней); K_{H2} — коэффициент неравномерности подачи воды насосами в период совместной их работы с башнями; τ_1 и τ_2 — относительная продолжительность периодов работы насосной станции в первом и втором режимах.

Таблица 1. Характер изменения коэффициента γ для безбашенных систем водоснабжения в зависимости от N и e

$e = H_{ст}/H_p$	Значения коэффициента γ для систем водоснабжения населенных пунктов с числом жителей N , тыс. чел.					
	≥ 1000	500	100	25	10	5
1,00	0,710	0,550	0,400	0,300	0,270	0,240
0,75	0,620	0,473	0,330	0,250	0,230	0,200
0,50	0,530	0,390	0,270	0,200	0,180	0,160
0,25	0,440	0,310	0,210	0,150	0,130	0,120
0,00	0,350	0,230	0,140	0,100	0,080	0,070

Для безбашенных систем водоснабжения Н.Н.Абрамовым рекомендуется приближенно определять γ по формуле $\gamma = 1 / (K_o K_k)^3$, где k — максимальный коэффициент часовой неравномерности водопотребления системы.

Ориентировочно γ для башенных систем водоснабжения можно назначать в пределах 0,6–0,8 — при расположении башен в начале сети; 0,4–0,6 — по схеме контррезервуаров и 0,15–0,50 — для безбашенных систем.

Более точное значение коэффициента γ с учетом местных условий и особенностей режима работы водопитателей определим специальным расчетом, в частности на основании данных [2, 3]:

$$\frac{9,81 Q_p H_p \gamma (t_2 - t_1)}{\eta_p} = 9,81 \int_{t_1}^{t_2} \frac{Q(t) H(t) dt}{\eta(t)}$$

или

$$\begin{aligned} \frac{9,81 Q_p H_p T_o \gamma}{\eta_p} &= 9,81 \int_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} \frac{QH(Q) \tau(Q) dQ}{\eta(Q)} = \\ &= 9,81 T_o \sum_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} \frac{Q_i H_i \tau_i \Delta Q}{\eta_i}, \end{aligned}$$

откуда

$$\gamma = \frac{\eta_p \sum_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} \frac{Q_i H_i \tau_i \Delta Q}{\eta_i}}{Q_p H_p} = \frac{q_{\max}}{q_{\min}} \frac{\sum q_i h_i \tau_i \Delta q}{\eta'_i}, \quad (3)$$

где $Q(t)$, $H(t)$ и $\eta(t)$ — функции изменения во времени подач воды в системе водоснабжения, напоров и полного КПД насосных станций; $H(Q)$ и $\eta(Q)$ — функции изменения требуемого напора насосных станций системы водоснабжения и их полного КПД (с учетом потерь энергии в насосе, электроприводе и на регулирование подач воды) в зависимости от подач воды в сеть; $\tau(Q)$ — функция вероятности или частоты подаваемых в сеть расходов воды насосных станций; Q_{\max} и Q_{\min} — максимальный и минимальный расходы водопотребления системы; q_{\max} и q_{\min} — их относительные величины, выраженные в долях от Q_p ; Q_i и q_i — абсолютные и относительные величины подачи воды в систему, соответствующие выделенным i -полосам изменения Q и q ; ΔQ и Δq — ширина выделенных для Q и q полос; τ_i — вероятность появления расходов Q_i и q_i ; η_i и η'_i — абсолютные и относительные (в долях от η_p) значения КПД насосных агрегатов станции, соответствующие рассматриваемым значениям Q_i и q_i .

Функции $Q(t)$ и $\tau(Q)$ зависят от режима подачи воды в сеть системы водоснабжения, характеризующегося числом обслуживаемых ею жителей и других потребителей, $H(t)$ и $H(Q)$ — от условий подачи этой воды (и в первую очередь от соотношения статической и динамической составляющих

расчетного напора или его структуры по этим составляющим); $\eta(t)$ и $\eta(Q)$ — от технического совершенства применяемого для подачи воды насосного оборудования и его электропривода, числа установленных рабочих агрегатов и способа регулирования подачи воды в сеть.

От перечисленных факторов зависит и значение коэффициента γ . Наибольший интерес представляет эта зависимость для широко применяемых в Советском Союзе безбашенных систем водоснабжения населенных пунктов (табл.1). Данные этой таблицы получены автором по формуле (3) с использованием изложенной в [2] и [3] методики построения кривых $H(Q)$, $\tau(Q)$ и $\eta(Q)$ для систем водоснабжения, обеспечивающих потребности различного числа жителей и имеющих неодинаковую структуру расчетных напоров по их составляющим.

Анализ таблицы показывает, что в зависимости от местных условий γ изменяется в довольно значительном диапазоне, чего нельзя не учитывать.

В заключение отметим, что стоимость энергообеспечения систем водоснабжения можно определить и несколько иным, более точным, по нашему мнению, способом, и в частности по формуле

$$Z_c = 0,00273 \sum_{i=1}^n \frac{W_i H_i K_{ст.i}}{\eta_{тр.i} \eta_i} \left(\frac{K_{н.i}}{T_0} \delta + \xi_i \sigma \right), \quad (4)$$

где W_i — расчетное годовое количество воды, подаваемой в сеть системы водоснабжения ее отдельными насосными станциями; H_i — расчетный напор насосных станций; η_i — полный КПД их рабочего оборудования; $K_{н.i}$ — коэффициент неравномерности работы станций; ξ_i — коэффициент перевода расчетной величины напора в среднюю за год (остальные значения остаются без изменений).

Коэффициент ξ_i рекомендуется определять по зависимости

$$\xi_i = e_i + \gamma_e (1 - e_i) K_{н.i}^2,$$

где $e_i = N_{ст.i} / N_{р.i}$ — коэффициент структуры напора; γ_e — коэффициент неравномерности энергопотребления системы водоснабжения, рассчитанный на основании табл.1 для данных e_i и $N_{р.i}$; $K_{н.i}$ — коэффициент неравномерности подачи воды в сеть рассматриваемой насосной станцией. Для безбашенных систем водоснабжения подача воды в сеть должна соответствовать режиму водопотребления. Исходя из этого, для них $K_{н} = K_k$.

Значения величин, входящих в зависимость (4), определяются с большей достоверностью, чем величин, входящих в зависимость (2). Поэтому при расчетах Z_c зависимости (4) следует отдавать предпочтение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абрамов Н.Н., Поспелова М.М. Расчет водопроводных сетей. — М., 1962, с. 300.
2. Старинский В.П., Буцкевич Т.И. Статистический метод определения проектного режима водопотребления населением городов. — В кн.: Проблемы водотведения и очистки сточных вод. Минск, 1980, с. 28—37.
3. Старинский В.П. Методика выбора насосного оборудования с минимальными затратами энергии на подачу воды потребителям. — В кн.: Водоотведение и охрана вод. Минск, 1982, с. 16—24.

ИССЛЕДОВАНИЕ РЕГУЛЯТОРА РЕЖИМОВ РАБОТЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СКВАЖИН

В связи с возрастающей ролью автоматизации процесса подачи и распределения воды важное значение приобретает проблема оснащения водозаборных скважин арматурой, обеспечивающей надежность и долговечность работы оборудования. Требования, предъявляемые к арматуре для скважин (простота и надежность конструкции; низкая стоимость и универсальность; возможность работы от энергии транспортируемой воды; автоматическое регулирование параметров в переходных режимах работы), определяются технологическим процессом подачи воды и спецификой работы насосного оборудования.

В настоящее время актуальной является задача создания универсальной арматуры прямого действия с высокими технико-экономическими показателями.

На рис. 1 представлена принципиальная схема разработанного автором статьи регулятора режимов работы водозаборных скважин, состоящего из входного и выходного патрубков, наружного и внутреннего корпусов (соединенных ребрами) с кольцевым проходом. В состав регулятора входит гидравлический мембранный привод, который работает на технологической воде и включает мембрану, жесткий центр и пружину.

Мембрана закреплена на штоке, на конце которого расположен затвор с уплотнительным элементом. В корпусе установлен тормозной демпфер, состоящий из втулки с дроссельным отверстием и поршня. Для регулирования степени открытия на поршне имеется наклонная плоскость, которая в крайнем правом положении упирается в ограничитель.

Регулятор имеет гидравлическую систему для управления перемещением затвора, состоящую из соединительных трубопроводов 14 и 20, вентилей 17 и 24, регулировочных дросселей 3 и 12 и обратных клапанов 4 и 11. Он устанавливается вместо задвижки и обратного клапана на трубопроводной линии, соединяющей скважину с водоводом (у ее головки), и обеспечивает автоматическое открытие и закрытие проходного сечения при пуске и останове насоса без резких повышений давления и в ручном режиме при помощи гидропривода выполняет функции запорно-регулирующего устройства.

Открытие затвора происходит под действием потока воды и силы, создаваемой на мембране перепадом давления между входным и выходным патрубками. Закрытие осуществляется после выключения погружного насоса под действием пружины и перепада давления на мембране, создаваемого обратным потоком воды в скважину, а также под действием его на затвор.

При работе в качестве запорно-регулирующего устройства входной патрубок соединяется посредством вентилей с бесштоковой полостью гидропривода А. Вентилем штоковая полость соединяется с выходным патрубком. Затвор под действием силы от перепада давлений на мембране перемещается на закрытие.

В регуляторе следовало рассчитать проходное сечение и ход затвора, мембрану, пружину и уплотнение.

Рассмотрим схему сил, действующих в регуляторе при полном открытии проходного сечения и приведенных к центру мембраны (см. рис. 1). В этом случае на подвижную систему действуют силы

$$\sum_{i=1}^n N_n = \sum_{i=1}^n N_n. \quad (1)$$

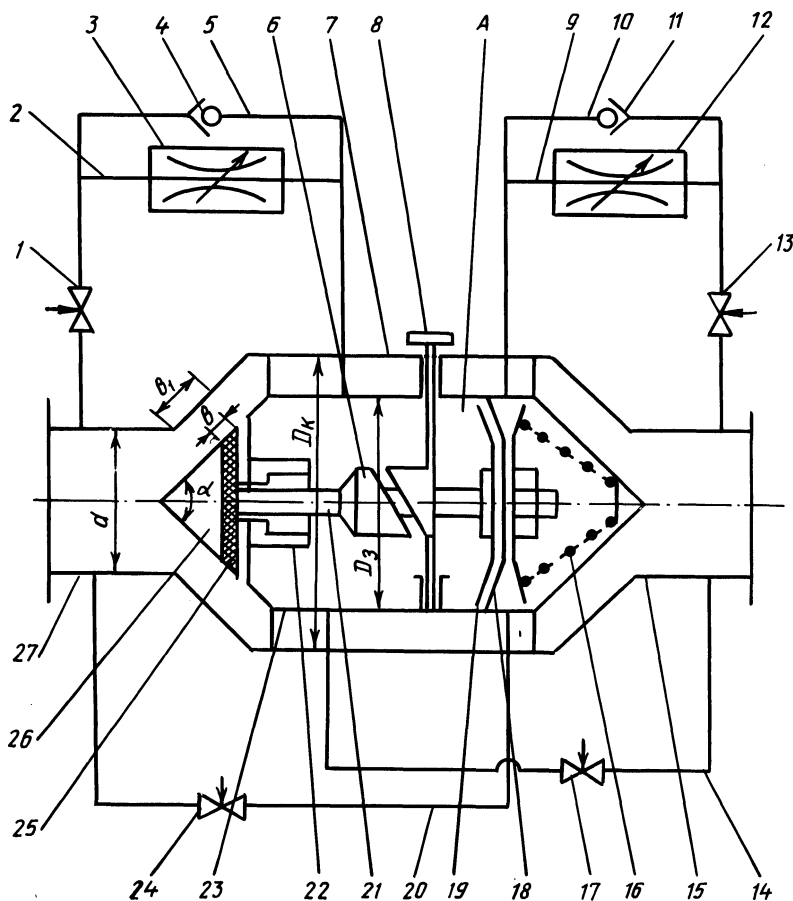


Рис. 1. Принципиальная схема регулятора режимов работы водозаборных скважин: 1, 13 — вентиль; 2, 5, 9, 10, 14, 20 — соединительный трубопровод; 3, 12 — регулируемый дроссель; 4, 11 — обратный клапан; 6 — поршень; 7 — наружный корпус; 8 — ограничитель открытия; 15 — выходной патрубок; 16 — пружина; 17, 24 — регулируемый вентиль; 18 — мембрана; 19 — жесткий центр; 21 — шток; 22 — тормозная камера; 23 — внутренний корпус; 25 — уплотнительный элемент; 26 — затвор; 27 — входной патрубок; А — бесштоковая полость гидропривода.

В развернутом виде уравнение (1) записывается следующим образом:

$$P_1 F + N_{г.д} + N_{г.с} \pm N_{т.р} = P_2 F + c(h_0 + h), \quad (2)$$

где P_1 — давление на входе регулятора; $N_{г.д}$ — гидродинамическая сила, действующая на затвор; $N_{т.р}$ — сила трения в направляющих и уплотнении; $N_{г.с}$ — сила гидростатической неуравновешенности затвора; F — эффективная площадь мембраны; P_2 — давление на выходе регулятора; c — жесткость пружины; h_0 — предварительная затяжка пружины; h — ход затвора.

Из уравнения (2) находим эффективную площадь мембраны:

$$F = \frac{c(h_0 + h) - N_{г.д} \pm N_{т.р} - N_{г.с}}{P_1 - P_2}, \quad (3)$$

По формуле (3) можно записать, что

$$P_1 - P_2 = \xi \frac{Q^2 \rho}{2F_y^2}, \quad (4)$$

где ξ — коэффициент гидравлического сопротивления регулятора, отнесенный к площади условного прохода при максимальном проходном сечении; ρ — плотность воды; Q — расход воды через регулятор; F_y — площадь сечения трубопровода по условному проходу.

Подставив выражение (4) в (3), определим из последнего эффективную площадь мембраны:

$$F = \frac{2F_y^2 [c(h_0 + h) - N_{г.д} - N_{г.с} \pm N_{т.р}]}{\rho \xi Q^2}, \quad (5)$$

которая зависит от положения жесткого центра и перепада давления на ней. Для стабильной работы регулятора при различных параметрах потока рабочей среды необходимо стремиться к постоянству эффективной площади мембраны. Это достигается применением "вялой" мембраны, жесткость которой незначительна.

В общем случае эффективная площадь определяется по формуле [1]:

$$F = \frac{\pi}{12} [(D_3^2 + D_3 d_{ж.ц} + d_{ж.ц}^2) - (D_3 + 2d_{ж.ц})(D_3 - d_{ж.ц})] \operatorname{tg}^2 \frac{\beta}{2}, \quad (6)$$

где β — угол наклона образующей жесткого центра.

Из выражения (6) устанавливаются основные размеры мембраны и "жесткого" центра. Усилие предварительной затяжки пружины определяется из условия $c(h_0 + h) \leq N_{г.д} + N_{т.р}$.

Таким образом, при отсутствии течения жидкости в трубопроводе усилие пружины должно быть достаточным для перемещения затвора в крайнее левое положение.

Ход затвора определяется из условия полнопроходности регулятора:

$$F_{\text{вх}} = F_{\text{р.н}} = F_{\text{вых}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi(D_{\text{н}}^2 - D_{\text{в}}^2) - S_{\text{р}}}{4},$$

где d — диаметр входного и выходного патрубков; $D_{\text{н}}$ и $D_{\text{в}}$ — диаметры кольцевого прохода, соответственно наружный и внутренний. $F_{\text{вх}}$, $F_{\text{вых}}$, $F_{\text{р.н}}$ — площади проходных сечений соответственно входного, выходного патрубков и проходного сечения рабочего органа; $S_{\text{р}}$ — суммарная площадь ребер, соединяющих наружный и внутренний корпуса.

При конических поверхностях уплотнения площадь проходного сечения определяется по формуле из работы [2]:

$$F_{\text{р.о}} = \pi (d + h \sin \alpha/2 \cdot \cos \alpha/2) h \sin \alpha/2, \quad (7)$$

где α — угол при вершине конической боковой поверхности затвора.

При $\alpha = 90^\circ$ площадь прохода $F = 2,2(d + h/2)h$.

Решив уравнение (7) относительно хода, получим следующее выражение:

$$h = \frac{1}{\sin \alpha} \left(d - \frac{\sqrt{d^2 - 2F \cdot \sin \alpha}}{\pi} \right).$$

Усилие, необходимое для обеспечения герметичности в паре затвор — седло, рассчитывается по данным [2]:

$$N_{\text{герм}} = \frac{\pi \sigma (D_{\text{y.2}}^2 - D_{\text{y.1}}^2)}{4} \cdot \frac{1}{\sin \frac{\alpha}{2}},$$

где σ — допускаемое удельное давление уплотнительного элемента; $D_{\text{y.1}}$, $D_{\text{y.2}}$ — его наибольший и наименьший диаметры.

Гидростатическая сила, действующая на затвор в закрытом положении, определяется по выражению из работы [2]:

$$N_{\text{герм}} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{y.1}}^2 - D_{\text{y.2}}^2) \cdot b_2 \cdot P \sin \frac{\alpha}{2},$$

$$b_2 = b + \frac{b_1}{2}.$$

Здесь b , b_1 — ширина уплотнительного элемента и седла входного патрубка; P — давление воды во входном патрубке.

Из условия равновесия затвора в закрытом положении при перекрытии потока можно записать выражение для силы, действующей на него [3]:

$$N_3 = N_{\text{г.с}} (2 \sin \alpha/2 + 2f \cos \alpha/2) + N_{\text{герм}} = FP_1 + ch_0. \quad (8)$$

где f — коэффициент трения, возникающего между материалом элемента и седла.

Из выражения (8) определим эффективную площадь мембраны для режима работы регулятора в качестве запорного устройства:

$$F = \frac{N_{г.с} (2\sin \alpha/2 + 2f \cos \alpha/2) + N_{герм} - ch_0}{P_1} \quad (9)$$

Из двух значений эффективной площади, определенных по выражениям (5) и (9), выбирается большее.

Для проверки работоспособности и определения параметров регулятора на водозаборной скважине, оснащенной погружным электронасосным агрегатом типа ЭЦВ 10-25-100, были проведены натурные исследования экспериментального образца. Для его установки скважина оборудовалась обводной линией. Это позволило осуществить работу отдельно для основного и для экспериментального оборудования и провести сравнительные исследования. С целью экспериментального определения параметров обоих видов оборудования и определения режимов работы скважины последняя была оснащена измерительными приборами. Давление в трубопроводах и полостях гидропривода экспериментального образца измерялось при помощи пружинных манометров типа МО с классом точности не ниже 0,4 и датчиков давления типа МДТ-10. Динамические процессы, проходящие в трубопроводах, фиксировались посредством быстродействующего самопишущего прибора НЗ27-3.

На водозаборных скважинах наряду с погружными насосами, укомплектованными обратными клапанами, применяются погружные насосы с демонтированными (шаровыми) или тарельчатыми обратными клапанами с отверстием. Это облегчает условия работы обслуживающего персонала при замене насоса. Натурные исследования проводились с погружным насосом при наличии и при отсутствии обратного клапана. Осуществлялись пуск и останов насоса с записью процесса изменения давления в водоподъемной колонне скважины и в водоводе. Время срабатывания образца регулярировалось дросселированием воды в соединительных трубопроводах гидропривода.

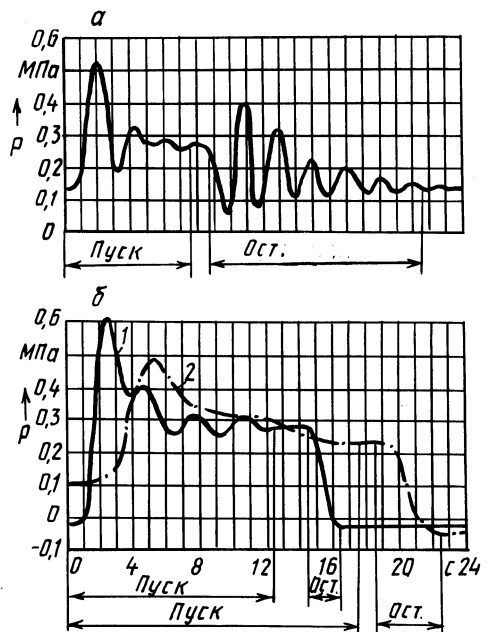


Рис. 2. Изменения давления в водоподъемной колонне скважины в переходных режимах работы со штатной арматурой с погружным насосом: с обратным клапаном (а), без обратного клапана (б):

1 — с образованием вакуума в водоподъемной колонне, 2 — с впуском воздуха в нее.

Как показали эксперименты с основной арматурой (рис. 2, а), давление при пуске насоса с обратным клапаном и заполненной водой водоподъемной колонной превышает рабочее на 0,2–0,3 МПа, а при останове — на 0,1–0,2 МПа статическое давление в водоводе.

При отсутствии у насоса обратного клапана и впуске воздуха в водоподъемную колонну происходит демпфирование гидравлического удара (рис. 2, б, кривая 2), который имеет наибольшее значение при образовании вакуума в зоне колонны от поверхности до статического уровня воды в скважине (рис. 2, б, кривая 1).

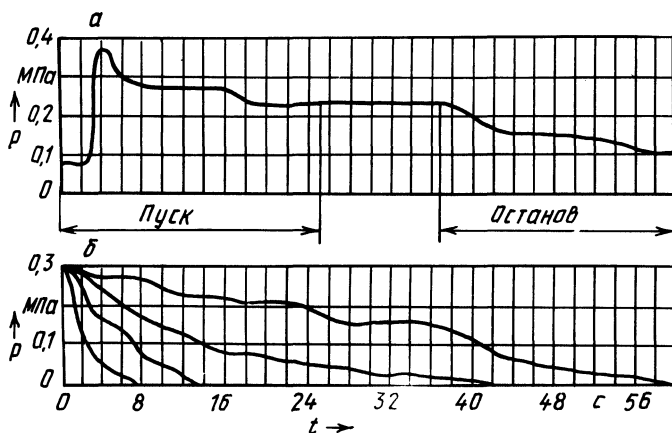


Рис. 3. Изменения давления в водоподъемной колонне скважины в переходных режимах работы с регулятором режимов работы: а — при пуске и останове погружного насоса; б — при останове погружного насоса и различном времени закрытия регулятора.

В процессе работы регулятора (рис. 3, а) повышение давления в водоводе при пуске насоса составило 0,05–0,07 МПа. При останове насоса регулировалось время закрытия — от 0,5 до 60 с. Повышения давления при этом не наблюдалось. В период останова плавное изменение давления от рабочего до статического (рис. 3, б) обеспечивалось также соединением обеих его полостей с выходным патрубком.

Проведенные натурные исследования позволили установить, что для снижения степени повышения давления при пуске погружного насоса важно водоподъемную колонну заполнить воздухом после выключения насоса. Сжатый воздух демпфирует возникающий при пуске насоса гидравлический удар. Для впуска и выпуска воздуха оголовок скважины необходимо оборудовать вантузом. Применение этого способа возможно при использовании регулятора, который открывается после полного выхода воздуха из водоподъемной колонны через вантуз. Штатное оборудование (обратный клапан) водозаборной скважины этого не обеспечивает.

Применение регулятора позволяет также предотвращать гидравлический удар при выключении насоса.

ЛИТЕРАТУРА

1. В о д я н и к В.И. Эластичные мембраны. — М., 1974. — 136 с. 2. Объемные гидравлические приводы/Т.М.Башта, В.В.Ермаков, И.З.Зайченко, Е.М.Хаймович. М., 1967. — 627 с. 3. П о п о в Д.Н. Динамика и регулирование гидро- и пневмосистем. — М., 1977, — 424 с.

УДК 626.862.4

В.А.НЕМИРО, канд. техн. наук (БелНИИМиВХ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ РАССТОЯНИЙ МЕЖДУ ПРИЕМНОЙ И ЗАБОРНОЙ СКВАЖИНАМИ СИФОННОГО ВОДОСБОРА

При проектировании систем вертикального дренажа с сифонными водосборами возникает необходимость определения оптимального расстояния между заборными и приемной скважинами, при котором мелиоративное действие сифонных водосборов будет наиболее эффективным.

По мнению С.В.Оводова [1], в однородном водоносном пласте на достаточно большом расстоянии от скважины форма гидроизогипс и размеры воронки депрессии не зависят от числа скважин и их расположения, а определяются исключительно количеством воды, забираемым из водоносного пласта. Это справедливо при условии длительного формирования воронки. Однако если на осушаемой территории выражен микрорельеф, а процесс осушения не длительный, то период переформирования депрессионных поверхностей может сказаться на качестве осушения. Поэтому при проектировании сифонных водосборов необходимо учитывать два требования расположения скважин: условия получения максимального дебита; равномерное расположение по площади водозаборных скважин, желательное, в пониженных местах микрорельефа.

Рассмотрим условия, при которых дебит сифонного водосбора имеет максимальное значение (рис. 1) : Q_n — расход насоса; Q — расход приемной скважины; Q_c — расход сифона; S^H — понижение уровней грунтовых вод от действия приемной скважины; r — радиальное расстояние от приемной скважины к заборной, т.е. длина трубопровода сифона. Как установлено, в верхнем колене нисходящей ветви сифона может быть создан вакуум порядка 0,09 МПа [2], способствующий поднятию воды из заборной скважины и преодолению гидравлических сопротивлений трубопровода сифона. Расположив заборную скважину на небольшом расстоянии от приемной, мы получаем незначительное гидравлическое сопротивление трубопровода сифона и вместе с тем большое понижение уровней грунтовых вод в заборной скважине под влиянием приемной. Если заборную скважину расположить за пределом радиуса влияния приемной скважины, наблюдается обратная картина. И в первом и во втором случаях дебит сифонного водосбора не достигнет максимального значения. Существует какое-то оптимальное расстояние от приемной скважины до заборной.

С некоторыми допущениями можно считать, что расстояние между приемной и заборной скважинами будет оптимальным (т.е. влияние приемной

скважины незначительно и гидравлические потери в трубопроводе сифона небольшие), если выполняется условие

$$S + h_{wr} \rightarrow \min, \quad (1)$$

где S — понижение уровней грунтовых вод в точке размещения заборной скважины от действия приемной; h_{wr} — гидравлические потери в трубопроводе сифона длиной $г$.

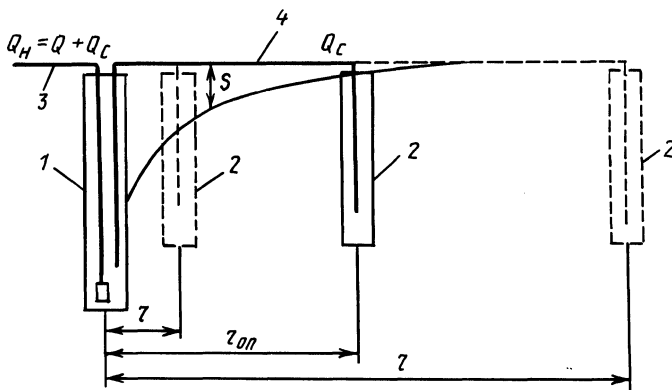


Рис. 1. Расчетная схема сифонного водосбора:

1 — приемная скважина; 2 — заборная скважина; 3 — трубопровод насоса; 4 — трубопровод сифона.

Понижение уровней грунтовых вод в точке расположения заборной скважины от действия приемной зависит от продолжительности работы последней и определяется по методикам, разработанным для неустановившегося и установившегося режимов фильтрации.

Рассмотрим случай притока воды к приемной скважине при неустановившемся режиме фильтрации. Как известно, уравнение неустановившегося режима, полученное Ч.Тейсом [3] для напорного потока, имеет вид

$$S = h_0 - h = Q/4\pi TW(u), \quad (2)$$

где Q — расход скважины; $T = kh_0$ — проводимость пласта; k — коэффициент фильтрации; h_0 — начальный пьезометрический напор пласта; h — пьезометрический напор пласта; $W(u)$ — интегральная функция скважины.

При малых значениях аргумента ($u < 0,09$) выражение (2) имеет логарифмическое представление [3]:

$$S = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \ln 2,25 Tt/\mu r^2,$$

где μ — коэффициент водоотдачи; t — время; r — радиальное расстояние от скважины.

Уравнение установившегося режима фильтрации для безнапорного потока [3]:

$$S = h_0^2 - h^2 = Q/2\pi kW(u). \quad (3)$$

При малых по сравнению с h_0 понижениях S решение уравнения (3) сводится к решению уравнения (2) из работы [4]. Гидравлические потери трубопровода длиной r определяются по формуле

$$h_{wr} = A_{кв} \psi Q_c^2. \quad (4)$$

Здесь $A_{кв}$ — значение расходной характеристики трубопровода [5] ψ — поправка на неквадратичность [5]; Q_c — расход сифона; r — его длина.

Если произведение $A_{кв} \psi Q_c^2$ выразить через A , то формула (4) примет вид $h_{wr} = A(r)$;

Запишем выражение (1) для неустановившегося режима фильтрации в развернутом виде:

$$\frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2,25Tt}{\mu r^2} + A(r) \rightarrow \min. \quad (5)$$

Примем наименьшую продолжительность работы сифонного водосбора, равную одним суткам, т.е. $t = \text{const}$: Тогда, взяв первую производную по r и приравняв ее к нулю, найдем r , при котором сумма (5) минимальна:

$$r_{оп} = Q/2\pi AT. \quad (6)$$

Далее, подставив во вторую производную по r от выражения (5) значения r из уравнения (6), получим положительную величину. При этом убеждаемся, что при r , определенном по формуле (6), выражение (5) имеет минимум. Установившийся режим фильтрации является граничным режимом работы одиночной скважины. Понижение уровней грунтовых вод на расстоянии r от приемной скважины определяется по уравнению Дюпюи [6]:

$$S = h_0 - h = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}},$$

где h_0 — начальная глубина безнапорного потока; Q — расход приемной скважины; k — коэффициент фильтрации; R — радиус влияния приемной скважины; h — глубина безнапорного потока; r — радиальное расстояние от скважины.

Представим выражение (1) для установившегося режима фильтрации в развернутом виде:

$$h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}} + A(r) \rightarrow \min. \quad (7)$$

Взяв первую производную по r и приравняв ее к нулю, найдем r , при котором сумма (7) минимальна:

$$r = \frac{Q}{2\pi Ak \sqrt{h_0^2 - \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}}}. \quad (8)$$

Уравнение (8) относительно r записано в неявном виде. Решить его можно только подбором. Но если пренебречь членом $Q/\pi k \cdot \ln R/r$, малым по сравнению с h_0^2 , и заменить выражение $\sqrt{h_0^2 - Q/\pi k \cdot \ln R/r}$ выражением h_0 , то (8) запишется следующим образом:

$$r_{оп} = \frac{Q}{2\pi A k h_0} = \frac{Q}{2\pi A T} \quad (9)$$

Из сравнения выражений (6) и (9), полученных для различных режимов фильтрации, следует, что оптимальное расстояние между заборной и приемной скважинами не зависит от продолжительности работы сифонного водосбора. С технико-экономической точки зрения вычисленное таким образом расстояние r является максимальным, так как дальнейшее его увеличение повышает стоимость и не увеличивает дебита водосбора. Поэтому при выборе проектного расстояния и определении точки бурения заборных скважин с учетом рельефа местности можно рекомендовать некоторое уменьшение расчетного расстояния.

Если линейный сифонный водосбор состоит из нескольких заборных скважин, то понижением грунтовых вод в точке размещения второй заборной скважины от действия приемной в связи с ее отдаленностью можно пренебречь. Сделав такое допущение, расстояние от первой заборной до второй (со стороны приемной) скважины можно определить по формуле (9), рассматривая, например, первую в качестве приемной и рассуждая далее аналогично.

Следует еще раз подчеркнуть, что приведенный метод определения оптимальных расстояний между скважинами сифонного водосбора основан на ряде допущений и является приближенным. Однако из-за отсутствия данных по этому вопросу в литературе подобный метод представляет собой определенный интерес.

ЛИТЕРАТУРА

1. О в о д о в В.С. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. — М., 1960. — 560 с.
2. М и т р а х о в и ч А.И., Н е м и р о В.А. Сифоны на системах вертикального дренажа. — Мелиорация и водное хозяйство: Экспресс-информация Минводхоза СССР. М., 1977, сер. 2, вып. 3, с. 6—10.
3. Ш е с т а к о в В.М. Динамика подземных вод. — М., 1973. — 327 с.
4. Осушение земель вертикальным дренажем/ А.И.Мурашко, А.И.Митрахович, С.В.Довнар и др. — Минск, 1980. — 245 с.
5. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П.Г.Киселева. — М., 1974. — 312 с.
6. К л и м е н т о в П.П., К о н о н о в В.М. Динамика подземных вод. — М., 1973. — 440 с.

В.В.ИВАШЕЧКИН, Б.В.САБАДАХ, Д.А.КОЗЛОВ,
Д.А.ПРОКОПЧУК, канд-ты техн. наук (БПИ)

ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕКОТОРЫХ РАЗРУШАЮЩИХ ФАКТОРОВ ГАЗОДИНАМИЧЕСКОГО СПОСОБА РЕГЕНЕРАЦИИ ФИЛЬТРОВ СКВАЖИН

Газодинамический способ регенерации фильтров скважин, где в качестве энергосистемы применяется водородно-кислородная смесь стехиометрического состава, основан на импульсном выделении энергии при горении или детонации вышеупомянутой смеси в рабочих камерах, сообщающихся с очищаемым фильтром. При реализации этого способа, как правило, используется газовая смесь, получаемая в зоне самого фильтра электролизом воды.

Для разработки оптимальной технологии очистки фильтров необходимо знать основные разрушающие факторы регенерации, их долю в общей выделенной энергии, а также количественные характеристики каждого в отдельности.

Для понимания процесса очистки фильтра важно представить качественную картину подводного взрыва в открытой снизу цилиндрической камере [1]. При детонации в рабочей камере образуется детонационная волна, которая, двигаясь со скоростью порядка 2800 м/с, падает на границу газ—вода, частично преломляется в воду и распространяется там в виде преломленной ударной волны, а в продуктах реакции — в виде отраженной волны. Преломленная ударная волна имеет длительность, не превышающую нескольких десятков микросекунд.

Преломленная волна наносит по кольматанту кратковременный удар. Удар нарушает сплошность в материале кольматанта, находящегося на фильтре и в призабойной зоне скважины. После излучения ударной волны давление продуктов детонации (перегретых водяных паров) примерно в 20 раз превышает первоначальное, которое в открытых камерах равно гидростатическому. Водяные пары, расширяясь подобно мощному поршню, выталкивают жидкость из камеры. Образующийся поток обладает значительной кинетической энергией, которая, будучи переданной фильтру, очищает последний от кольматанта. Пузырь при расширении переходит в равновесное состояние и начинает схлопываться под действием гидростатического давления. Появляется обратное движение жидкости, в результате чего разрушенный кольматант удаляется из пор и трещин пласта. За время своего существования пузырь претерпевает несколько пульсаций, вызывающих в жидкости знакопеременный гидродинамический поток, волны сжатия и разрежения. Гидродинамические процессы, происходящие в фильтре скважины при горении смеси в рабочей камере, сходны с описанными и отличаются только отсутствием ударной волны.

Таким образом, основными разрушающими факторами при очистке фильтров взрывом газовой смеси являются ударная волна (в случае детонации); гидропоток знакопеременного направления; волны сжатия и разрежения.

Преобразование энергии, выделяющейся при детонации кислородно-водородной смеси, в другие виды энергии можно оценить, пользуясь данными работ [2] и [3].

Энергия, выделяющаяся при детонации газовой смеси, расходуется прежде всего на работу, совершаемую газовым пузырем при расширении, и нагрев продуктов реакции. При расширении газового пузыря энергия расходуется на работу излучаемой преломленной ударной волны (до 0,3 %) и на энергию пульсаций газового пузыря, равную потенциальной энергии продуктов взрыва при их максимальном расширении. Последняя постепенно расходуется на излучение волн сжатия, разрежения и другие потери.

Для нахождения доли начальной внутренней энергии, перешедшей в энергию пульсаций газового пузыря, определим вначале предельно возможную степень его расширения относительно начального объема V_0 при условии адиабатических пульсаций, пренебрегая энергией, уносимой преломленной волной [3]:

$$\frac{V_m}{V_0} - 1 = \frac{p_B}{p_0(k-1)} \left[1 - \left(\frac{V_m}{V_0} \right)^{1-k} \right],$$

где V_m — максимальный конечный объем; p_B — давление взрыва; p_0 — гидростатическое давление; k — показатель адиабаты продуктов взрыва.

Для смеси $2H_2 + O_2$ принимаем $k = 1,21$; p_B в 2 раза меньше давления в точке Жуге, $p_B = p_{ж}/2$, $p_B/p_0 = 9$. При подстановке указанных исходных данных в формулу получаем для указанной смеси предельно возможную степень расширения пузыря $V_m/V_0 = 21$.

Исходя из полученных данных, определяем долю начальной внутренней энергии продуктов, перешедших в энергию пульсаций пузыря:

$$\frac{E_n}{E} = \frac{p_0(V_m - V_0)}{p_B V_0 / (k-1)} \leq 0,47,$$

где E_n — энергия пульсаций газового пузыря; E — начальная внутренняя энергия продуктов.

Получаемое значение является верхней границей, которая может быть достигнута при взрывах достаточно больших объемов (не менее нескольких литров газовой смеси), где потери тепла при расширении невелики. Таким образом, в энергию пульсаций газового пузыря может переходить порядка 47 % начальной энергии. Это количество постепенно расходуется на излучение волн сжатия и разрежения и на другие потери.

Для изучения волн сжатия и разрежения, излучаемых при пульсациях газового пузыря в процессе горения водородно-кислородной смеси, были проведены лабораторные исследования.

Схема опытной установки представлена на рис. 1. Установка состоит из цилиндрического бака 4 (высота 1 м, диаметр 0,8 м), в центральной части которого жестко закреплена фильтровая труба 6 диаметром 0,2 м с дополнительной водоприемной поверхностью из сетчатого полотна галунного плетения. На внутренней поверхности бака уложен слой поролонa 12 для гаше-

ния ударных волн. Между поролоном 12 и фильтровой трубой 6 засыпан песок 13, который моделирует участок безнапорного водоносного горизонта. В верхней части бака крепится крышка 3, через центр которой в резьбовое отверстие пропущена трубка 2 с цилиндрической взрывной камерой 5 (диаметр 0,12 м, высота 0,2 м) и свечой поджига 1. Труба предназначена одновременно для передачи горения от свечи 1 в камеру 5 и для разгона горения до детонационных скоростей (при необходимости получения в камере детонации газовой смеси).

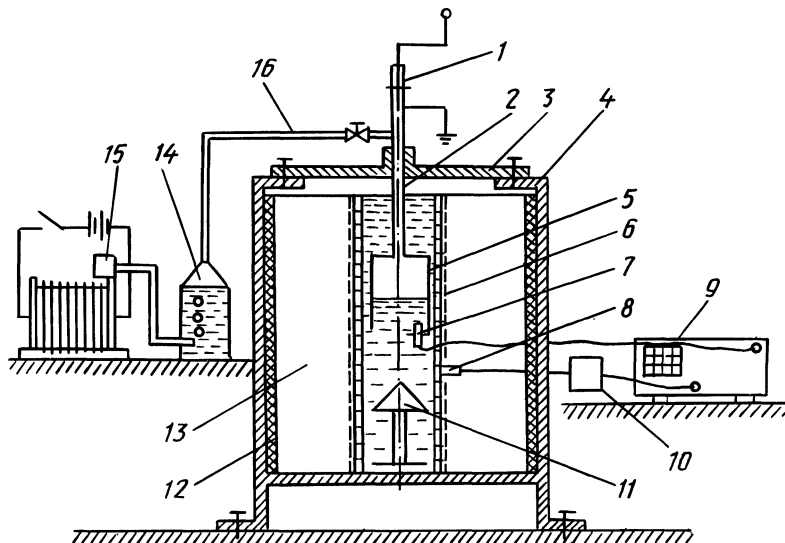


Рис. 1. Схема опытной установки.

В нижней части фильтровой трубы установлен конический отражатель 11, в случае необходимости перемещающийся относительно низа камеры. Последняя заполняется от вынесенного отдельно газогенератора кислородно-водородной смеси 15 через предохранительный затвор 14 и газопровод 16 с краном.

Для замера параметров импульсов давления на стенке фильтра, возникающих при горении водородно-кислородной смеси, был разработан комплекс контрольно-измерительной аппаратуры, который включает пьезокерамические датчики давлений 7 и 8 с чувствительным элементом из пьезокерамики ЦТС-19. Один из датчиков подключен через катодный повторитель 10 к осциллографу 9, другой — ко входу его синхронизации.

Опыты проводились по следующей методике.

Бак заполнялся водопроводной водой до верха фильтровой трубы. Затем на баке монтировалась крышка с разгонной трубкой и взрывной камерой. Перед заправкой газовой смесью полостей взрывной камеры и разгонной трубки из них с помощью специального вакуум-насоса удалялся воздух; затем в камеру от газогенератора через предохранительный затвор поступало необходимое количество газовой смеси. После перекрытия трубопровода

на свечу поджига подавался электрический импульс, который поджигал газовую смесь в разгонной трубке. Так как диаметр разгонной трубки, применяемой в экспериментах, был меньше критического и ее длина меньше длины, необходимой для разгона горения до детонационных скоростей, в камере инициировалось взрывное горение. Возникающая при сгорании газовой смеси волна сжатия в воде первоначально воздействовала на запускающий датчик, закрепленный на взрывной камере. Сигнал с этого датчика подавался на вход синхронизации записывающего осциллографа С8-13, находящегося в ждущем режиме запуска развертки. Затем волна сжатия достигала регистрирующего датчика, установленного в стенке фильтровой трубы.

Получаемое на экране изображение переносилось на кальку и расшифровывалось. Регистрирующий датчик имел чувствительный элемент из пьезокерамики ЦТС-19 (цирконата-титана свинца) в форме цилиндра (диаметр 3 мм, высота 19 мм) с наименьшей собственной частотой до 0,3 МГц. Датчик предварительно тарировался методом "скачка давления". При этом измерялось напряжение выходного сигнала [4, 5]. (Погрешность этого метода тарировки, согласно исследованиям автора [6], не превышает 10 %). Скачок давления возникал при хрупком разрушении тонкой титановой мембраны. В результате была зафиксирована линейная зависимость величины сигнала от нагрузки (от 0 до 2 МПа); чувствительность пьезоэлемента составила 5 мВ на 1 кПа.

На рис. 1 показан характерный сигнал давления, фиксируемый пьезоприемником давления на стенке фильтровой трубы. На полученной экспериментальной кривой видны импульсы, вызванные отражениями от стенок перфорированного каркаса и свободной поверхности воды.

В результате проведенных экспериментов выявилась в основном зависимость амплитудно-временных параметров волн давления от энергии, запасаемой в камере постоянного объема. На рис. 2 представлен сигнал давления для взрывного горения газовой смеси. Амплитудные и временные параметры

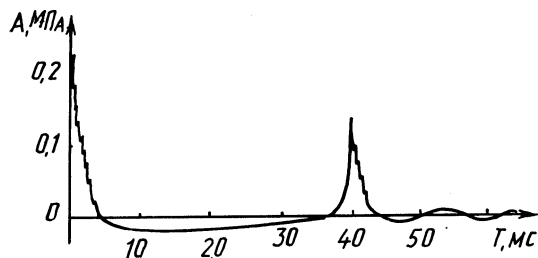


Рис. 2. Типичный сигнал давления, зарегистрированный пьезоэлектрическим датчиком ($E = 4,3 \text{ кДж}$).

определялись непосредственно по сигналу $p(t)$ (амплитуда первого p_1 и второго p_2 пика давления, их длительности T_1 и T_{11} ; амплитуда фазы разрежения $A_{p'}$, длительность $T_{p'}$; период первой пульсации продуктов взрывного горения T_p). Кроме того, вычислялся удельный импульс по фазам сжатия сигнала

$$\text{давления: } I = \int_0^{\tau} p(t) dt.$$

Некоторые экспериментальные результаты представлены на рис. 3. Анализ данных замера амплитудно-временных параметров волн сжатия и разрежения, излучаемых при горении кислородно-водородной газовой смеси в цилиндрической камере объемом 2,1 дм³, показал, что с увеличением энергии импульса, которая определяется количеством запасаемой в рабочей камере газовой смеси, амплитуда I пика давления монотонно возрастает и достигает максимального значения — 0,52 МПа. Период пульсации парогазового пузыря T_p и удельный импульс I , подсчитанный планиметрированием I и II пиков давления, также возрастают при увеличении энергии воздействия.

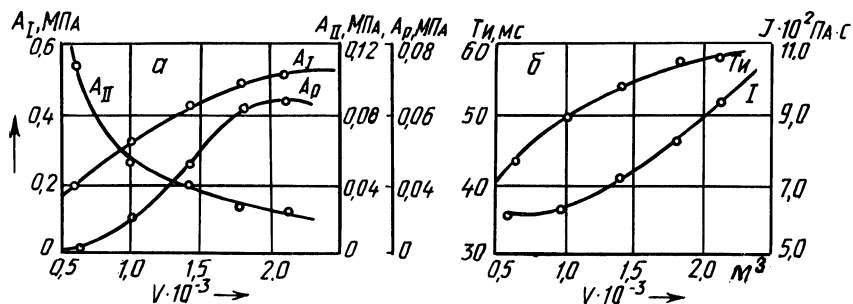


Рис. 3. Зависимость амплитуды первого и второго пиков давления, амплитуды фазы разрежения (а), периода пульсации и удельного импульса (б) от количества газовой смеси.

В то же время амплитуда II пика давления вначале резко, а затем плавно снижается. Это связано с наличием в рабочей камере так называемой "водяной пробки", которая с увеличением количества газовой смеси в камере уменьшается, а также с выбросом части продуктов из рабочей камеры, их дроблением и конденсацией за ее пределами. Расширяющийся паровой пузырь подобно поршню вытесняет воду из полости между рабочей камерой и отражателем, достигая отражателя и стенок фильтра. В результате может произойти дробление парогазового пузыря на отражателе, частичное проникновение его через перфорацию в пласт, а также утечка через кольцевой зазор между камерой и фильтром. При этом возбуждаемый в полости фильтра импульс не концентрируется на регенерируемом участке. Кроме того, в паровом пузыре могут присутствовать атомы кислорода и водорода, которые, попав в пласт в виде пузырьков, скапливаются там, становясь концентраторами химической коррозии и препятствуя притоку жидкости из пласта.

Вышесказанное позволяет сделать вывод о том, что в рабочей камере целесообразно накапливать такое количество смеси, при котором суммарный объем взрывной камеры и полости, лежащей между ней и отражателем, был не менее объема продуктов реакции в момент их максимального расширения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Балашканд М.И., Ловля С.А. Источники возбуждения упругих волн при сейсморазведке на акваториях. М., 1977. — 128 с.
2. Наугольных К.А., Н.А.Рой. Электрические разряды в воде. — М., 1971, с. 154.
3. Попов О.Е., Когарко С.М.

Об одной особенности подводного газового взрыва. — В кн.: Физика горения и взрыв. Новосибирск, 1976, № 4, т. 12, с. 610—614. 4. Б о б б е р Р. Гидроакустические измерения. — М., 1974. — 359 с. 5. Л о г и н о в В.Н. Электрические измерения механических величин. Изд. 2-е, доп. — М., 1976. — 104 с. 6. Б о н д а р е н к о С.И. Пьезоэлектрический датчик для измерения параметров ударных волн в диапазоне давлений ниже 500 МПа. — Тез. докл. 11-го Всесоюзн. симпозиума по импульсным давлениям. — М., 1976, с. 6—7.

УДК 628.543.192

Т.М.ХМЕЛЬНИЦКАЯ, П.П.СТРОКАЧ, канд. техн.
наук (БИСИ), Р.В.ДРОНДИНА, А.М.РОМАНОВ,
канд-ты хим. наук (ИФ АН МССР)

ОЧИСТКА ПОДЗЕМНЫХ ВОД ОТ СЕЛЕНА

Селен относится к числу элементов, строго нормируемых ГОСТ 2874—82 "Вода питьевая" (не более 1 мг/л). Имеющиеся данные по геохимии селена в подземных водах [1—4] указывают на то, что решающий фактор, определяющий его распределение в воде и почве, — это значения окислительно-восстановительного потенциала (Eh). Так как он является неустойчивой величиной, для подземных вод характерно наличие селена в химических соединениях с различной степенью окисления (Se^{2-} , SeO_3^{2-} , SeO_4^{2-}) в зависимости от Eh.

На организм человека очень незначительные концентрации селена действуют целебно. Увеличение же его дозы неблагоприятно влияет на живой мир [1, 5, 6].

До настоящего времени природные подземные воды с повышенным содержанием селена не являлись предметом исследований. В литературе отсутствуют сведения о технологии очистки селеносодержащих вод. Существующая технология требует применения дорогих селективных ионообменных материалов или достижения чрезвычайно низких значений pH, что приводит к необходимости использования громоздкого реагентного хозяйства и коррозионно-устойчивого оборудования [7—8]. Применение существующей технологии особенно затруднительно для обеспечения питьевой водой небольших автономных объектов.

Нами исследована возможность применения электрокоагуляции (ЭК) с последующим отделением коагулянта электрофлотацией (ЭФ) для очистки подземных вод от селена [9].

Опыты проводились на опытной установке (рис. 1) с использованием подземной воды, содержащей 500 мг/л Cl^- -ионов, до 100 мг/л SO_4^{2-} -ионов, 150 мг/л HCO_3^- -ионов, 20 мкг/л общего селена. Через электролизер пропускали 20 л/ч изучаемой воды, расход ее контролировался ротаметром. Опыты проводились при различных значениях плотности тока, pH обрабатываемой жидкости и исходных концентраций Se^{2-} , SeO_3^{2-} , SeO_4^{2-} . Степень очистки оценивали по изменению концентрации селена в исходной и обработанной воде, одновременно контролировалось изменение pH. Концентрацию селена в воде определяли методом атомно-абсорбционной спектроскопии (порог чувствительности — 0,1—0,2 мкг/л).

С целью выбора оптимальных параметров процесса очистки воды от селена исследовалось воздействие рН, плотности тока и исходной концентрации селена на эффект очистки (рис. 2). Анодом служил стальной электрод (марка стали Ст-3).

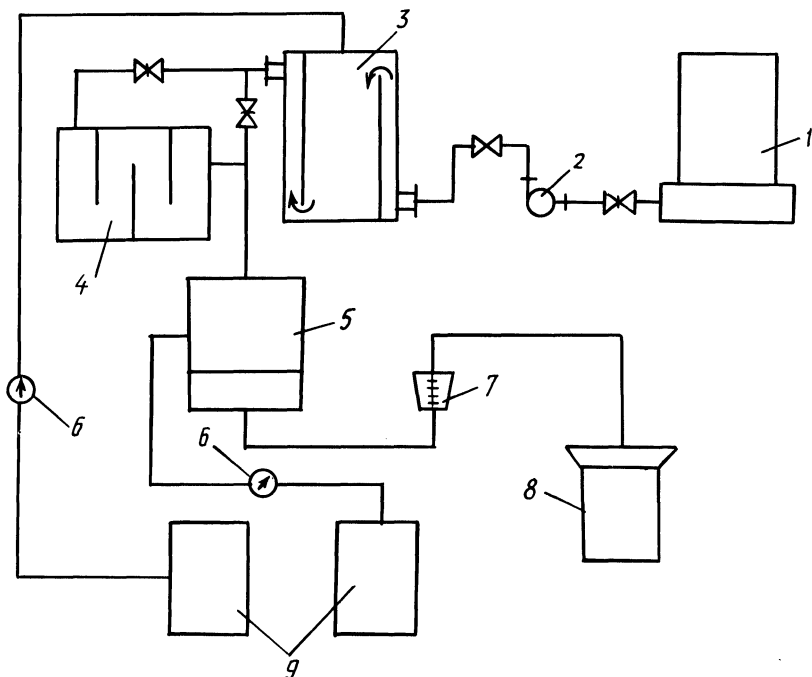


Рис. 1. Схема лабораторной установки для проведения исследований по разработке методов очистки:
 1 — емкость с исходной водой, 2 — насос, 3 — электрокоагулятор, 4 — камера реакции, 5 — электрофлотатор, 6 — амперметр, 7 — ротаметр, 8 — емкость для отбора проб, 9 — источник питания.

Выделяемое при анодном растворении материала электрода железо связывает селен в плохо растворимые соединения ($\text{Fe}_2(\text{SeO}_3)_3$, FeSe), которые адсорбируются на электрогенерированном коагулянте. Так как SeO_4^{2-} -анион не образует с железом нерастворимых соединений, по нашему мнению, механизм его удаления носит чисто адсорбционный характер.

Анализируя полученные данные, мы установили следующее. При наличии в воде селена в форме Se^{2-} эффективная очистка до ПДК происходит в процессе ЭК с железными электродами при плотности тока $i = 0,1 \div 0,2 \text{ А/дм}^2$, $\text{pH} = 7 \div 8$; для вод, содержащих SeO_3^{2-} , оптимальные параметры очистки получены при ЭК с биполярным подключением железных электродов ($i = 0,4 \div 0,6 \text{ А/дм}^2$, $\text{pH} = 5,5 \div 6,5$). В этих условиях растворение материала анода сопровождается его окислением до F^{3+} , что благоприятно сказывается на эффекте очистки, так как SeO_3^{2-} образует нерастворимую соль только с

железом (III) и в кислой среде. Причем в доведении рН до ПДК обработанная вода не нуждается, так как на выходе из ЭК аппарата рН составляет $6,8 \div 7,5$. Если же селен содержится в воде в виде SeO_4^{2-} (что бывает крайне редко), для достижения требуемого эффекта очистки необходимо увеличить продолжительность контакта очищаемой воды с электрогенерированным при $i = 0,4 \div 0,6 \text{ А/дм}^2$, рН = $8,0 \div 8,5$ гидроксидом железа (до 10–15 мин). С этой целью вода после электрокоагулятора поступает в камеру реакции одной из известных в практике водоподготовки конструкций.

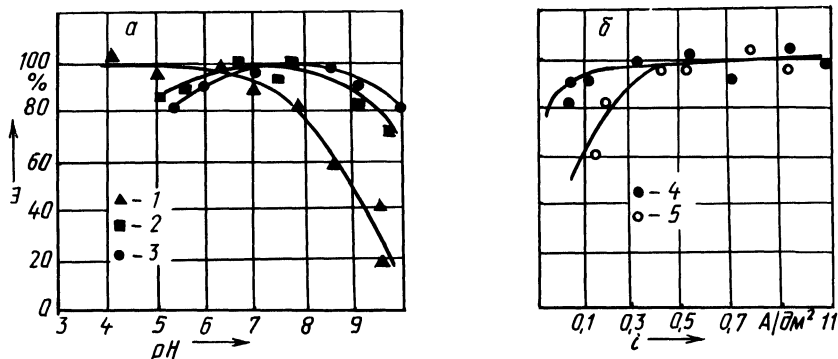


Рис. 2. Влияние рН (а) и плотности тока (б) на эффект очистки воды от селена ($C_{\text{Se}}^{\text{исх}} = 10-30 \text{ мкг/л}$):

1 - SeO_3^{2-} ; 2 - SeO_4^{2-} ; 3, 4 - Se^{2-} ; 5 - SeO_3^{2-} , SeO_4^{2-} .

Методом электроосмоса определены значения электрокинетического потенциала ξ гидроксида железа (II) и (III), электрогенерированного в селеносодержащих подземных водах при различных значениях рН (рис. 3, б). Установлено, что ξ — потенциал рассматриваемого коагулянта при рН = $7,0 \div 8,5$ равен или близок к нулю, чем и объясняется получение максимального эффекта очистки воды от селена при данном условии.

Разрабатываемые технологические схемы очистки подземных вод от селена предполагается использовать при обеспечении питьевой водой небольших объектов. В этой связи отделение коагулянта с адсорбированными на его поверхности осадками FeSe , $\text{Fe}_2(\text{SeO}_3)_3$ и SeO_4^{2-} -ионами рекомендуется производить в ЭФ аппарате: в разработанной нами схеме очистки воды от SeO_3^{2-} и SeO_4^{2-} — смесью электролизных газов; при очистке от Se^{2-} (во избежание окисления селенида железа) отделение осадка $\text{Fe}(\text{OH})_2 - \text{FeSe}$ — электролизным водородом в катодной камере.

С целью выбора оптимальных параметров ЭФ изучено влияние плотности тока и рН на эффект извлечения осадка (до остаточной концентрации железа $< 0,3 \text{ мг/л}$, селена $< 1 \text{ мкг/л}$) (рис. 3, а). Методом электроосмоса установлены значения адсорбционных потенциалов (рис. 3, б) для гидроксида железа (II) и (III), образующегося в процессе электрокоагуляционной очистки подземных вод определенного анионного состава от различных форм селена.

Полученные данные позволяют предположить, что нахождение селена в воде в различных формах и концентрациях (до 60 мкг/л) не влияет на величины ξ -потенциала рассматриваемого осадка. Процесс эффективного отделения коагулянта ЭФ рекомендуется вести при $i = 0,4 \div 0,6 \text{ А/дм}^2$ и $\text{pH} = 7,5 \div 8,5$. При выборе интервала плотностей тока учитывалось обстоятельство, что при $i > 0,6 \text{ А/дм}^2$ ухудшается гидродинамика процесса, а при $i < 0,4 \text{ А/дм}^2$ количества выделяющихся электролизных газов недостаточно для эффективной флотации.

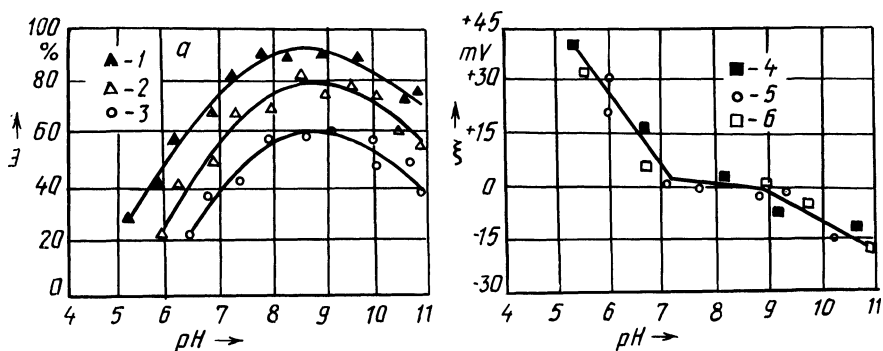


Рис. 3. Выбор оптимальных параметров ЭФ отделения осадка при различных плотностях тока (а):
 1 - $i = 0,08 \text{ А/дм}^2$, 2 - $i = 0,1$, 3 - $i = 0,4-0,6 \text{ А/дм}^2$ и электрокинетического потенциала
 4 - Se^{2-} , 5 - SeO_4^{2-} , 6 - Se_2^{2-}

Таким образом, применение электрохимических методов для очистки подземных вод от селена позволяет снизить его концентрацию до предельно допустимой. Разработанные технологические схемы, обеспечивающие эффективную очистку от селена, находящегося в химических соединениях с различной степенью окисления, позволили решить проблему рационального использования водных ресурсов в районах с повышенным его содержанием.

ЛИТЕРАТУРА

1. Плетникова И.П. К вопросу о содержании селена в подземных водах СССР. — Гигиена и санитария, 1972, № 5, с. 101–102.
2. Крайнов С.Р., Гудзь З.Г., Закуткин В.П. Геохимия селена в подземных водах. — Геохимия, 1983, № 3 с. 359–374.
3. Сидельникова В.Д. Некоторые вопросы водной миграции селена в пустынях. — В кн.: Очерки геохимии эндогенных процессов. М., Наука, 1966, с. 245–250.
4. Ковальский В.В. Биогеохимическая провинция Тувы. — Геохимия, 1967, № 1, с. 86–88.
5. Elliott G.E. Aspects of the analysis of selenium in Water Treatment Wastes. — Anal. Proc., 1981, 18, N 2, p. 64–67.
6. Jeffrey T. Effects of sublethal Concentrations of Selenium on Metabolism and Filtration Rate of *Daphnia pulex*-Bull. Environ. — Conbam. and Toxicol, 1980, 24, N 6, p. 929–935.
7. Marchant W.N., Donnenberg R.O., Brooks P.T. Selenium removal from acidic waste water using zinc reduction and lime neutralization. — Rept. Invest. Bur. Mines. U.S. Dep. Inter, 1978, N 8312. — 9 p.
8. А.с. 891578 (СССР). Способ очистки сточных вод от селена/ А.З.Дикаревич, М.Н.Петрова. — Оpubл. в Б.И., 1981, № 47.
9. Хмельницкая Т.М. О совершенствовании

УДК 628.33:621.762

В.З.ЧИРИКОВ, канд. техн. наук,
Н.В.ХОЛОДИНСКАЯ, Л.П.ИВАНОВ,
канд. физ.-мат. наук (БелКТИГХ)

ВЫБОР ДИАМЕТРА ДИСКОВЫХ ПНЕВМОАЭРАТОРОВ

В настоящее время в нашей стране и за рубежом ведутся работы по созданию новых типов аэрационных элементов для систем мелкопузырчатой аэрации. Использование в качестве исходных порошков металлов и окисных систем, пористых синтетических материалов, картона и других видов сырья дает возможность изготавливать дисковые, трубчатые, купольные элементы, обладающие достаточно высокими прочностными и аэрационными характеристиками, а также создавать на их основе системы с развитой зоной аэрации, с дифференцированной подачей воздуха по длине аэротенка и т.д.

В ходе исследований, проводимых в БелКТИГХ с 1978 г., подтверждены преимущества плоских, в частности дисковых аэрационных элементов. Этот факт в отечественной практике до сих пор не учитывался. В связи с подготовкой к практическому применению дисковых пневмоаэраторов возникает необходимость обоснования выбора их диаметра для конкретных условий эксплуатации. Решение этой задачи возможно путем изменения: диаметров дисков при постоянном расстоянии между ними; расстояния между аэраторами при постоянном диаметре; одновременно обоих параметров.

В данном случае рассматривается первый вариант, наиболее соответствующий требованиям существующих норм проектирования.

По конструктивным соображениям, число аэрационных элементов (n_k), устанавливаемых на 1 м аэротенка, может быть определено по формуле

$$n_k = \frac{Bf}{F(d+l)^2}, \quad (1)$$

где B — ширина коридора аэротенка; d — диаметр рабочей зоны аэрационного элемента; l — расстояние между рабочими зонами аэраторов; f — площадь аэрируемой зоны; F — площадь аэротенка.

Согласно существующим рекомендациям, для мелкопузырчатых аэраторов в площадь зоны аэрации входят просветы между элементами до 0,3 м, что способствует учету степени расширения восходящих водовоздушных потоков [1]. Восходящий от каждого аэрационного элемента поток принимает форму конуса с углом раскрытия $\alpha = 10-12$ град. Для аэрационных элементов, погруженных на глубину 4—5 м, ширина дополнительной области распространения пузырьков составляет около 0,3 м [2].

С технологической точки зрения, количество аэрационных элементов на 1 м

$$n_{\tau} = \frac{Q_1}{q} = \frac{4Q_1}{\pi d^2 v}, \quad (2)$$

где Q_1 — расход воздуха на 1 м аэротенка; q — расход воздуха через один элемент; v — скорость фильтрации воздуха через аэрационный элемент.

Требуемый расход воздуха на единицу длины аэротенка определяется по формуле $Q_1 = iB$. Здесь i — интенсивность аэрации; B — ширина коридора аэротенка.

Используя известные расчетные формулы [2]:

$$i = \frac{DH}{t}; \quad D = \frac{z\Delta L}{k_1 k_2 n_1 n_2 \Delta C}; \quad t = \frac{\Delta L}{\rho a_{cp} (1-S)},$$

выразим расход воздуха

$$Q_1 = \frac{z \rho a_{cp} (1-S) HB}{k_1 k_2 n_1 n_2 \Delta C}. \quad (3)$$

С учетом (3) формула (2) примет вид

$$n_{\tau} = \frac{4z \rho a_{cp} (1-S) HB}{\pi k_1 k_2 n_1 n_2 \Delta C d^2}. \quad (4)$$

Поскольку реальная система представляет собой единый комплекс конструктивных и технологических параметров, в котором ведущими являются вторые, принимаем $n_{\kappa} = n_{\tau}$. Подставляя выражения (2), (4), получим равенство

$$\frac{Bf}{F(d+l)^2} = \frac{4z \rho a_{cp} (1-S) HB}{\pi k_1 k_2 n_1 n_2 \Delta C d^2 v}. \quad (5)$$

Для приведенного равенства (5) введем величину $A = \frac{4z \rho a_{cp} (1-S) H}{\pi k_2 n_1 n_2 \Delta C}$, которая для любого конкретного объекта может быть принята как константа, что следует из анализа входящих в формулу элементов.

После преобразований равенство (5) может быть записано следующим образом:

$$\frac{fk_1 v}{FA} = \left(\frac{d+l}{d} \right)^2,$$

откуда диаметр рабочей зоны аэраторов:

$$d = \frac{l}{\left(\frac{fk_1 v}{FA} \right)^{0,5} - 1}. \quad (6)$$

Из полученной зависимости (6) следует, что диаметр рабочей зоны дисковых пневмоаэраторов (при прочих равных условиях) определяется отношением площади зоны аэрации к площади аэротенка (f/F). С увеличением f/F , что характерно для развитых зон аэрации, диаметр уменьшается.

Далее рассчитывались диаметры дисковых пневмоаэраторов из волокнисто-пористого полиэтилена (ВПП) по зависимости (6) при следующих исходных данных: $l = 0,3$ м; $\rho = 20$ мг/г·ч; $a_{сд} = 1,5$ г/л; $S = 0,3$; $H = 4$ м; $k_2 = 2,52$; $n_1 = 0,9$; $n_2 = 0,85$; $\Delta C = 8$ мг/л; $z = 1,1$ мг/мг; $f/F = 0,1 \div 1,0$.

Проведенные в БелКТИГХ экспериментальные исследования дисков из ВПП подтвердили, что требуемые аэрационные показатели их сохраняются в диапазоне скорости фильтрации воздуха через элемент $95 \div 190$ м/ч. Результаты расчета приведены на рис. 1. Кривая I соответствует минимальной рекомендуемой скорости фильтрации воздуха v_1 , II — максимальной скорости v_2 . Выбор диаметра следует производить в области между кривыми по заданной величине f/F . При этом в первую очередь нужно ориентироваться на кривую I, так как при низких нагрузках на аэраторы по воздуху достигается более высокая степень использования кислорода.

График наглядно демонстрирует возможность выбора диаметра аэратора по величине f/F . Однако в связи с различиями в характеристиках разных типов аэраторов и исходных данных объектов применение графика для расчетов ограничено. Для конкретных объектов размер аэратора вычисляется по вышеприведенным формулам. При этом необходимо учитывать следующее: величина f/F принимается как средневзвешенная для всего аэротенка (секции); в результате расчетов определяется диаметр зоны выхода воздуха из аэратора (полный диаметр аэратора должен включать также зоны для крепления, опреде-

ляемые конструктивно; нагрузки на аэраторы по воздуху должны приниматься по паспортным данным или рекомендациям разработчиков.

Воспользуемся графиком (см. рис. 1) для общего анализа рассматриваемой закономерности и определения области применения известных типов аэраторов. В типовых проектах аэротенков f/F составляет $0,10 \div 0,15$. Согласно графику (уровень I), этой величине соответствует диаметр аэратора 300 мм и выше. Действительно, размеры наиболее распространенных фильтровальных плит имеют 300×300 мм, или эквивалентный диаметр рабочей зоны — 300 мм.

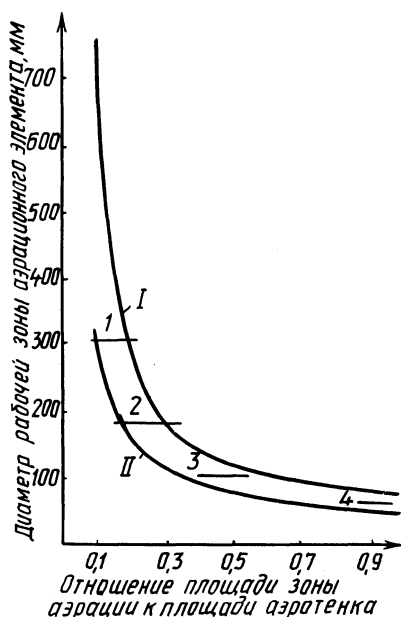


Рис. 1. Зависимость диаметра аэраторов от отношения f/F — при $v_1 = 95,5$; II — при $v_2 = 191,0$ м/ч; 1—4 — рассматриваемые уровни развития систем пневматической аэрации.

В последние годы усилилась тенденция к увеличению параметра f/F в аэротенках, что вызвано необходимостью повышения степени использования кислорода воздуха и экономии электроэнергии. Как следует из графика, размеры аэрационных элементов при этом следует уменьшать ориентировочно в диапазоне $300 \div 50$ мм. Так, в зарубежной практике получили распространение аэраторы с диаметрами 180—240 мм и системы на их основе с $f/F = 0,15 \div 0,30$ и более [3—5]. В отечественной практике дисковые аэраторы $d = 190$ мм внедрены по разработкам СКТБ Химмаш и БелКТИГХ в г. Борисове ($f/F = 0,35$). Соотношение параметров d и f/F в приведенных источниках подтверждается данными графика (уровень 2).

Примеры создания аэротенков с более развитой системой аэрации пока единичны. Одним из них является разработка в БелКТИГХ системы аэрации для очистных сооружений г. Витебска ($f/F = 0,47$), в которой предусмотрено уменьшение диаметра аэраторов до 100 мм (уровень 3).

В перспективе для очистки городских сточных вод наибольший интерес представляют открытые окситенки и аэротенки, работающие на обогащенном кислородом воздухе [6]. В целях более полного использования кислорода в новых сооружениях следует ожидать увеличения параметра f/F до предельного значения с соответствующим уменьшением размеров аэрационных элементов — 50 мм (уровень 4).

Следует отметить, что в общем процесс перехода к более экономичным системам аэрации с одновременным уменьшением размеров аэраторов протекает чрезвычайно медленно, с некоторым ускорением в последние десятилетия. В отечественной практике он сдерживается не только объективными трудностями перестройки производства на выпуск новых аэрационных элементов, но и недостаточно четкими представлениями специалистов о необходимости применения малогабаритных аэраторов.

Проведенный анализ позволяет в определенной мере увидеть перспективу развития параметров и конструктивных элементов систем пневматической аэрации и ориентироваться на нее в практике.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП П-32-74 "Нормы проектирования. Канализация. Наружные сети и сооружения". — М., 1975. — 88 с. 2. Брагинский Л.Н., Евилевич М.А., Бегачев В.И. Моделирование аэрационных сооружений для очистки сточных вод. — Л., 1980. — 140 с. 3. Gregory L. Huijbregtse, Thomas G. Rooney, David C. Rasmussen. Factors affecting fine bubble diffused aeration. — J. Water Pollut. Control Fed., 55, p. 1057—1064 (Aug. 1983). 4. Технические записки по проблемам воды. В 2-х т. — М., 1983, с. 609—1064. 5. Аэрация сточных вод устройствами НОКИА. Проспект акционерного общества "НОКИА". Финляндия, 1975. — 8 с. 6. Интенсивные методы биологической очистки городских сточных вод/Л.И.Гюнтер, Э.С.Разумовский, Н.А.Терентьева и др. — Обзорн. информ. "Проблемы больших городов". М., 1983, вып. 6. — 24 с.

ХИМИЧЕСКИЙ СОСТАВ И УСЛОВИЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОСАДКОВ ГОРОДСКИХ СТОЧНЫХ ВОД

Развитие и благоустройство городов, повышение жизненного уровня населения и рост промышленного производства обуславливают необходимость увеличения количества очищаемых сточных вод и их осадков. В твердой фазе осадков городских сточных вод (ОСВ) содержится до 80 % органических веществ, значительное количество азота, фосфора, калия, ряд микроэлементов. По данным АКХ им. К.Д.Памфилова, 1 т сухого вещества осадка по питательной ценности эквивалентна 100 кг комплексного минерального удобрения "Нитрофоска" [1].

Использование в той или иной степени различных видов ОСВ в качестве удобрения находит применение практически во всех развитых странах мира. Опубликованные данные свидетельствуют о высокой агротехнической ценности этого сырья, его положительном влиянии на структуру, физико-химические, биологические и противозерозионные свойства почвы.

Несмотря на очевидную целесообразность, утилизация осадков в качестве удобрения весьма ограничена. Важным фактором, сдерживающим сельскохозяйственное использование осадков, является наличие в них солей тяжелых металлов, обусловленное большим удельным весом производственных сточных вод в городском стоке.

Механизм накопления в почве и растениях солей тяжелых металлов недостаточно изучен, и поэтому при решении вопроса о применении осадков в качестве удобрения в каждом конкретном случае необходим строгий контроль за химическим составом ОСВ.

С целью прогнозирования условий применения в сельском хозяйстве осадков городских сточных вод по БССР нами изучался химический состав различных видов осадков очистных сооружений, функционирующих в Минске, Гомеле, Бресте, Витебске, Гродно, Орше, Пинске, Борисове. По каждому исследуемому осадку определялись: влажность, зольность, содержание питательных элементов (азота, фосфора, калия, кальция), солей тяжелых металлов (меди, цинка, хрома, никеля, свинца, кадмия, марганца). Содержание азота и фосфора устанавливалось на основании источника [2]; калия и кальция – методом пламенной фотометрии [3]; солей тяжелых металлов – атомно-абсорбционной спектrophотометрией в кислотной вытяжке из озоленных проб осадков [4].

Полученные данные о химическом составе исследуемых осадков позволили определить допустимые дозы их внесения в почву. Расчеты производились в соответствии с рекомендациями Министерства сельского хозяйства РСФСР [5] и на основе данных о ПДК в почве для свинца, кадмия и никеля, которые составляют, соответственно, 20; 0,5 и 50 мг/кг сухого вещества почвы.

Фоновое содержание отдельных элементов в почве должно определяться

непосредственно перед внесением осадка. Для предварительных расчетов могут использоваться сведения о распределении химических элементов в почвах БССР.

Проблемной научно-исследовательской лабораторией мелиорации ландшафтов БГУ им. В.И.Ленина составлены картограммы распределения в почвах БССР никеля, марганца, меди, цинка и общего хрома.

Данных о естественном содержании свинца и кадмия в почвах очень мало. В БССР свинец был определен в некоторых образцах дерново-подзолистых почв на лёссовидных и моренных суглинках в количестве около 10 г/т сухого вещества почвы [6].

Природное содержание кадмия в пахотном слое дерново-подзолистых почв БССР может быть принято 1,00–1,25 г/т [7].

При определении доз внесения в почву исследуемых осадков фоновое содержание свинца было принято 10 г/т сухого вещества почвы, кадмия — 1,1 г/т, никеля — по картограмме, приведенной на рис. 1.

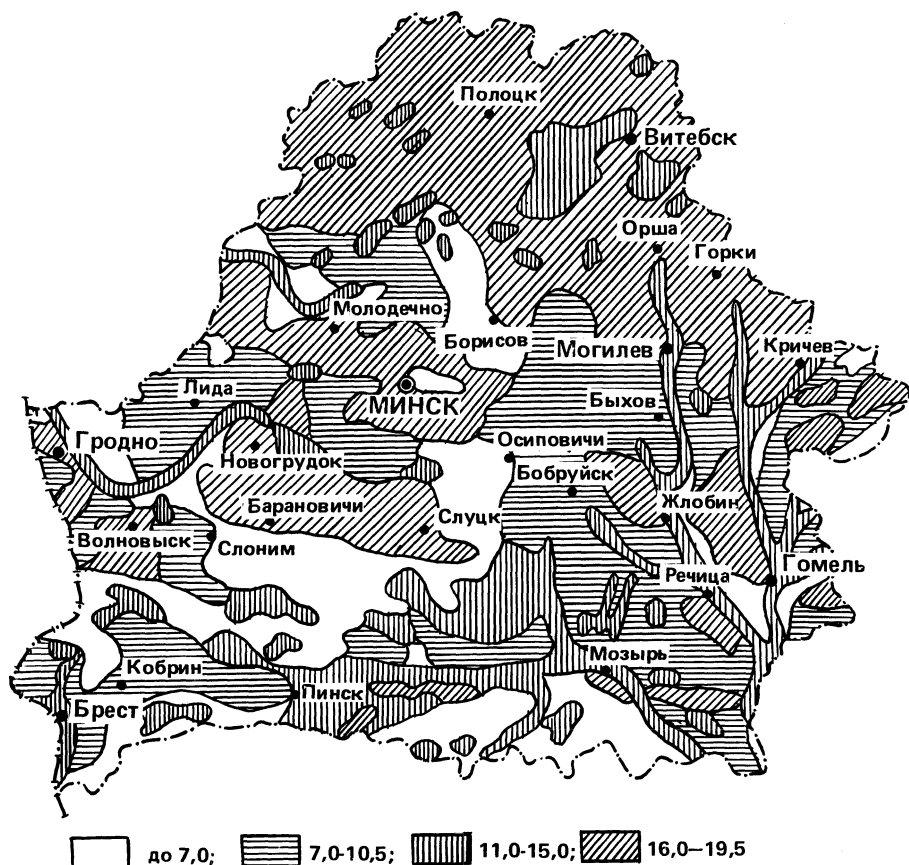


Рис. 1. Картограмма валового никеля в почвах БССР, мг/кг.

Результаты расчетов отражены в табл. 1. Полученные данные показывают, что, несмотря на высокое содержание тяжелых металлов, в большинстве случаев (за исключением ОСВ городов Бреста, Орши и Борисова) максимальная разовая доза внесения в почву ограничивается азотом. Это говорит о том, что осадки сточных вод являются комплексным органо-минеральным удобрением.

Таблица 1. Определение расчетных доз внесения в почву осадков сточных вод

Города БССР	Фоновое содержание никеля в почве г/т	Допустимая добавка элемента в почву ($D_{общ}$) за 50 лет, г/га			Средняя расчетная доза внесения осадка ($D_{ср}$), т/га-год, определенная по допустимой добавке в почву			Максимальная доза ($D_{макс}$) при чистоте внесения один раз в 5 лет (в т/га), определенная по допустимой добавке в почву			Максимальная доза по допустимой добавке в почву азота ($D'_{макс}$) т/га год.
		кадмия	свинца	никеля	кадмия	свинца	никеля	кадмия	свинца	никеля	
Минск	16,0	7600	19500	66300	16,8	5,9	5,1	84,0	29,5	25,5	11,5
Брест	13,0	7600	19500	721150	8,9	5,2	1,7	44,5	26,0	8,5	14,6
Гомель	15,0	7600	19500	68250	5,6	7,1	5,5	28,0	35,5	27,5	7,1
Витебск	17,5	7600	19500	63370	5,4	2,2	6,0	27,0	11,0	30,3	7,3
Гродно	17,5	7600	19500	63370	15,2	2,4	5,4	76,0	12,0	27,0	7,5
Орша	17,5	7600	19500	63370	1,1	5,5	5,2	5,5	27,5	26,0	6,7
Пинск	9,0	7600	19500	79950	7,6	7,8	45,7	38,0	39,0	228,5	6,4
Борисов	7,0	7600	19500	83850	16,9	0,7	5,8	84,5	3,5	29,0	7,5

Таблица 2. Условия использования осадков сточных вод

Города БССР	Вариант I		Вариант II	
	рекомендуемая доза внесения осадка в почву, т/га-год по сухой массе	режим внесения	рекомендуемая доза внесения осадка в почву, т/га-год по сухой массе	режим внесения
Минск	5,1	Ежегодно	11,5	Два года из пяти
Брест	8,5	Один раз в пять лет	8,5	Один раз в пять лет
Гомель	5,5	Ежегодно	7,1	Четыре года из пяти
Витебск	2,2	— " —	5,5	Два года из пяти
Гродно	2,4	— " —	6,0	— " —
Орша	5,5	Один раз в пять лет	5,5	Один раз в пять лет
Пинск	6,4	Ежегодно	6,4	Ежегодно
Борисов	3,5	Один раз в пять лет	3,5	Один раз в пять лет

Учитывая, что азот обычно вносится в почву ежегодно, а поступление металлов ограничивается пятилетним сроком, условия использования одного и того же осадка могут быть разными, что иллюстрируется данными табл. 2.

Из рассмотренных осадков в максимальном количестве может использоваться осадок г. Минска, в минимальном — г. Борисова.

Следует отметить, что из-за отсутствия ПДК в почве на большинство токсичных веществ выполненные расчеты не в полной мере определяют условия использования осадков в качестве удобрения.

Современный уровень решения проблемы утилизации ОСВ позволяет определить целесообразность их применения в качестве удобрения еще на стадии проектирования очистных сооружений. В этом случае ожидаемое содержание солей тяжелых металлов в осадках сточных вод, проектируемых станций (К), можно определить по формуле $K = CQ\mathcal{E}/100 \cdot M$, где С — средняя расчетная концентрация определяемого элемента в сточных водах, поступающих на очистку; Q — расход сточных вод; \mathcal{E} — степень удаления определяемого элемента из сточных вод в процессе очистки (принимается на основании экспериментальных исследований или по табл. 24 [8]); M — суточное количество образующегося осадка.

Годовое количество осадка (W), которое может быть использовано в качестве удобрения в районе очистных сооружений, составит $W = F D_{\text{ср}}$, где F — площадь пахотных земель, пригодных для размещения осадков (определяется по данным пригородных хозяйств в радиусе до 50 км от очистных сооружений); $D_{\text{ср}}$ — средняя расчетная доза внесения осадка в почву (определяется в зависимости от содержания металлов в осадке (K) по ранее указанной методике [5]). Учитывая значительное содержание в ОСВ азота, $D_{\text{ср}}$ принимается не более $D'_{\text{макс}}$ (см. табл. 2).

В зависимости от того, какая часть образующихся осадков может использоваться в качестве удобрения, должна выбираться схема их обработки.

Проведенные исследования показали, что присутствие солей тяжелых металлов не является препятствием для использования ОСВ в качестве удобрения. Однако необходим постоянный контроль за их химическим составом, дозой и частотой внесения в почву.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г о л ь д ф а р б Л.Л. Основные аспекты утилизации осадков городских сточных вод в качестве удобрения. — Водоснабжение и санитарная техника, 1981, № 7, с. 4—6.
2. К у р к а е в В.Т. Ускоренное определение азота, фосфора и калия в растениях из одной навески. — Почвоведение, 1959, № 9, с. 114—117.
3. М е т о д и к а исследования свойств твердых отходов. — М., 1970. — 144 с.
4. Достижения в области атомно-абсорбционного метода определения металлов в объектах внешней среды: Сб. тр. — Обнинск, 1982. — 69 с.
5. Применение термически высушенных осадков городских сточных вод в качестве органико-минерального удобрения. М., 1982. — 14 с.
6. Л у к а ш е в К.И., П е т у х о в а Н.Н. Химические элементы в почвах. Минск, 1970. — 230 с.
7. М и н е в В.Г., М а к а р о в а А.И., Г р и ш и н а Т.А. Тяжелые металлы и окружающая среда в условиях интенсивной химизации. — Агрохимия, 1981, № 5, с. 146—153.
8. СнИП П-32-74. Канализация. Наружные сети и сооружения. — М., 1975. — 88 с.

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТЫ НАВИСАНИЯ УРОВНЯ ВОДЫ НАД ДРЕНОЙ И РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ ДРЕНАМИ

Для определения расстояний между дренами наиболее часто применяется расчет для условий установившейся фильтрации с использованием метода фильтрационных сопротивлений [1]. Четкое физическое представление введенных в зависимости параметров предопределяет правильность использования метода. При работе дренажа в режиме осушения земель над дренаем часто формируется нависание уровня воды. Оно может быть вызвано высоким уровнем воды в принимающем канале, большими градиентами гидравлического уклона при движении потока по коллектору и недостаточной водопримной способностью дрены в связи с кольматацией зазоров или фильтрующих защитных материалов. В этой связи представляет определенный интерес рассмотрение расчетной зависимости и соответствия используемых параметров физическим характеристикам, в частности способа определения высоты нависания уровня воды над дренаем.

При постоянном инфильтрационном питании между дренами формируется стационарный фильтрационный поток. Кривая депрессии в таком потоке описывается зависимостью $H = H_n + \frac{qx}{2T} (B - x)$, где H — уровень в любом сечении на расстоянии x от дрены; H_n — уровень грунтовых вод на линии дрены; q — интенсивность инфильтрационного питания; T — проводимость насыщенной зоны, $T = K_\phi m$; K_ϕ — коэффициент фильтрации; m — мощность насыщенной зоны; B — междреннее расстояние.

Уклон грунтовых вод по кривой депрессии между дренами равен

$$dH/dx = q/2T (B - x) - qx/T$$

и в сечении на линии дрены

$$\left. \frac{dH}{dx} \right|_{x=0} = \frac{qB}{2T} \quad (1)$$

В методе фильтрационных сопротивлений потери напора, обусловленные заменой совершенного канала несовершенной дренаем, выражают зависимостью [1]

$$H_n - H_d = \bar{\Phi} \frac{Q_d}{mK_\phi} \quad (2)$$

где Q_d — односторонний приток к совершенному каналу (дрене); H_d — уровень в дренае (совершенном канале); $(H_n - H_d)$ — высота нависания при безнапорном движении дренажного стока в дренае, а при напорном — разность напоров над дренаем и в ней; $\bar{\Phi}$ — длина пути фильтрации постоянного расхода

$Q = qB/2$ в слое проводимостью $T = mK_{\phi}$, на котором потери напора составят $(H_n - H_d)$.

С учетом одностороннего притока к дрене $Q = qB/2$ и $I = mK_{\phi}$ из (1) следует, что $I = Q/mK_{\phi}$ является уклоном кривой депрессии на линии дрены.

Представляет интерес рассмотрение соотношения между уклоном, с которым кривая депрессии подходит к дрене, проводимостью насыщенной зоны на линии дрены и эквивалентной длиной пути фильтрации. Пусть при постоянных расходе и высоте нависания изменяется проводимость насыщенной зоны. При увеличении проводимости $T = K_m$ уклон кривой депрессии у дрены уменьшается. В связи с постоянством высоты нависания эквивалентная длина $\bar{\Phi}$ возрастает, причем пропорционально проводимости.

Теперь посмотрим, как входит эквивалентная длина фильтрации в формулу для определения расстояния между дренами при стационарной фильтрации.

Уровень на середине междреннего расстояния при равномерной инфильтрации определяется зависимостью $H = H_n + qB^2/8T = H_d + \bar{\Phi}Bq/2T + B^2q/8T$. Тогда $B^2 + 4\bar{\Phi}B - 8T/q(H - H_d) = 0$.

Отсюда

$$B = 2\left(\sqrt{\bar{\Phi}^2 + \frac{2T(H - H_d)}{q}} - \bar{\Phi}\right). \quad (3)$$

С целью определения эквивалентной длины для дрены на водоупоре воспользуемся решением П.Я.Полубариновой-Кочинной [2]:

$$Q'_d = \frac{\pi K(H - H_d)}{\ln \operatorname{th} \pi/2 \cdot r/m} \approx \frac{\pi K(H_n - H_d)}{\ln 4m/\pi D},$$

где r, D – соответственно радиус и диаметр дрены. С учетом несовершенства водопримной поверхности дренажной трубы [1]

$$Q'_d = \frac{\pi K(H_n - H_d)}{\ln 4m/\pi D + \bar{\Phi}},$$

где $\bar{\Phi}$ – дополнительное фильтрационное сопротивление, обусловленное несовершенством дрены.

Учитывая, что $Q_d = 0,5Q'_d$,

$$Q_d = \frac{\pi K_{\phi}(H_n - H_d)}{2 \ln 4m/\pi D + 2\bar{\Phi}}. \quad (4)$$

Подставив выражение (4) в (2), получим

$$\bar{\Phi} = 2m/\pi \ln 4m/\pi D + 2m/\pi \bar{\Phi}. \quad (5)$$

Выражение (5) полностью соответствует зависимости, приведенной в работе [1] для дрены на водоупоре; $\bar{\Phi} = L_{нд}^0$, по А.И.Мурашко. При переходе от дрены на водоупоре к дрене над водоупором возникают вопросы о способах схематизации расчета: возможно ли разделение водоносного слоя на два подслоя выше и ниже дрены, как при разделении определять параметр $\bar{\Phi}$, допустимо ли суммирование для выделяемых подслоев?

Запишем зависимость (2) в виде

$$\Delta H = \bar{\Phi} l = \bar{\Phi} Q/T = \bar{\Phi} Q/(T_1 + T_2), \quad (6)$$

где Q — односторонний приток к дрене (каналу); T — общая проводимость пласта; T_1 и T_2 — проводимости верхнего и нижнего подслоев соответственно.

Преобразуем зависимость (6) следующим образом:

$$\Delta H/Q(T_1 + T_2) = \bar{\Phi}. \quad (7)$$

Для стационарного режима отношение $\Delta H/Q = C_1 = \text{const}$. Поскольку $\bar{\Phi} = \frac{\Delta H}{Q} T$, то из (7) следует $\bar{\Phi} = \bar{\Phi}_1 + \bar{\Phi}_2$, где параметр $\bar{\Phi}$ определяется для соответствующего подслоя. В связи с изложенным при расположении дрены выше водоупора эквивалентную длину можно рассматривать как сумму двух длин: для зоны выше плоскости закладки дрены и для зоны ниже плоскости закладки дрены [1].

Как же влияет высота нависания над дренаем на эквивалентную длину $L_{нд}$, если это обусловлено ухудшением водопримной способности дрены? Для ответа на этот вопрос вначале рассчитаем расстояние между дренами по полученной формуле (3). Исходные данные примем согласно работе [1]: грунт однородный $K_{ф} = 1$ м/сут; $H = 0,8$ м; $m_d = 1,0$ м; $q = 0,003$ м/сут; $C_1 = 4,31$; $D = 0,072$ м; $S_1 = 0,33$ м; $\tau = 0,002$ м; $T = 1,4$ м²/сут; $L_{нд} = 3,65$ м (S_1 — длина дренажной трубки; τ — зазор в стыке между дренами).

$$B = 2(\sqrt{3,65^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 0,8/0,003} - 3,65) = 48 \text{ м.}$$

Уклон на линии дрены $dH/dx = qB/2T = \frac{0,003 \cdot 48}{2 \cdot 1,4} = 0,0515$. Высота нависания над дренаем $H_n - H_d = \bar{\Phi} \frac{dH}{dx} = 3,65 \cdot 0,0515 = 0,19$ м. Глубина воды на линии дрены $m_n = 1,0 + 0,19 = 1,19$ м. Глубина воды на середине междренья $m_c = m_n + \frac{qB^2}{8T} = 1,19 + \frac{0,003 \cdot 48^2}{8 \cdot 1,4} = 1,19 + 0,62 = 1,81$ м.

Допустим, что вследствие кольматации защитной обкладки нависание над дренаем возросло еще на 0,11 м, и уровень над дренаем стал $1,19 + 0,11 =$

Таблица 1. Влияние высоты нависания на характеристики грунтового потока и расстояния между дренами

Высота нависания, м	$l = dH/dx \Big _{x=0}$	H_d	H_n на линии дрены	H_c между дренами	T на линии дрены	$L_{нд} = \Delta H/l$	$B, \text{ м}$
0,19	0,0515	1,0	1,19	1,81	1,19	3,65	43,9
0,30	0,0460	1,0	1,30	1,85	1,30	6,50	43,0
0,40	0,0435	1,0	1,40	1,92	1,40	9,20	42,8

= 1,3 м. В этом случае глубину воды на середине междренья определим по зависимости

$$m_c = \sqrt{\frac{qB^2}{4K_\phi} + (m_n + \Delta H_n)^2} = \sqrt{\frac{0,003 \cdot 48^2}{4 \cdot 1,0} + (1,19 + 0,11)^2} = 1,85 \text{ м.}$$

Результаты последующих расчетов сведены в табл. 1.

Приведенный анализ подтверждает, что в расчеты расстояния между дренами следует включать данные по проводимости водоносного комплекса на линии дрены, и в первую очередь при расположении дрены на водоупоре. Высота нависания над дренаем применительно к открытым каналам является высотой высачивания и может определяться подобным образом.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мурашко А.И., Сапожников Е.Г. Защита дренажа от заилиения. — Минск, 1978. — 168 с. 2. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. — М., 1952. — 676 с.

УДК 631.6:626:86

Ш.И.БРУСИЛОВСКИЙ, П.П.ЕВЧИК,
А.У.РУДОЙ, канд-ты техн. наук
(БелНИИМивХ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ДРЕНАЖНОГО СТОКА ИЗ МИНЕРАЛЬНЫХ ГРУНТОВ

При проектировании для определения параметров мелиоративных систем важно знать расчетные периоды, объемы и модули дренажного стока. Многолетние исследования, проведенные на дренированных минеральных землях различного механического состава, показали, что основной объем стока в условиях атмосферного водного питания приходится на весну и осень — в тяжелых и средних почвах севера республики и на осенне-зимне-весенний период — в легких почвах полесской зоны. Летом же, как правило, независимо от механического состава сток незначителен [1, 2]. Не велика доля зимнего стока в общем объеме отводимой воды на почвах среднего и тяжелого механического состава в северной части Белорусской ССР. Поэтому в водобалансовых расчетах этой составляющей стока без особого ущерба можно пренебречь.

В результате обобщения и анализа данных многолетних наблюдений (7–12 лет) за дренажным стоком с минеральных почв республики выявлено, что слой (объем) стока существенно зависит от междренних расстояний. В функции междренних расстояний слой стока для весны и осени имеет криволинейную зависимость:

$$h = \alpha/E^\beta, \quad (1)$$

где h — слой стока за соответствующий период; E — расстояние между дренами; α и β — эмпирические коэффициенты. Коэффициенты α и β определяются различным способом в зависимости от расчетного периода. Так, в весенний

период их значения обуславливаются максимальной глубиной промерзания почвы $H_{пр}$, количеством дней от даты полного оттаивания до конца апреля t , разностью осадками O и аккумулирующей емкостью почвы ΔW . В качестве последней принята разность между влагозапасами в метровом слое почвы при ПВ (тяжелые и средние почвы), ППВ (легкие почвы) и фактическими влагозапасами в этом слое на начало декабря для весеннего периода и октября для осени. В осенний период коэффициенты α и β зависят от $(O - \Delta W)$ и средней температуры воздуха T . Причем O и T принимаются в расчет для осени — за октябрь, ноябрь и первую декаду декабря, для весны — за декабрь—апрель. Зависимость между α и β и указанными факторами носит прямолинейный характер [3, 4]. В результате обработки фактического материала по стоку получены формулы для определения коэффициентов (табл. 1).

Для слоя стока зимнего периода (декабрь предыдущего года, январь—март последующего) при нормативных расстояниях между дренами для легких почв получена формула $h = 0,34O - 19$, где O — осадки за ноябрь—декабрь.

Влагозапасы для вычисления аккумулирующей емкости при определении слоя осеннего дренажного стока можно определить по полученной нами зависимости

$$W = 66,6 O^{0,31}, \quad (2)$$

Таблица 1. Определение параметров α и β по формуле (1)

Период	Почва	Формулы для вычисления α и β	Предел применимости
Весенний	Тяжелая	$\alpha = 1,03(O - \Delta W) - 91$	$69 \leq (O - \Delta W) \leq 2,44$
		$\beta = 0,47 + 2,93 \frac{H_{пр}}{t}$	$0,005 \leq \frac{H_{пр}}{t} \leq 0,10$
	Средняя	$\alpha = 5,3(O - \Delta W)$ $\beta = 0,54 + 2,4 \frac{H_{пр}}{t}$	$16 \leq (O - \Delta W) \leq 236$ $0,012 \leq \frac{H_{пр}}{t} \leq 0,2$
Осенний	Легкая	$\alpha = 1,03(O - \Delta W) - 91$ $\beta = 0,47 + 2,93 \frac{H_{пр}}{t}$	$118 \leq (O - \Delta W) \leq 236$ $0,002 \leq \frac{H_{пр}}{t} \leq 0,014$
	Тяжелая	$\alpha = 1,64(O - \Delta W)$	$41 \leq (O - \Delta W) \leq 90$
		$\beta = 0,262T$	$1,7 \leq T \leq 3,3$
	Средняя	$\alpha = 1,34(O - \Delta W)$	$41 \leq (O - \Delta W) \leq 90$
		$\beta = 0,262T$	$1,7 \leq T \leq 3,3$
Легкая	$\alpha = 1,64(O - \Delta W)$ $\beta = 0,22T - 0,24$	$6 \leq (O - \Delta W) \leq 139$ $2,8 \leq T \leq 6,0$	

где W — влагозапасы на начало октября; O — сумма осадков за август—сентябрь. Формула (2) справедлива в интервале $65 \leq Q \leq 235$. Отклонение вычисленных значений от фактических не превышает 14 % и в среднем составляет 5,5 %.

При пользовании приведенными формулами (см. табл. 1) следует иметь в виду, что если a равняется нулю или является отрицательной, сток отсутствует. Отрицательные значения β для осени указывают на выход расчетов за границы применения эмпирической формулы.

Наряду с объемом стока при проектировании осушительных систем требуется также знание максимальных модулей дренажного стока. Анализ фактических данных показал, что существует тесная связь модулей и расстояний между дренами. В результате обработки данных получена эмпирическая формула для определения максимального модуля дренажного стока

$$q = a/E^b, \quad (3)$$

где q — максимальный модуль дренажного стока; E — расстояние между дренами; a и b — эмпирические коэффициенты, которые вычисляются по зависимостям, приведенным в табл. 2.

Для зимнего периода $q = 0,0118 O - 0,66$, где O — суммарные осадки больше 56 и меньше 140: весенние (апрель), осенние (ноябрь), зимние (ноябрь, декабрь).

Объем дренажного стока, помимо метеорологических условий и междренних расстояний, зависит также от степени заболоченности почвы [3]. В результате анализа фактических данных по стоку для тяжелых почв получены поправочные коэффициенты к формуле (1) (табл. 3).

Таблица 2. Зависимости для определения коэффициентов a и b по формуле (3)

Период	Почва	Формулы	Примечание
Весенний	Тяжелая	$a = 0,20 O - 1,2; b = 1,32$	При $a \leq 0$ $q = 0$, т.е. сток отсутствует
	Средняя	$a = 0,20 O; b = 0,97$	
	Легкая	$a = 0,09 O; b = 1,32$	
Осенний	Тяжелая	$a = 0,029 O; b = 0,96$	—
	Средняя	$a = 0,029 O; b = 0,70$	—
	Легкая	$a = 0,018 O; b = 0,96$	—

Таблица 3. Значения поправочных коэффициентов

Почвы	Расчетный период	
	весна	осень
Временно избыточно увлажняемые	0,70	0,67
Глееватые	1,00	1,00
Глеевые	1,60	1,17

При наличии на тяжелых почвах сплошной засыпки дренажных траншей хорошо фильтрующими материалами (гравием, крупнозернистым песком и т.д.) в формулу (1) следует вводить поправочный коэффициент: для весеннего периода 1,9; осеннего — 2,2.

ЛИТЕРАТУРА

1. Брусиловский Ш.И., Рудой А.У. Исследование стока с дренированных почв тяжелого механического состава. — В кн.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1978, с. 109—119. 2. Рудой А.У. Исследования действия дренажа в легких почвах разной степени заболоченности. — Там же. Минск, 1979, с. 201—211. 3. Брусиловский Ш.И. Мелиорация минеральных почв тяжелого механического состава. — Минск, 1981. — 160 с. 4. Брусиловский Ш.И., Козлов Е.М. Влияние глубины и расстояний между дренами на водный режим супесчаных почв. — В кн.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1976, с. 79—90.

УДК 626.83.001.2

А.П.РУСЕЦКИЙ, В.П.КОВАЛЕНКО,
канд-ты техн. наук (БелНИИМВХ)

ПЕРЕХОДНЫЕ ПРОЦЕССЫ В ОСУШИТЕЛЬНО-УВЛАЖНИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМАХ ПРИ АВТОМАТИЗАЦИИ УПРАВЛЕНИЯ УРОВНЯМИ ГРУНТОВЫХ ВОД

В БелНИИМВХ в течение ряда лет осуществляются разработки способов и средств автоматического управления водным режимом мелиорируемых земель. Исследования ведутся по созданию автоматизированных систем с использованием: 1) средства регулирования электрического действия; 2) регуляторов гидравлического действия.

В основе регулирования водного режима почвы лежит управление уровнями грунтовых вод путем изменения положения уровней воды в мелиоративной сети. Возможности управления с использованием электрических и гидравлических средств автоматизации неоднозначны. Во-первых, обеспечивается любой алгоритм управляющего действия в пределах физических ресурсов (глубины каналов, водоисточника и др.), во-вторых, алгоритм управляющего воздействия ограничен и определяется конструкцией регуляторов. Применительно к использованию электрических регуляторов в настоящее время имеется теория управления уровнями грунтовых вод при создании в регулирующей сети управляющих воздействий релейного типа, т.е. принимающих нулевое или крайние значения [1—6]. Переходные процессы, возникающие в почве в межканальной полосе при переводе УГВ из одного положения в другое, описываются зависимостями с различными краевыми условиями из уравнения Буссинеска.

Для определения области применения алгоритма фиксированного управления В.П.Сельченком и Б.Ш.Мордуховичем [6] предложена следующая зависимость: $t\beta_0/2 \leq \epsilon$, где ϵ — заданная точность поддержания необходимого УГВ, $\beta_0 = q/\mu$ — начальная (максимальная) скорость движения УГВ под дейст-

вием возмущений расчетной интенсивности; τ – время стабилизации; q – интенсивность суммарного возмущения (осадки, испарение, приток и т.д.); μ – коэффициент водоотдачи.

Здесь отождествляется устройство, обеспечивающее алгоритм фиксированного управления с гидроавтоматами, и на этом основании делается заключение, что при соблюдении условия $\tau > 2\epsilon/\beta_0$ “объект неуправляем с помощью гидроавтомата” [6].

Такое заключение можно отнести только к той части, которая обеспечивает алгоритм “фиксированного” управления. Для обеспечения алгоритма “форсированного” управления в БелНИИМиВХ разработан и испытывается двусторонний регулятор уровней в каналах гидравлического действия [7]. Для регулятора получена зависимость между вертикальным перемещением грузов регулирующего элемента и изменением уровня в крайних и средней камерах кожуха:

$$\Delta h = \frac{\omega_1}{\omega_1 + \omega_2} \Delta h_1 + \frac{\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \Delta h_2, \quad (1)$$

где Δh – вертикальное перемещение грузов регулирующего элемента по отношению к положению, занимаемому им при закрытом затворе; Δh_1 , Δh_2 – изменение уровня в крайних и средней камерах кожуха относительно горизонта стабилизации; ω_1 , ω_2 – суммарная площадь поперечного сечения грузов в крайних и средней камерах регулирующего элемента.

В случае, когда крайние камеры регулирующего элемента сообщаются с уровнем грунтовых вод (УГВ), а средняя – с уровнем в канале, Δh_1 выражает изменение УГВ, Δh_2 – изменение уровня в канале по отношению к уровню стабилизации.

Если в начальный момент уровни грунтовых вод и в канале соответствовали уровню стабилизации, а затем повысились на Δh_1 , а в канале сохранились на прежнем уровне стабилизации $\Delta h_2 = 0$, то произойдет перемещение грузов регулирующего элемента на Δh , определяемое уравнением (1). Это перемещение вызовет открытие затвора, через который начнется отток воды с верхнего бьефа сооружения в нижний. Если УГВ продолжающимися осадками будет постоянно поддерживаться выше горизонта стабилизации на Δh_1 , то отток воды с канала вызовет снижение в нем горизонта. Это снижение будет продолжаться до тех пор, пока затвор вновь не закроется, т.е. Δh не станет равным 0. На основании уравнения (1) получим изменение уровня воды в канале по зависимости

$$\Delta h_2 = -\omega_1/\omega_2 \Delta h_1$$

или

$$\Delta h_2 = -k \Delta h_1, \quad (2)$$

где $k = \omega_1/\omega_2$ – коэффициент усиления; Δh_2 есть величина, ниже которой при заданном Δh_1 уровень не может “опуститься”. Используя максимальный подъем УГВ, по уравнению (2) можно рассчитать предельное снижение уровня воды, или, если заданы максимальные Δh_1 и Δh_2 , – коэффициент усиления и затем подобрать требуемое соотношение размеров грузов (ω_1 и ω_2).

При изменяющемся во времени положении УГВ $\Delta h_1(t)$ (уравнение (2)) изменение уровня в канале также подвержено колебаниям.

Открытие и закрытие затвора при помощи регулирующего элемента способствуют возврату УГВ к горизонту стабилизации при его отклонении под действием внешних факторов. Для форсированного управляющего воздействия с обратной связью обеспечивается снижение уровня воды в канале, которое зависит от положения УГВ по (2).

Для двустороннего регулятора уровней в каналах [7] функция управляющего воздействия ($u(t)$), являясь граничным условием, в общем случае вместо (2) записывается в виде:

$$u(t) = h_c(1 + k) - kh_T(L, t), \quad (3)$$

где h_c — уровень стабилизации; $h_T(L, t)$ — уровень грунтовых вод посередине межканальной полосы; $u(t)$, h_c и $h_T(L, t)$ отсчитываются от общей горизонтальной плоскости сравнения. Если она совпадает с горизонтом стабилизации, уравнение (3) переходит в (2).

Уравнение Буссинеска с граничным условием (3) решает задачи о переходных процессах при форсированном управляющем воздействии с обратной связью.

Представляют определенный научный и практический интерес различия в переходных процессах, возникающие при нормированном, форсированном релейном и форсированном с обратной связью управлениях. Так как для гидравлического регулятора теоретическое решение уравнения Буссинеска с условием (3) для форсированного управления с обратной связью отсутствует, поставленную задачу попытались решить путем моделирования процесса на электроинтеграторе БУСЭ-70. Моделирование выполнялось для примера со следующими исходными данными: расстояние между открытыми каналами $L = 150$ м; расстояние от начального уровня воды до водоупора $T = 20$ м; коэффициент фильтрации грунта $k_\phi = 2$ м/сут (грунт однородный); коэффициент водоотдачи $\mu = 0,075$. (В данном случае задача относится к моделированию профильной безнапорной фильтрации в однородном грунте.) Вся область фильтрации была разбита на 24 блока горизонтальными и вертикальными сечениями.

Рассмотрим случай перевода УГВ с первоначального положения на более низкое (на 0,3 м) при нормированном a_0abc (рис. 1), форсированном релейном a_0abdfc и форсированном с обратной связью $a_0abdmnc$ управляющем воздействии.

Во всех случаях время транспортного запаздывания принято равным нулю. Время переключения при форсированном релейном управлении определено следующим образом [2]:

$$\tau_0 = \left(-\frac{4}{\pi^2} \ln \frac{H}{H - \Delta h} \right) \tau, \quad (4)$$

где $\tau = \mu L^2 / k_\phi T\alpha$ — время стабилизации по С.Ф.Аверьянову; L — половина расстояния между каналами; H — максимально допустимое снижение уровня

воды в канале (0,75 м); Δh — заданное снижение УГВ посередине межканальной полосы (0,3 м). По формуле (4), $\tau = 3,7$ сут.

Алгоритм форсированного управления с обратной связью (см. рис. 1) определялся по формуле (3) на конец каждого шага времени. В формуле (3) принималось $h = u\Delta H_{\max} + H_{\min}$. Здесь u определялась измерением на электрической модели на свободной поверхности посередине межканальной полосы на конец каждого шага времени; $\Delta H_{\max} = 0,9$ м, $H_{\min} = 19,1$ м.

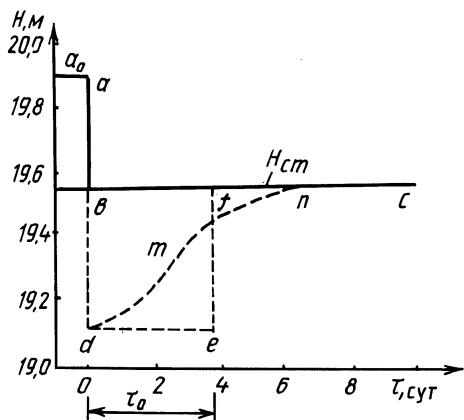


Рис. 1. Структура управляющих воздействий.

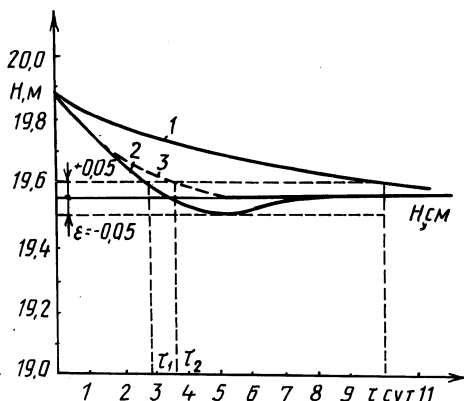


Рис. 2. График хода УГВ в середине межканальной полосы:

1 — при нормированном управлении;
2 — при форсированном релейном управлении;
3 — при форсированном с обратной связью управлении.

В результате моделирования получены графики хода уровней грунтовых вод посередине межканальной полосы для трех алгоритмов управления (рис. 2). График 1 характеризует переходный процесс для нормированного управления, свойственного автоматическим регуляторам верхнего и нижнего бьефа. При отсутствии инфильтрации переходный процесс характеризуется асимптотическим приближением УГВ к горизонту стабилизации. Однако при заданной точности регулирования, например при $\epsilon = \pm 0,05$ м, продолжительность переходного процесса составляет конечное время $\tau_3 = 10$ сут. На графике 2, описывающем форсированное релейное управление, свойственное регуляторам электрического действия, эта продолжительность составляет $\tau_1 = 2,8$ сут при $\epsilon = \pm 0,05$ м.

На графике 3 (форсированное управление с обратной связью, создаваемое двусторонним регулятором гидравлического действия) УГВ асимптотически приближаются к уровню стабилизации. Переходный процесс здесь протекает значительно интенсивнее, чем при нормированном управлении, и несколько медленнее, чем при форсированном релейном. Время переходного процесса в этом случае $\tau_2 = 3,5$ сут при $\epsilon = \pm 0,05$ м.

Установлено, что при нормированном управлении перевод УГВ в новое положение происходил в 3,6 раза, а при форсированном с обратной связью —

в 1,25 раза дольше, чем при форсированном релейном управлении. Следует заметить, что второй показатель относится к принятым условиям фильтрации. Для других условий он может изменяться в сторону как увеличения, так и уменьшения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сельченко В.П., Мордухович Б.Ш. Оптимальное по быстрдействию управление уровнями грунтовых вод при шлюзовании. — В кн.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1977, т. XXV, с. 29—36.
2. Зубец В.М., Сельченко В.П., Мордухович Б.Ш. Автоматизация управления водным режимом на осушительно-увлажнительных системах. М., 1978, т. XXVI, с. 3—10.
3. Сельченко В.П., Мордухович Б.Ш. Расчет оптимального по быстрдействию управления УГВ в автоматизированных осушительно-увлажнительных системах. — В кн.: Конструкции и расчет осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1978, вып. 3, с. 12—18.
4. Мордухович Б.Ш., Сельченко В.П. Оптимальная нейтрализация осадков и испарения в автоматизированных осушительно-увлажнительных системах. — Там же, 1979, вып. 4, с. 6—15.
5. Сельченко В.П., Мордухович Б.Ш. Расчет алгоритмов управления УГВ и параметров осушительно-увлажнительных систем с учетом переходных процессов в мелиоративной сети. — В кн.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1980, т. XXVIII, с. 229—240.
6. Сельченко В.П., Мордухович Б.Ш. Оптимальная стабилизация УГВ в автоматизированных осушительно-увлажнительных системах. — В кн.: Научные основы проектирования и строительства гидромелиоративных систем. Минск, 1984, с. 12—24.

УДК 626.8:624.131.6

Г.В.ЩЕРБАКОВ, канд. техн. наук (БПИ),
К.К.ЖИБУРТОВИЧ (БелНИИМВХ)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВОДОВМЕСТИМОСТИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ ГРАНУЛОМЕТРИЧЕСКОГО СОСТАВА

Эффективность принимаемых проектных решений в области водохозяйственного строительства в значительной мере определяется точностью и надежностью прогнозных фильтрационных расчетов. Внедрение ЭЦВМ позволяет успешно реализовывать в расчетах математические модели оптимальной сложности.

По мнению С.Ф.Аверьянова, допустимая погрешность в определении расчетных значений емкостных и фильтрационных параметров не должна превышать 10% [1].

Одним из основных факторов, характеризующих способность дренируемых грунтов отдавать или вмещать воду при колебаниях УГВ, является коэффициент водоотдачи. Обобщающие исследования по данному вопросу, к сожалению, отсутствуют, а имеющиеся предложения зачастую противоречивы и недостаточно обоснованы. В частности, расчетные значения коэффициента водоотдачи предлагается принимать в зависимости от глубины стояния УГВ и водопроницаемости грунтов [2], характерного диаметра [3], скорости изменения УГВ [4] и других факторов [5, 6]. Приводимое описание грунтов в большинстве случаев недостаточно характеризует их текстуру, гранулометрический состав, плотность сложения, содержание глинистых частиц и т.д.

Основная цель выполненных нами исследований состояла в обобщении результатов опытов по определению коэффициента текущей (дифференциальной) водоотдачи $\mu_d(s)$ для средне- и крупнозернистых песков различного гранулометрического состава. Ставилась задача подобрать такую непрерывную и дифференцируемую функцию, которая бы позволила при минимальном числе параметров учесть особенности изменения $\mu_d(s)$ в зоне неполного насыщения в зависимости от глубины стояния УГВ.

На основе применения методов планирования эксперимента в тензиометрах была выполнена в трехкратной повторности серия опытов по оценке в равновесных условиях водоудерживающей способности отмытых песчаных смесей различного гранулометрического состава. Подробное описание методики содержится в литературе [7].

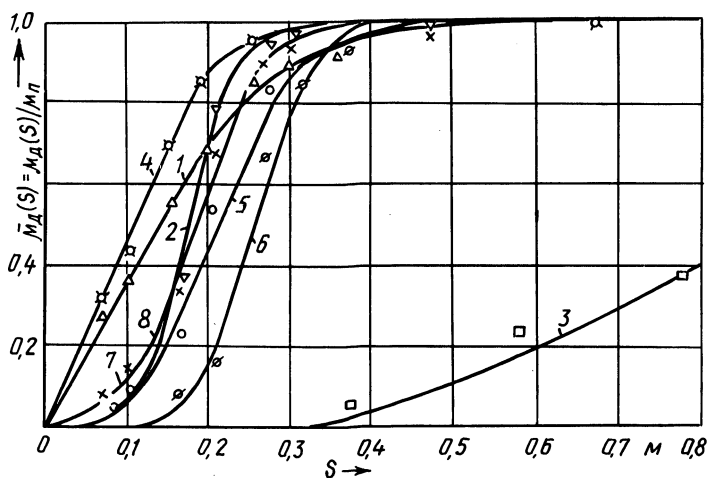


Рис. 1. Характер изменения нормированного коэффициента текущей водоотдачи $\bar{\mu}_d(s)$ в зависимости от глубины стояния УГВ:

— расчетные кривые, номера опытов см. в табл. 1.

В табл. 1 и на рис. 1 приведены средние (по результатам трех параллельных опытов) значения нормированного коэффициента дифференциальной (текущей) водоотдачи

$$\bar{\mu}_d(s) = \mu_d(s) / \mu_n, \quad (1)$$

где μ_n — предельное значение коэффициента водоотдачи, являющееся физической константой грунта. Рекомендации по обоснованию расчетных значений μ_n изложены нами ранее в работе [7].

Для аналитического описания кривых, характеризующих изменения $\bar{\mu}_d(s)$ в функции от s использовали функцию нормального, логнормального распределения и распределения Вейбулла. В качестве аргумента принимали значения $s, 1/s, \ln 1/s$. Для проверки согласия опытного и теоретического распределений использовали критерий Колмогорова. На клетчатке вероятностей

Таблица 1. Результаты опытов в тензиометре

Опыт 1		Опыт 2		Опыт 3		Опыт 4		Опыт 5		Опыт 6		Опыт 7		Опыт 8	
s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)	s, м	$\bar{\mu}_A$ (s)
0,070	0,271	0,075	0,0510	0,372	0,054	0,075	0,326	0,075	0,069	0,075	0,024	0,075	0,081	0,075	0,165
0,105	0,363	0,172	0,367	0,570	0,234	0,110	0,438	0,113	0,105	0,172	0,080	0,113	0,147	0,110	0,209
0,160	0,550	0,210	0,780	0,770	0,366	0,155	0,698	0,172	0,240	0,210	0,149	0,172	0,327	0,155	0,312
0,200	0,680	0,270	0,932	0,870	0,427	0,195	0,848	0,210	0,462	0,270	0,663	0,210	0,658	0,195	0,417
0,260	0,858	0,315	0,952	1,060	0,711	0,260	0,951	0,270	0,793	0,315	0,844	0,270	0,891	0,260	0,714
0,300	0,889	0,470	0,970	1,260	0,894	0,300	0,959	0,308	0,889	0,372	0,910	0,308	0,930	0,300	0,844
0,355	0,903	0,670	0,978	1,460	0,974	0,355	0,968	0,372	0,932	0,670	0,933	0,372	0,939	0,355	0,938
0,860	0,941	1,97	0,999	1,660	0,985	0,860	0,988	0,470	0,940	1,970	0,999	0,470	0,949	0,860	0,983
1,860	0,999	—	—	1,860	0,993	1,860	0,999	0,970	0,983	—	—	0,970	0,978	1,860	0,999
$d_{10} = 0,38$		$d_{10} = 0,38$		$d_{10} = 0,05$		$d_{10} = 0,49$		$d_{10} = 0,16$		$d_{10} = 0,16$		$d_{10} = 0,27$		$d_{10} = 0,27$	
U = 7,6		U = 2,4		U = 5,0		U = 5,0		U = 7,6		U = 2,4		U = 5,0		U = 5,0	

82

Примечание. $U = d_{60}/d_{10}$ — коэффициент неоднородности грунта.

(рис. 2) по оси абсцисс откладывались значения $\bar{\mu}_d(s)$, а по оси ординат — χ , $1/s$ или $\ln 1/s$. В последнем случае модель грунта представляет систему плоских капилляров с радиусами, распределенными по логарифмически нормальному закону [8]. Анализ результатов показал, что наилучшее приближение к прямой имели графики, построенные на координатной сетке нормального

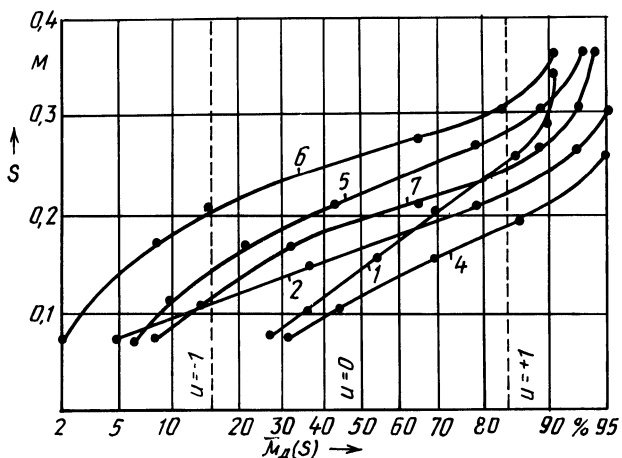


Рис. 2. Вероятностный трафарет для определения s_{cp} и σ графо-аналитическим методом (номера опытов см. в табл. 1).

распределения, когда в качестве аргументов использовались значения s и $\ln 1/s$. С учетом прикладной направленности исследований, нами детально анализировался случай $\bar{\mu}_d(s) = f(s)$, обеспечивающий большую точность и более простую структуру итоговых расчетных зависимостей. Было установлено: гипотеза о принадлежности в этом случае опытных данных нормальному распределению (по критерию Колмогорова) не отвергается при уровне значимости $\alpha \leq 0,05$.

Учитывая, что понижение УГВ (s) может изменяться от 0 до $+\infty$ и применяя одностороннее усечение, имеем

$$\begin{aligned} \bar{\mu}_d(s) &= \frac{C}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^s \exp\left[-\frac{(s-s_{cp})^2}{2\sigma^2}\right] ds = \frac{F\left(\frac{s-s_{cp}}{\sigma}\right) - F\left(-\frac{s_{cp}}{\sigma}\right)}{1 - F\left(-\frac{s_{cp}}{\sigma}\right)} = \\ &= 1 - \frac{1 - F\left(\frac{s-s_{cp}}{\sigma}\right)}{F\left(\frac{s_{cp}}{\sigma}\right)} = 1 - \frac{\operatorname{erfc}\left(\frac{s-s_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}{2 - \operatorname{erfc}\left(\frac{s_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}, \end{aligned} \quad (2)$$

где $C = \frac{1}{1 - F\left(-\frac{s_{cp}}{\sigma}\right)}$ — коэффициент усечения; $\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z)$;

$\operatorname{erf}(z)$ – функция ошибок; $F(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_t^{\infty} \exp(-z^2/2) dz$ – функция Лапласа

s_{cp} , σ – параметры нормального распределения.

Для определения параметров s_{cp} и σ в формуле (2) использовали графоаналитический метод. Для этого через точки, координатами которых являются соответствующие значения s_i и $\bar{\mu}_d(s_i)$, нанесенные на вероятностном трафарете (см. рис. 2), проводились прямые. На прямой находили точки, имеющие абсциссы $U = -1; 0; +1$. Известно, что в случае соответствия эмпирического и теоретического нормального распределения ординаты этих точек: $(s_{cp} - \sigma)$, s_{cp} и $(s_{cp} + \sigma)$. Отсюда легко получить оценки для s_{cp} и σ .

Следует иметь в виду, что полученные таким образом параметры являются эффективными оценками для нормального распределения. В случае же его усечения можно подобрать другую пару значений s_{cp_i} и σ_i в формуле (2), при которых среднеквадратичное отклонение между опытными и расчетными значениями $\bar{\mu}_d(s)$ будут меньшими [9]. В табл. 2 s_{cp} и σ , полученные графоаналитически, сопоставлены с результатами численных расчетов для усеченного нормального распределения, выполненных на ЭВМ.

Как следует из таблицы, расчеты по обеим методикам приводят к близким результатам. Высокое значение корреляционного отношения, зафиксированного во всех опытах ($s \geq 0,988$), и данные, приведенные на рис. 1, свидетельствуют о том, что предлагаемая расчетная зависимость (2) позволяет достаточно полно учитывать особенности распределения влаги в зоне капиллярного насыщения песчаных грунтов выше УГВ.

Для определения водовместимости необходимо располагать данными по коэффициенту суммарной (интегральной) водоотдачи грунтов, определяемому на основании выражения

$$\bar{\mu}_и(s) = 1/s \int_0^s \mu_d(y) dy, \quad (3)$$

где $\bar{\mu}_и(s) = \mu_и(s) / \mu_n$.

Таблица 2. Сопоставление параметров s_{cp} и σ , полученных графоаналитическим и численным методом

Параметры	Номер опыта							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Графоаналитический метод								
s_{cp}	0,133	0,184	0,860	0,119	0,217	0,257	0,192	0,200
σ	0,11	0,034	0,28	0,076	0,067	0,057	0,065	0,108
Численный метод на ЭВМ								
s_{cp}	0,163	0,183	0,883	0,107	0,220	0,260	0,190	0,197
σ	0,070	0,05	0,30	0,083	0,077	0,057	0,070	0,110
r	0,988	0,990	0,991	0,996	0,996	0,990	0,993	0,994

Примечание. r – корреляционное отношение.

По формуле (3) с учетом выражения (2) получаем

$$\bar{\mu}_n(s) = 1 - \frac{\text{ierfc}\left(-\frac{s_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right) - \text{ierfc}\left(\frac{s-s_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)}{\frac{s}{\sigma\sqrt{2}} \left[2 - \text{erfc}\left(\frac{s_{cp}}{\sigma\sqrt{2}}\right)\right]} \quad (4)$$

Здесь $\text{ierfc}(t) = \int_t^{\infty} \text{erfc}(z) dz$.

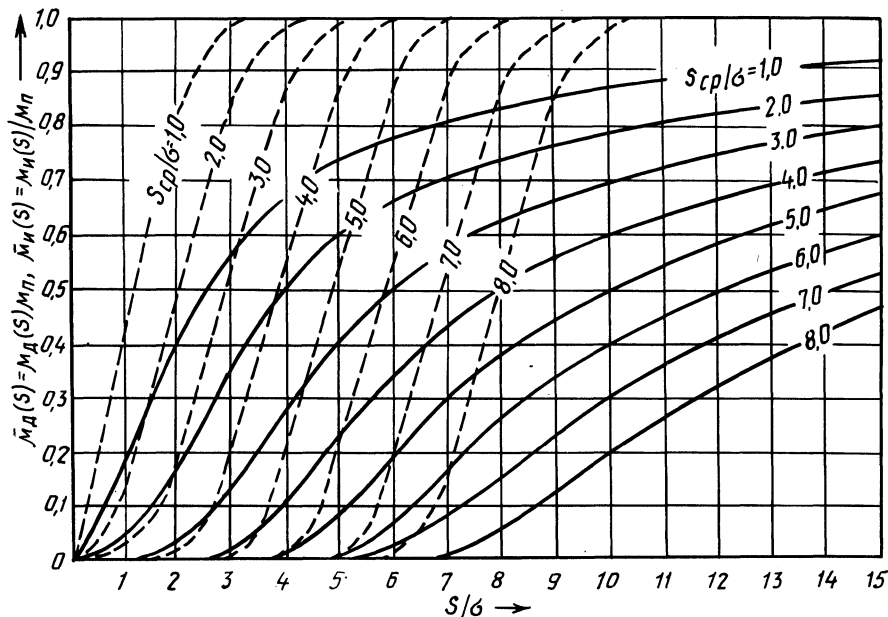


Рис. 3. Характер изменения $\bar{\mu}_n(s) = f_1\left(\frac{s}{\sigma}, \frac{s_{cp}}{\sigma}\right)$ и $\bar{\mu}_d(s) = f_2\left(\frac{s}{\sigma}, \frac{s_{cp}}{\sigma}\right)$:

— для $\bar{\mu}_n(s)$; --- для $\bar{\mu}_d(s)$.

На рис. 3 приведен график, построенный на основании формул (2) и (4), пользуясь которым можно легко определить значения $\bar{\mu}_d(s)$ и $\bar{\mu}_n(s)$ в зависимости от s/σ и s_{cp}/σ . Например, при $\mu_n = 0,3$, $s_{cp} = 0,1$, $\sigma = 0,05$, $s = 0,4$ м по номограмме, приведенной на рис. 3, имеем:

$$s_{cp}/\sigma = 2; s/\sigma = 8 \text{ и } \bar{\mu}_n(s) = 0,75.$$

Следовательно, водовместимость грунта составляет

$$\sigma(s) = 1000 \mu_n \cdot \bar{\mu}_n(s) s = 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,75 \cdot 0,4 = 90 \text{ мм.}$$

Для ориентировочной оценки параметров μ_n , s_{cp} и σ , входящих в формулы (2) и (4), на основе обработки данных регрессионных экспериментов

получены эмпирические формулы в виде алгебраических полиномов в функции от характерного диаметра d_{10} и коэффициента неоднородности U :

$$\mu_n = 0,346 + 0,332 d_{10} - 0,064 U - 0,463 d_{10}^2 + 0,052 U^2; \quad (5)$$

$$s_{cp} = 0,34 - 0,36 d_{10} - 0,01 U; \quad (6)$$

$$\sigma = 0,038 + 0,027 d_{10} + 0,004 U. \quad (7)$$

Зависимость (5) справедлива при $0,05 \leq d_{10} \leq 0,5$, $2,4 \leq U \leq 7,6$; зависимости (6) и (7) — при $0,10 \leq d_{10} \leq 0,4$, $2,4 \leq U \leq 7,6$.

Полученные расчетные зависимости позволяют более полно по сравнению с имеющимися учитывать полезную информацию, полученную в процессе анализа гранулометрического состава песчаных грунтов. Их применение наиболее целесообразно при оценке водовместимости дренируемых средне- и крупнозернистых песчаных грунтов, а также при проведении водобалансовых расчетов.

ЛИТЕРАТУРА

1. А в е р ь я н о в С.Ф. Борьба с засолением орошаемых земель. М., 1978. — 288 с.
2. Э р к и н Г.Д. Осушение заболоченных аллювиальных почв. — В кн.: Освоение заболоченных земель: Тр. Всесоюз. науч.-исследовательск. ин-та болотного хозяйства. Минск, 1937, с. 147—151.
3. К а п о т о в а Н.И. Водоотдача водоносных грунтов. — Тр. ГГИ, вып. 194. Л., 1972, с. 218—241.
4. Б а р о н В.А. Неустановившийся режим фильтрации подземных вод в безнапорном пласте. — Тр. ВНИИ гидролог. и инж. геолог., вып. 127, М., 1979, с. 18—29.
5. П р о с к у р н и к о в С.М. Экспериментальные данные по изучению движения капиллярной воды в песке. — Тр. ГГИ, вып. 8 (62). Л., 1948, с. 150—174.
6. Н о с о в а О.Н. Расчет водоотдачи песчаных грунтов. М. — Л., 1962. — 116 с.
7. Щ е р б а к о в Г.А., Ж и б у р т о в и ч К.К. Определение водоотдачи песчаных грунтов по данным гранулометрического состава. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1985, вып. 14, с. 93—99.
8. П о л у б а р и н о в а-К о ч и н а П.Я., П р я ж и н с к а я В.Г., Э м и х В.Н. Математические методы в вопросах орошения. М., 1969. — 414 с.
9. П о л л а р д Дж. Справочник по вычислительным методам статистики (Пер. с англ.). — М., 1982. — 344 с.

УДК 626.823

С.П.ГАТИЛЛО, И.В.ФИЛИПPOBИЧ,
канд. техн. наук (БПИ)

УЧЕТ ПОДТОПЛЕНИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ ТРУБЧАТЫХ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Трубчатые водопропускные сооружения на каналах мелиоративных систем часто работают с затопленным выходным сечением. Уровень нижнего бьефа обычно значителен в паводки и половодья и может оказывать влияние на уровень верхнего бьефа, что иногда приводит к затоплению земель выше таких сооружений. Поэтому без учета подобного явления невозможно правильно провести гидравлические расчеты трубчатых сооружений.

Анализ проектов сооружений гидромелиоративных систем показывает, что довольно часто они рассчитываются на небольшой перепад уровней при значительных повышениях нижнего бьефа, достигающих верха выходного отверстия трубы или превышающих его. В этих случаях использование методических рекомендаций по гидравлическим расчетам, разработанных для напорного движения при больших перепадах бьефов, может привести к неверным решениям.

В литературе отмечается, что при напорном затопленном движении воды коэффициент расхода уменьшается с увеличением затопления выходного отверстия [1]. В известных типовых проектах труб-регуляторов и труб-перезедов [2] такое движение воды учитывается в неявном виде в графиках их пропускной способности, построенных по результатам лабораторных модельных исследований трубчатых сооружений и позволяющих в определенном диапазоне найти соответствующие друг другу значения расчетного расхода и уровней нижнего и верхнего бьефов. Эти графики пригодны для сооружений (по конфигурации поперечного сечения, виду входного и выходного оголовков, соотношению размеров отдельных элементов), модели которых были исследованы. Аналитические выражения зависимостей в источнике [2] не приводятся.

Следует отметить, что, судя по данным [3], для учета затопления трубчатых сооружений с различной конфигурацией сечения, а также с разным устройством бьефов необходимо использовать отличные друг от друга зависимости.

В данной работе на основе лабораторных исследований моделей трубчатых водопропускных сооружений треугольного поперечного сечения [4] рассматриваются закономерности изменения уровней воды в верхнем бьефе сооружения под воздействием их изменения в нижнем, а также закономерности происходящей при этом смены видов движения воды через трубы. Даются аналитические выражения выявленных зависимостей, устанавливаются значения их основных параметров.

Опыты проводились на модели из оргстекла, выполненной в масштабе 1:20. Отношение ширины лотка к ширине модели – 1,6, т.е. условия близки к плоской задаче; оголовки порталные; уклон трубы $i = 0$; перепад дна на выходе и входе отсутствует; уклон лотка $i_n = 0$. Уровень воды в нижнем бьефе регулировался при помощи затвора, установленного на выходе из лотка. Уровни замерялись мерными иглами с ценой деления шкалы 0,1 мм (абсолютное значение погрешности $\Delta h = 0,1$ мм). Расход устанавливался по тарировочной кривой треугольного водослива; цена деления шкалы расходов 20 см³/с, $\Delta Q = 10$ см³/с. Уровень воды на водосливе замерялся при помощи мерной иглы.

Через модель сооружения пропускался заданный постоянный расход. При помощи затвора уровень нижнего бьефа поднимался через определенные интервалы и на некоторое время фиксировался, пока движение потока не стабилизировалось. Полученный график дает возможность определить соотношение уровней, при которых на пропускную способность сооружения оказывает влияние уровень нижнего бьефа, а также дать аналитические зависимости, оценивающие это влияние.

На рис. 1. показаны полученные зависимости глубины воды над порогом трубы H от глубины воды в нижнем бьефе h при различных расходах

Q и видах движения воды в трубе. График $H = f(h, Q)$ можно разделить на характерные участки. Если движение в трубе безнапорное ($H < 1,22a$ [4]; a — высота трубы), график (при постоянном расходе) распадается на три участка; I — при низких значениях уровня нижнего бьефа (НБ) движение безнапорное и увеличение уровня воды в НБ не оказывает влияния на

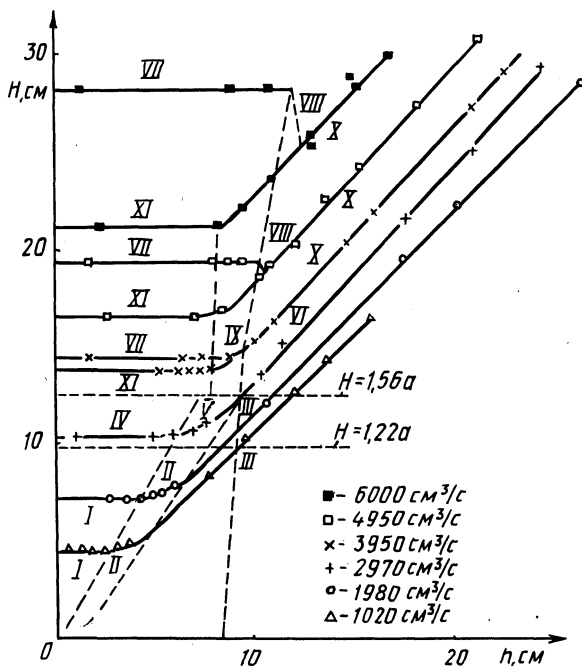


Рис. 1. Зависимость между глубинами воды в нижнем и верхнем бьефах при различных расходах и видах движения воды через модель трубчатого водопропускного сооружения треугольного поперечного сечения $H = f(h, Q)$.

уровни воды выше трубы; II — после достижения в НБ глубины, соответствующей критической глубине воды в трубе, начинает сказываться подтопление (интенсивность повышения уровня в верхнем бьефе (ВБ) стремится к интенсивности повышения уровня воды в НБ, однако движение воды в трубе остается безнапорным); III — с момента превышения интенсивности роста уровня ВБ над его интенсивностью в НБ и стабилизацией этого соотношения имеет место следующий участок зависимости. После того как уровень воды в НБ превысит верх выходного отверстия трубы, движение становится напорным.

При полунапорном движении (при $1,22a \leq H$ [4]) до $H \leq 1,56a$ график внешне подобен рассмотренному ранее. Причем участку I соответствует IV; II—V и III—VI. При этом участки I, III, IV и VI можно описать прямыми линиями.

При полунапорном движении воды в трубе и $H > 1,56a$ (прямые VII) подтопление не влияет на прирост интенсивности повышения воды перед трубой до тех пор, пока труба не станет работать полным сечением. Это происходит при затоплении выходного участка трубы. Затем она быстро заполняется по всей длине. Данный процесс выражается линиями VIII или IX. Они

примыкают к прямой X напорного затопленного движения при том же расходе. После заполнения трубы (при значительных напорах) происходит снижение уровня верхнего бьефа, так как при переходе к напорному движению пропускная способность трубы возрастает. При этом, чем выше уровень ВБ, тем больше величина его падения (она соответствует разности уровней воды в ВБ на графике пропускной способности трубы для полунапорного и напорного движений).

Если движение в трубе с самого начала напорное, то при своем повышении уровень воды нижнего бьефа не влияет на уровень воды в ВБ сооружения (прямая XI). Затем это влияние начинает проявляться (X).

Во всех случаях точки перехода от первоначального участка к последующему представляют критерии подтопления трубы при разных видах движения, а описание участков дает возможность оценить влияние подтопления.

При расчетах воспользуемся известными зависимостями для указанных видов движения [3, 5]:

при безнапорном движении

$$Q = m_{\kappa} b_{\kappa} \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (1)$$

где m_{κ} — коэффициент расхода; b_{κ} — средняя ширина потока в трубе в сечении с критической глубиной; H_0 — глубина над порогом трубы с учетом скоростного напора; g — ускорение свободного падения;

при полунапорном движении

$$Q = \mu_{\pi} \omega \sqrt{2g(H_0 - \eta_{\pi} a)}, \quad (2)$$

где μ_{π} — коэффициент расхода; ω — площадь поперечного сечения трубы; η_{π} — коэффициент.

При напорном движении и свободном выходе из трубы

$$Q = \mu_{\text{н}} \omega \sqrt{2g(H_0 + i l_{\text{тр}} - \eta_{\text{н}} a)}. \quad (3)$$

Здесь i — уклон дна трубы; $l_{\text{тр}}$ — длина трубы; $\eta_{\text{н}}$ — коэффициент; $\mu_{\text{н}} = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi}}$ —

коэффициент расхода; $\sum \xi = \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{дл}} + \xi_{\text{вых}}$ — сумма коэффициентов сопротивления на вход, по длине и на выход.

При напорном движении и затопленном выходном сечении

$$Q = \mu_{\text{н}} \omega \sqrt{2g(H_0 + i l_{\text{тр}} - h)}, \quad (4)$$

где h — глубина воды в нижнем бьефе.

Анализ показывает, что при безнапорном движении воды в трубе (при $H < 1,22 a$) подтопление надо учитывать тогда, когда h превышает глубину воды в трубе h_{κ} , близкую к критической: $h_{\kappa} = 0,600 H^{0,977}$. При $h \leq h_{\kappa}$ расчет ведется по формуле (1).

В случае $h > h_{\kappa}$ можно воспользоваться этой же формулой; b_{κ} определяется в определенной последовательности; h делится на $k = 0,862 + 0,0584 h$. Коэффициент k позволяет перейти к расчету глубины воды в трубе (после подтопления глубина больше h_{κ} , но меньше h), которая является определяющей для указанного напора, поперечного сечения трубы и подтопления. Сред-

няя ширина потока b'_k в сечении с данной глубиной подставляется в формулу (1) вместо b_k :

$$b'_k = d - \frac{h \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{0,862 + 0,0584 h} \quad (5)$$

где d – ширина трубы по низу; α – угол у основания поперечного сечения трубы.

При обработке данных принято $H_0 = H$ (не учитывается скоростной напор).

Процесс подтопления при полунапорном движении и при $H \leq 1,56$ а напоминает подтопление безнапорного потока (сравним участки IY–YI и I–III) и отличен от полунапорного при $H > 1,56$ а. При $H = (1,22 - 1,56)$ а можно при описании процесса пользоваться зависимостями (1) и (5). При этом необходимо ввести поправку в коэффициент расхода и вместо m_k (для безнапорного движения) вводить в расчет $m = k_1 m_k$, где $k_1 = 1,44 - 0,0464 H$ – коэффициент перехода к расчету полунапорного движения.

При $H > 1,56$ а и полунапорном движении ($h < 6,60 + 0,188 H$) нет необходимости учитывать влияние уровня нижнего бьефа; расчет ведется по формуле (2). При $H > 1,56$ а и напорном движении в трубе до значений $h < 6,68 + 0,073 H$ влияние глубины НБ не ощущается, расчет осуществляется по выражению (3). Участки III, YI и X графика (см. рис. 1), отражающие напорное движение воды в трубах, схожи между собой; пропускная способность для них рассчитывается по формуле (4) в том случае, если при исходном напорном движении воды в трубах уровень НБ $h \geq 6,68 + 0,073 H$, а при исходном полунапорном $h \geq 6,60 + 0,188 H$. По этой формуле необходимо вести расчет также для участков III и YI. При этом уровень нижнего бьефа должен превышать значение $h = 1,6 H^{0,685}$. Переход трубы к работе полным сечением здесь происходит при $h \geq 8,1 + 0,073 H$.

Для условий эксперимента при переходе от неподтопленного (участки I, IY, IX) к подтопленному напорному движению перепад на сооружении (т.е. $H - h$) вначале снижается, а затем, после перехода к участкам III, YI и X, опять возрастает.

При повышении уровня воды ВБ происходит изменение суммы сопротивлений $\Sigma \xi$. Для определения $\Delta \xi$ сравним уровни воды в ВБ при различных степенях подтопления с уровнями воды в ВБ при этих же расходах и неподтопленной трубе. Решая совместно уравнения (3) и (4), получим

$$\Delta \xi = \frac{2g\omega^2}{Q^2} [(H_{\text{зат}} - h) - (H_{\text{незат}} - \eta_n a)],$$

где $H_{\text{зат}}$ и $H_{\text{незат}}$ – глубины воды в верхнем бьефе при одинаковом расходе и соответственно затопленном и незатопленном выходном сечении.

Для участков III и YI сравнивались коэффициенты расхода в случае затопленного движения из формулы (4) и незатопленного напорного из формулы (3) при исследовании неподтопленной трубы.

На основании данных эксперимента подсчитаны значения $\Delta \xi$ и построена зависимость $\Delta \xi = f(H - h)$ (рис. 2). Точки на рис. 1 и 2, описывающие одина-

ковые расходы, обозначены однотипно. Как видно, для участков III и VI (при малых расходах) в исследованном диапазоне для каждого Q можно принять $\Delta\xi = \text{const}$.

Для близких к ним значений перепадов на сооружении были проведены дополнительные опыты (для $Q = (500 - 3210) \text{ см}^3/\text{с}$, см. рис. 2). Для подтопленного напорного потока (участки X) для каждого из расходов нельзя принять постоянным $\Delta\xi$.

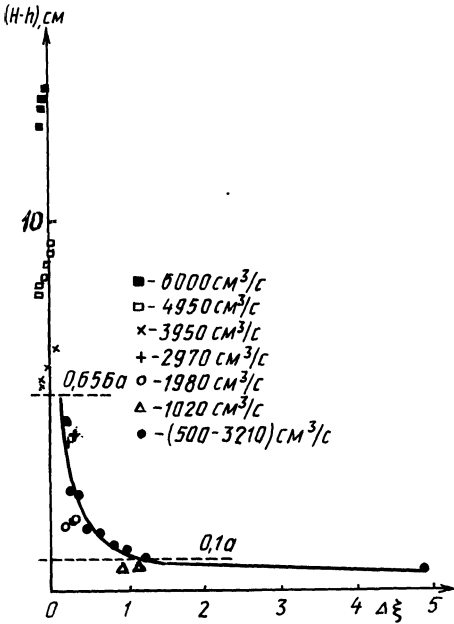


Рис. 2. Зависимость коэффициента $\Delta\xi$ от перепада уровней на сооружении $(H-h)$.

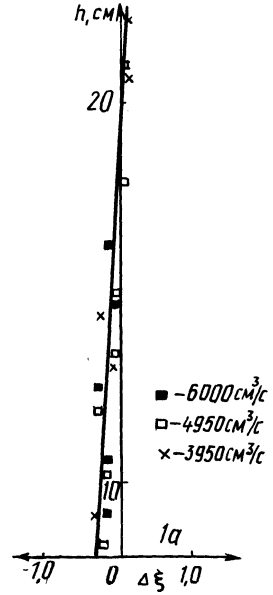


Рис. 3. Зависимость коэффициента $\Delta\xi$ от глубины воды в нижнем бьефе h .

При $(H-h) \leq 0,656a$ значение $\Delta\xi$ необходимо определять по графику рис. 2 или по зависимости

$$\Delta\xi = \frac{1,046}{(H-h)^{1,289}}, \tag{6}$$

которая описывает этот график в диапазоне $0,1a \leq (H-h) \leq 0,656a$. При $(H-h) < 0,1a$ можно пользоваться зависимостью

$$\Delta\xi = 12,68 - 15,58 (H-h). \tag{7}$$

Для значений $(H-h) > 0,656a$ на рис. 3 показана зависимость $\Delta\xi = f(h)$, которую следует описать уравнением одной прямой для всех перепадов. Поэтому при $(H-h) > 0,656a$

$$\Delta\xi = 0,796 + 0,0112h. \tag{8}$$

Полученные зависимости (5) — (8) с учетом границ их применения при использовании формул (1) и (4) дают возможность учесть подтопление при расчете трубчатого водопропускного сооружения с трубами треугольного поперечного сечения, работающими в условиях, которые схожи с экспериментальными. Зависимости даны для описанной модели сооружения (H и h , см). Их можно пересчитать для натуральных сооружений, пользуясь критериями моделирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алтунин В.И. Гидравлические исследования сооружений с гладкими и гофрированными трубами: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., 1977. — 24 с. 2. Трубы-регуляторы и трубы-переезды. Альбом 1. Пояснительная записка, чертежи. — Минск, 1976. — 110 с. 3. Розанов Н.П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. — М., 1979. — 72 с. 4. Гатилло С.П., Филиппович И.В. О целесообразности применения треугольной и полукруглой геометрических форм трубчатых водосбросов. — Докл. ВАСХНИЛ, 1981, № 1, с. 38—40. 5. Руководство по проектированию и гидротехническому расчету регулирующих мелиоративных сооружений. — Минск, 1984. — 96 с.

УДК 627.83

И.В.ФИЛИППОВИЧ, канд. техн. наук,
П.М.БОГОСЛАВЧИК (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ РАЗМЫВА РЕЗЕРВНОГО ВОДОСБРОСА НА КРУПНОМАСШТАБНЫХ МОДЕЛЯХ

Водоохранилищные гидроузлы обычно имеют в своем составе водосбросы, предполагающие пропуск расчетных паводковых расходов реки. Практика показывает, что на полную пропускную способность водосбросы либо включаются крайне редко, либо длительное время простаивают без включения в ожидании расчетного паводка. Исходя из этого, целесообразным, по нашему мнению, является устройство в одном гидроузле двух водосбросов: основного запроектированного на расход высокой обеспеченности и часто включающегося в работу, и резервного, работающего очень редко либо вообще не работающего, запроектированного на расход редкой повторяемости.

В качестве резервного может быть использован водосброс по типу размываемой вставки. Он представляет ограниченную неразмываемой одеждой часть грунтовой плотины, гребень которой выше НПУ, но ниже гребня основных подпорных сооружений. Если пропускная способность основного водосброса исчерпывается, уровень в водохранилище повышается, благодаря чему начинаются перелив воды через гребень размываемого водосброса и его разрушение. Тем самым предотвращается перелив через основные подпорные сооружения. По окончании паводка размываемая вставка восстанавливается.

К настоящему времени такие сооружения функционируют на некоторых крупных гидроузлах Австралии, Индии, Турции, США, Сирии [3, 5].

В Белорусском политехническом институте разработана конструкция размываемого водосброса, в котором для ограничения размыва рекомендуется применять полотнище из мягкого полимерного материала [4]. При проектировании и строительстве такого сооружения возник ряд вопросов. Для их решения потребовались гидравлические исследования.

На всю ширину русловой площади — 5,5 м из среднезернистого песка сооружалась плотина высотой 0,75 м, шириной по верху 0,35 м с заложением откосов 1:2,0. В качестве противофильтрационных покрытий применялся экран из полиэтиленовой пленки, по которому отсыпался защитный слой из того же грунта (толщиной 15 см). В теле плотины по оси русловой площадки была оставлена прорезь трапецевидальной формы; дно и откосы ее покрыты нестабилизированной полиэтиленовой пленкой ГОСТ 10354–73 толщиной 0,05 мм (в отдельных опытах применялась также черная стабилизированная пленка толщиной 0,2 м). Были изучены два конструктивно различных типа крепления. В первом крепление выполнялось из отдельных полос пленки, концы которых заводились в тело плотины внахлест (рис. 1), во втором — полотнищем. В обоих типах крепления концы пленки свободно укладывались на откосы плотины по всему периметру прорези и пригружались защитным слоем грунта толщиной 10 см. Заложение откосов прорези принималось 1:2,0 и 1:1,75. Ширина прорези по дну во всех опытах $b_0 = 0,20$ м.

Защищенная от размыва прорезь засыпалась грунтом, образующим размываемую вставку 2 (см. рис. 1), отметка гребня которой на 10 см ниже отметки гребня плотины. Величина b_n , характеризующая ширину начального перелива, принималась в опытах в пределах 2,0–0,5 м. Вставка отсыпалась из

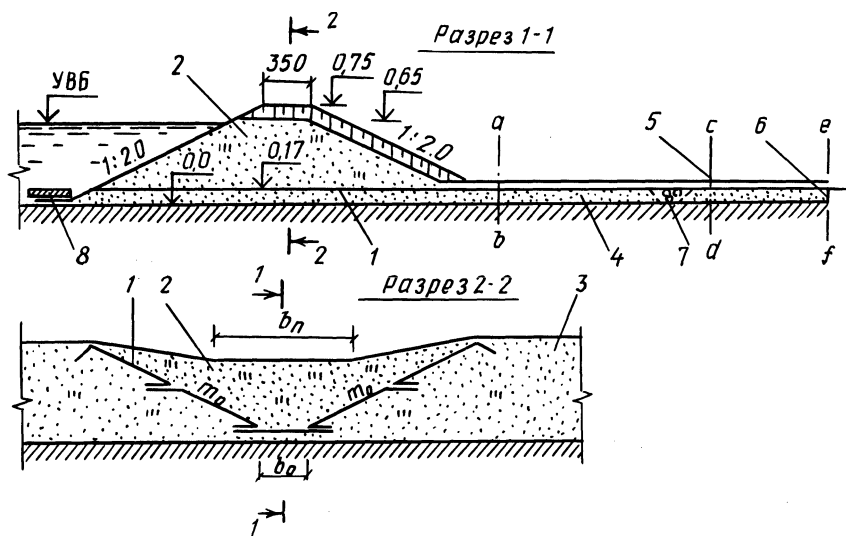


Рис. 1. Конструкция модели размываемой вставки:

1 — полотнище из полимерной пленки; 2 — размываемая грунтовая вставка; 3 — грунтовая плотина; 4 — грунт русла нижнего бьефа; 5 — ось водобойной стенки; 6 — водобойный колодец; 7 — зуб из камня; 8 — бетонная плита.

песка следующего гранулометрического состава: $d > 2 \text{ мм} - 6,5 \%$; $b = 2 - 1 \text{ мм} - 22,9 \%$; $b = 1 - 0,5 \text{ мм} - 24,8 \%$; $b = 0,5 - 0,1 \text{ мм} - 17,5 \%$; $d < 0,1 \text{ мм} - 0,7 \%$.

Опыты по размыву вставки проводились следующим образом. Вода с постоянным расходом Q_0 подавалась в верхний бьеф, уровень которого поднимался. В какой-то момент начинался перелив воды через вставку и ее размыв. Процесс размыва наблюдался визуально и фиксировался с помощью фотосъемки через определенные промежутки времени $\Delta t = 5 - 10 \text{ с}$. Одновременно велось наблюдение за состоянием сооружений нижнего бьефа, а также фиксировался уровень в верхнем бьефе (ВБ), по изменению которого определялся расход воды через размываемую вставку [1].

Общая картина размыва вставки зависит прежде всего от интенсивности повышения уровня воды в верхнем бьефе. Так, при сравнительно быстром повышении (что в опытах достигалось увеличением приточности до 100 л/с и ширине перелива $b_n = 0,5 - 1,0 \text{ м}$) толщина переливающегося слоя увеличивается интенсивно и в процессе размыва остается примерно одинаковой по всей ширине перелива, что отмечено для условий плоской задачи [2]. В качестве особенности следует оговорить, что интенсивный размыв вставки в глубину происходит по всей ширине, приблизительно равной начальной b_n . Боковой размыв происходит как бы ступенчато, путем периодического обрушения подмытых частей грунтового массива. Подобно случаю плоской задачи, первоначально размывается низовая упорная призма вставки. Гребень со стороны верхового откоса некоторое время не размывается в глубину. И только после полного размыва низовой упорной призмы начинается размыв его по всей ширине, интенсивное увеличение расхода в нижнем бьефе.

При быстром опорожнении водохранилища (в опытах достигалось включением в работу данного водосброса, расход которого значительно превышал приточность в водохранилище) размыв вставки прекращался. Это позволяло произвести непосредственные измерения размыва прорана и профиля вставки, характер которых аналогичен условиям плоской задачи [1]. Другая картина наблюдалась при малой приточности (в опытах до $7,0 \text{ л/с}$) и при первоначальной ширине перелива $b_n = 2,0 \text{ м}$. В этом случае приточность оказалась недостаточной для того, чтобы создать поток глубины, необходимой для интенсивного размыва по всей ширине b_n . Благодаря небольшой приточности и малой площади зеркала водохранилища в подобных опытах опорожнение верхнего бьефа происходило быстро. Вставка оказывалась размывтой лишь примерно наполовину в отличие от первого случая, когда размыв происходил практически до поверхности, ограниченной пленкой. В реальных условиях второй случай более вероятен.

Менее благоприятным является все же первый случай, который следует считать расчетным: время от начала перелива до прекращения размыва составило соответственно около 2,5 и 4,5 мин.

Тщательный осмотр плотины и пленочного крепления показал, что размыв защитного грунтового слоя по пленке, уложенной на верховом откосе плотины по краям прорези, происходит полосой $10 - 15 \text{ см}$ на всей плотине (рис. 2). Кроме того, в плотине с пленочным экраном при быстром снижении уровня верхнего бьефа наблюдались деформации защитного слоя грунта, отсыпанного по экрану: появлялись трещины размером до 1 см , защитный слой сползал,

местами оголялся экран. Когда же плотина выполнялась без экрана, у неуплотненных грунтов по верховому откосу имели место осадки с образованием продольных трещин.

При размыве вставки смывался защитный слой грунта, уложенного на низовом откосе по пленке на ширине b_1 , примерно равной половине ширины вставки по верху (см. рис. 2). Повреждений одежды из полиэтиленовой пленки не было замечено ни в одном опыте. Удельный расход в пределах отверстия достигал в отдельных опытах $1,0 \text{ м}^2/\text{с}$, а предельная разность между уровнем грунтовых вод в теле плотины и уровнем воды в отверстии — $0,25\text{--}0,30 \text{ м}$.

Изучалось переформирование русла в нижнем бьефе в процессе размыва вставки (см. рис. 1) для ряда конструкций сопряжения с нижним бьефом.

Размывающий поток сопрягается с руслом: 1) водобойным колодцем b (глубина $0,17 \text{ м}$) в сечении ef . Для его устройства грунт 4 правее сечения ab изымается. Пленка 1 укладывается левее ab ;

2) неразмываемой гладкой (без гасителей) поверхностью (по слою грунта 4 , уложено полотнище 1 из полиэтиленовой пленки по всему руслу);

3) без гасителей. Грунт 4 тот же, что и на вставке, пленка 1 уложена только до сечения ab со стороны верхнего бьефа;

4) то же, но с устройством водобойной стенки в сечении cd высоко-

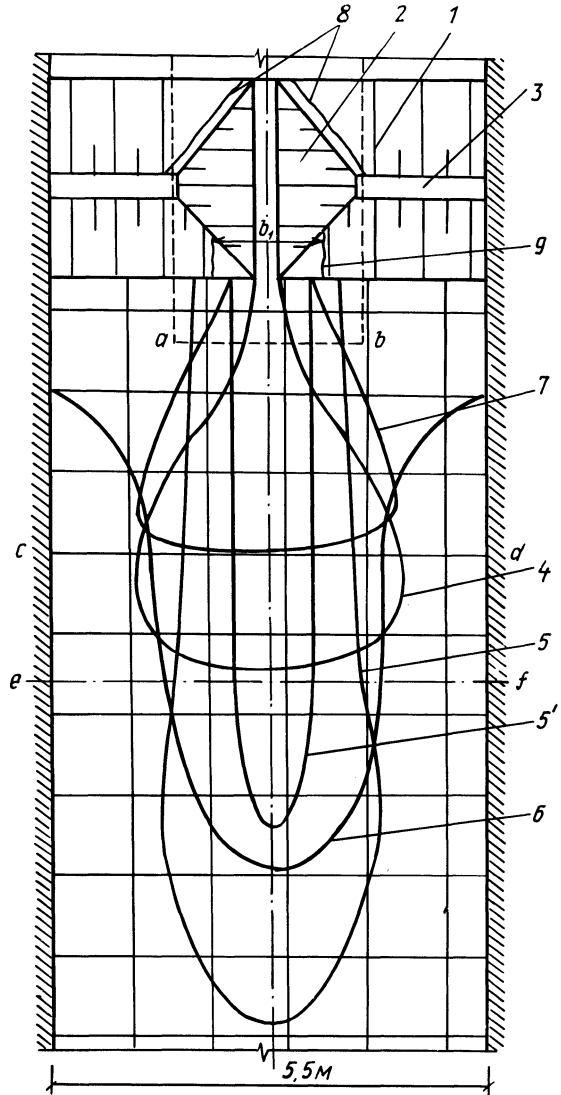


Рис. 2. Некоторые последствия размыва вставки:

1 — полимерная пленка; 2 — прорезь; 3 — плотина; 4 — граница шлейфа при устройстве колодца в сечении cd ; 5, 6 — то же при гладком неразмываемом русле; 7 — то же при устройстве водобойной стенки в сечении ef ; 8 — граница размыва верхового откоса; 9 — то же для низового откоса.

той 0,1 м на расстоянии 3,4 м от низового края подошвы плотины (длина прыжка при размыве вставки в условиях п. 2 составила около 3,0 м).

5) по руслу 4 уложено сплошное полотно шириной 3,0 м, конец которого заведен в зуб из камня 7. Ниже зуба русло не крепится. По полотнищу 1 отсыпается защитный слой песка толщиной 3,0 см.

В первом случае грунт размываемой вставки в виде шлейфа полностью располагается в самом колодце (линия 4). За его пределы выносятся лишь незначительная часть наиболее мелких частиц $d < 0,25$ мм.

Во втором случае длина шлейфа достигает 9,4 м. Линией 5 показана внешняя граница шлейфа, 5' — внутренняя. В зоне внутри линии 5' размывтый грунт не осаждается.

В третьем случае непосредственно за границей крепления образуется воронка, а длина шлейфа несколько меньше, чем в предыдущем варианте (линия 6). Воронка размыва здесь распространяется частично в сторону верхнего бьефа под свободно уложенный конец пленки.

Наличие водобойной стенки в сечении cd в четвертом случае на расстоянии, несколько превышающем длину прыжка, ограничивает распространение шлейфа (линия 7). Кроме того, величина воронки размыва непосредственно за границей крепления ab здесь меньше, чем в третьем случае. Так, при одинаковой продолжительности опытов (30 мин) размеры ее в плане 1,1x1,0 м, а при наличии стенки — 0,9 x 0,6 м. Размыв в глубину в обоих вариантах в пределах воронки идет до пола площадки.

Однако в опытах со стенкой 20–30 % размывтого грунта вставки все же выносилось в нижний бьеф ниже стенки. Кроме того, имел место интенсивный размыв незакрепленного русла непосредственно у стенки, создавая угрозу ее разрушения.

В пятом случае длина и форма шлейфа такая же, как и в третьем (линия 6). Непосредственно за зубом 7 после 30-минутного размыва образуется воронка глубиной 5,0 см и размерами в плане 1,0 x 1,0 м. Смыв защитного слоя, который был отсыпан по пленочному креплению, наблюдался только по оси вставки на ширине около 1,0 м (рис. 2, б).

Проведенные исследования подтвердили принципиальную возможность применения размываемой вставки с ограничивающим размыв полотнищем из мягкого полимерного материала в качестве резервного водосброса.

На основании лабораторных исследований стало возможным сделать следующие выводы.

Крепление дна и откосов отверстия под размываемую вставку целесообразно конструировать из сплошного полотнища. При недостаточной его ширине возможна конструкция крепления из отдельных полос, без склеивания (см. рис. 1). Для этого концы полотнища либо полос достаточно свободно уложить на откосы плотины по всей ширине отверстия с пригрузкой их защитным слоем грунта, поверх которого можно устраивать необходимые крепления откосов плотины.

Наиболее эффективны конструкции устройств нижнего бьефа с закреплением русла полиэтиленовой пленкой, являющейся продолжением крепления отверстия под размываемой вставкой, либо конструктивно соединенной с ним (внахлест, склеиванием и др.). Ширину крепления достаточно принять равной ширине отверстия вставки поверху. Конец его следует закреплять,

например, каменным зубом, ограничивающим распространение воронки размыва под полотнище в сторону верхнего бьефа.

Физическая картина размыва вставки для расчетного случая схожа с полученной ранее для плоской задачи [1, 2]. Причем интенсивный размыв происходит на ширине, примерно равной первоначальной ширине перелива, что следует иметь в виду при расчете размыва по существующим зависимостям [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Богославчик П.М., Филиппович И.В. Динамика размыва плотины из местных материалов при переливе воды. — Изв. вузов СССР. Серия Энергетика, 1982, № 3, с. 88—93.
2. Богославчик П.М., Филиппович И.В. К расчету размыва однородной плотины из песчаных грунтов при переливе воды через гребень. — Там же, 1983, № 2, с. 100—105.
3. Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 2. Постоянные и временные водосбросные сооружения/Под ред. А.А.Бороваго. По материалам IX Международного конгресса по большим плотинам. — М., 1981, с. 123—126.
4. Филиппович И.В., Богославчик П.М. Водосброс по типу размываемой вставки. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1982, вып. 12, с. 96—100.
5. M u r t i N.G.K. Breaching sections. — Irrigation and Power, 1978, 35, № 3, 341—363.

УДК 627.11:532.5.0015.7

В.М.ЛАРЬКОВ, канд. техн. наук (БСХА)

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗМЫВА РУСЛ ЗА ВОДОСБРОСНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ С УЧЕТОМ КРИТЕРИЯ РАЗМЫВАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОТОКА

Для ответственных и сложных объектов оценку размываемости русла осуществляют с помощью физического моделирования и натуральных наблюдений [1—10]. В практике гидротехнических лабораторных исследований известно два основных метода — масштабных серий (экстраполяций) и подобия руслослагающих материалов. Первый, как весьма трудоемкий, в практике лабораторных исследований применяется сравнительно редко.

Метод подобия руслослагающих материалов менее трудоемок и достаточно теоретически обоснован. Однако при его использовании часто возникают технические трудности, связанные с созданием моделей, идентичных натуре, поскольку требуется обеспечить подобие устойчивости как материала русла (местных деформаций), так и потока жидкости.

Для того чтобы обеспечивать подобие потоков жидкости природы и модели, размываемая гидравлическая модель русла должна удовлетворять ряду условий [1—3], суть которых можно выразить критериальной зависимостью

$$\varphi(Fr; Re; Ka; Sh; Eu; \lambda...) = \text{idem.} \quad (1)$$

Из зависимости (1) следует, что рассматриваемый динамический процесс определяется несколькими действующими силами различной физической природы. При этом степень значимости конкретной силы в данном процессе, как правило, различна. Если две или более из значимых сил существенны, про-

цесс моделирования значительно усложняется, так как необходимо одновременно обеспечить подобие нескольких частных законов. Особую сложность представляют исследования русловых процессов, касающиеся моделирования мелкозернистых или связных грунтов, поскольку физически трудно выполнить строгое геометрическое подобие при подборе материала модели. Чаще всего при этом используют методику приближенного моделирования, связанную с применением искусственных (негрунтовых) материалов и разномасштабных (геометрически искаженных) моделей [1, 9].

Рассмотрим динамический процесс размыва несвязного материала сопрягающего русла с донным режимом сопряжения. За водосбросными сооружениями этот участок характеризуется мощной турбулентностью потока, вихреобразованием, неравномерностью удельных расходов и эпюр скоростей. Для этих условий критериальное уравнение (1) может быть представлено в виде

$$\varphi(Fr; Ka; Re) = \text{idem} \quad (2)$$

или

$$Fr = \text{idem}; Ka = \text{idem}, Re = \text{idem}. \quad (3)$$

При этом для автомодельной области, для которой $Re_M \geq Re_{пр}$, обязательно моделировать относительную шероховатость русла [2, 597]. Для установившегося процесса отпадает необходимость в критерии Струхаля. Исходя из указанных предпосылок, при моделировании установившихся русловых процессов за водосбросными сооружениями важно учитывать критерии Фруда и Кармана. По первому

$$Fr = V^2/gh \quad (4)$$

определяют геометрический масштаб модели и кинематические параметры потока. Критерий Кармана

$$Ka = V'/V \quad (5)$$

характеризует турбулентность в данной точке потока.

В формулах (4) и (5): V_1 — средняя на вертикали скорость; V — пульсационная составляющая скорости; h — глубина потока; g — ускорение свободного падения.

Для количественной и качественной оценки числа Ka рассмотрим зависимость [7, с. 98 и 8; с. 350–352]:

$$h_p = K_p q / V_{доп} \quad (6)$$

Здесь K_p — коэффициент, характеризующий размывающую способность потока; h_p — глубина размыва; q — удельный расчетный расход; $V_{доп}$ — допускаемая неразмывающая скорость. Решая выражение (6) относительно K_p , получаем:

$$K_p = h_p V_{доп} / q = h_p V_{доп} / V h_p$$

или

$$K_p = V_{доп} / V. \quad (7)$$

Переходя к актуальной скорости в некоторой точке потока и учитывая (3), имеем

$$K_p = (V + V')/V = 1 + Ka. \quad (8)$$

Из анализа зависимостей (3), (5) и (8) следует, что

$$K_p = \text{idem}. \quad (9)$$

Установим основные масштабные коэффициенты модели, удовлетворяющие условию (9). Для практических удобств примем

$$V_{\text{доп}} = V_{01} h_p^m, \quad (10)$$

где V_{01} — допускаемая скорость на размыв при глубине потока 1 м.

Тогда $h_p = K_p q / V_{01} h_p^m$

откуда $K_p = h^{1+m} / q / V_{01}$ или $\sqrt[1+m]{K_p} = h_p / \sqrt[1+m]{q / V_{01}}$.

Принимая, согласно (6), значение $m = 0,25$, получим зависимость

$$\sqrt[1,25]{K_p} = h_p / \sqrt[1,25]{q / V_{01}}, \quad (10)$$

которую для условия (9) можно записать в виде

$$h_n / \sqrt[1,25]{q_n / V_{01n}} = h_m / \sqrt[1,25]{q_m / V_{01m}}. \quad (11)$$

Выполним некоторые преобразования условия (11):

$$h_n / h_m = \sqrt[1,25]{q_n / q_m V_{01m} / V_{01n}} \quad (12)$$

или $h_n / h_m = \sqrt[1,25]{V_n h_n / V_m h_m V_{01m} / V_{01n}}$.

Введя масштабные коэффициенты

$$h_n / h_m = \lambda h; V_n / V_m = \lambda v; V_{01n} / V_{01m} = \lambda_{v01},$$

получаем:

$$\lambda h = (\lambda_v / \lambda_{v01})^4; \lambda_v = \lambda^{0,25} h \lambda_{v01}. \quad (13)$$

Данный масштабный комплекс удовлетворяет лишь критерию K_p . С целью соблюдения и учета условия (2) для автомодельной области примем, согласно критерию Фруда,

$$\lambda_q = \lambda_L^{1,5}. \quad (14)$$

Решая совместно выражения (12), (13) и (14), получаем

$$\lambda_h = \sqrt[1,25]{\lambda_L^{1,5} / \lambda_{v01}};$$

$$\lambda_v = \sqrt[1,25]{\lambda_L^{0,375} \lambda_{v01}} \quad (15)$$

или

$$\lambda_v = \frac{1,25}{\sqrt{\lambda_L}} \sqrt{0,875 \lambda_L^{0,25} \lambda_h^{0,25}}; \lambda_{v01} = \lambda_L^{0,7} / \lambda_h^{0,45}.$$

Для частного случая, когда

$$\lambda_h = \lambda_L, \lambda_{v01} = \lambda_L^{0,25}. \quad (16)$$

Оценку данной методики и ее масштабных коэффициентов можно произвести на основании анализа результатов аналитических и экспериментальных данных, полученных для условий геометрического и кинематического подобию. При строгом геометрическом подобии крупность частиц материала модели, по плотности равной плотности материала природы, должна удовлетворять [1, 5]:

$$d_h/d_m = \lambda d = \lambda_L. \quad (17)$$

Проанализируем, как обеспечивается условие (17) для натуральных данных при моделировании размываемого русла по предлагаемому комплексному критерию $\varphi (Fr; K_p)$. Для этого воспользуемся значениями допускаемых на размыв скоростей и соответствующих им диаметров частиц несвязных грунтов, приведенных в ТУ и Н (Ст-24-2396) [1, 199], а также данными Б.И. Студеничникова [6, 8; 74].

Примем произвольно $\lambda_L = 20$ и, задавшись рядом значений $V_{01н}$, определим $V_{01м}$ по (16). Используя ТУ и Н, а также данные [6], установим соответствующие им значения диаметров частиц неразмываемого грунта (табл. 1).

Из таблицы видно, что при моделировании песчано-гравелистых грунтов по комплексному критерию подобию $\varphi (Fr; K_p) = idem$ с использованием данных ТУ и Н (Ст-24-2996) масштабный коэффициент λd отличается от линейного масштаба модели λ_L в 1,5–2 раза, а при моделировании только по Фрудру — в 5–6 раз. Достаточно приемлемые результаты получаются при подборе материала по допускаемой неразмывающей скорости, взятой по Б.И. Студеничнику. В этом случае при использовании комплексного критерия масштабное искажение размываемого материала модели практически отсутствует, а при

Таблица 1. Результаты подбора материала модели по разным методам

λ_L	Для природы		Для модели по K_p и Fr			Для модели по Fr		
	$V_{0,1}$, м/с	d, мм	V_{01} , м/с	d, мм	λ_d	V_{01} , м/с	d, мм	λ_d
20	0,65	2,5	0,31	0,22	11,4	0,14	0,020	125
	0,80	5,0	0,38	0,32	15,6	0,18	0,040	100
	1,00	10,0	0,47	0,63	15,9	0,22	0,075	133
	1,20	15,0	0,57	1,42	10,6	0,27	0,150	100
	2,00	51,0	0,95	8,00	5,1	0,45	0,640	70
	3,40	150,0	1,61	35,00	4,3	0,76	4,300	35
	4,00	200,0	1,89	48,00	4,2	0,90	7,300	21

моделировании по Фрудру в рассмотренном случае значение λ_d оказалось в 20 раз больше λ_L . Следовательно, иногда моделирование размыва русла только по Фрудру, т.е. без учета критерия K_p , будет давать заведомо неправильные результаты.

Поскольку при моделировании размываемого русла не всегда возможно выполнить условие

$$\lambda_{v01} = \lambda_L^{0,25} \quad (18)$$

и обеспечить $\lambda_d = \lambda_L$, материал модели подберем из условия (15), задавшись отношением $\lambda_h / \lambda_L = n$.

При этом необходимо обеспечить граничные условия автомодельности процесса и учесть (или исключить) влияние сил сцепления. Согласно последним исследованиям, этим влиянием можно пренебречь при $d \geq 0,8$ мм.

Установим граничные значения масштабных коэффициентов.

Для автомодельной области

$$Re_m = V_m h_m / \nu \geq Re_{пр} \quad \text{или} \quad V_m h_m > Re_{пр} \nu.$$

Заменяв V_m значением (10), получим

$$V_{01m} h_m^{1,25} \geq Re_{пр} \nu.$$

С учетом (10) $K_p q_m > Re_{пр} \nu$

или

$$q_m > \frac{Re_{пр}}{K_p} \nu. \quad (19)$$

Значение K_p примем предварительно равным 1,05–1; Решая совместно уравнения (18) и (19), получим:

$$\lambda_{L пр} < \sqrt[1,5]{K_p q_m / Re_{пр} \nu};$$

$$\lambda_{v01}^i < \lambda_{L пр}^{0,25} / n^{0,45}. \quad (20)$$

Для натуры [6]		Для модели по Fr и K_p			Для модели по Fr		
V_{01} , м/с	d, мм	V_{01} , м/с	d, мм	λ_d	V_{01} , м/с	d, мм	λ_d
0,65	1,06	0,31	0,055	19,3	0,145	0,003	353
0,80	2,40	0,38	0,122	19,6	0,180	0,006	400
1,00	5,95	0,47	0,291	20,4	0,224	0,015	397
1,20	12,35	0,57	0,628	19,7	0,270	0,032	386
2,00	95,30	0,95	4,850	19,7	0,450	0,244	390
3,40	795,00	1,61	40,000	19,9	0,760	2,000	391
4,00	1524,00	1,89	75,900	20,1	0,902	3,900	390

При искажении геометрического масштаба подбор материала модели может быть выполнен по-разному. Например, подбирают масштаб $\lambda_L < \lambda_{L_{гр}}$; задаются значением $\lambda_h = n\lambda_L$ (согласно [1; 2], принимают $n = 2-6$); по формуле (18) определяют значение λ_{v01} , которое, согласно выражению (20), должно быть меньше λ'_{v01} . По λ_{v01} и натурным данным находят допускаемую скорость V_{01} и соответствующий ей вид (размер частиц) грунта. По второму варианту можно, задавшись значением d_m , определить λ_{v01} , λ_L , λ_h и т.д.

Полученные на модели данные пересчитывают для натуральных измерений с помощью масштабных коэффициентов (16) или (18).

ЛИТЕРАТУРА

1. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П.Г.Киселева. — М., 1975. — 313 с.
2. Гидротехнические сооружения/ Под. ред. Н.П.Розанова. — М., 1978. — 648 с.
3. М и р ц х л а в а Ц.Е. Размыв русл и методика оценки их устойчивости. — М., 1970. — 179 с.
4. Г о н ч а р о в В.Н. Динамика русловых потоков. — Л., 1962. — 374 с.
5. Л е в и И.И. Моделирование гидравлических явлений. — М., 1967. — 235 с.
6. С т у д е н и ч н и к о в Б.И. Защита от размыва русл и нижних бьефов водосбросов: Рекомендации по проектированию. — М., 1974. — 45 с.
7. Р о с с и н с к и й К.И. Местный размыв речного дна в нижних бьефах крупных гидротехнических сооружений. — Тр. АН СССР, 1956. Сб. № 6. Проблемы регулирования речного стока. — 46—50 с.
8. Гидротехнические сооружения: Справочник проектировщика. — М., 1983. — 544 с.
9. В а с и л ь ч е н к о Г.В., Л у к о ш к о Р.Ф. Исследование урванного режима половодий на физической модели участка р. Припяти при обваловании реки дамбами. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1980, вып. 10, с. 103—109.
10. Л я х т е р В.М., П р у д о в с к и й А. Гидравлическое моделирование. — М., 1984. — 392 с.

УДК 532.517.4:51

Ю.М.КОРЧОХА, канд. техн. наук,
В.П.ШЕЙНОВ, канд. физ.-мат. наук
(БелНИИМВХ)

ТУРБУЛЕНТНОСТЬ РЕЧНОГО ПОТОКА ПРИ ГРЯДОВОМ РЕЛЬЕФЕ ДНА

Кинематическая структура естественного руслового потока при наличии на дне его песчаных гряд представляет наименее изученный и вместе с тем наиболее сложный случай скоростного поля потока.

Имеющиеся сведения о кинематической структуре естественного потока с грядовым дном либо ограничены данными об осредненных скоростях, либо, если это даже турбулентные характеристики, не увязаны с конкретными русловыми формами.

В предлагаемой работе предпринята попытка представить скоростное поле потока, обтекающего вполне конкретные русловые формы (песчаные гряды). Поток характеризуется числом $Re = 7 \cdot 10^5 - 9,4 \cdot 10^5$, а его дно — относительно зернистой шероховатостью $d_{50}/H = 7,27 \cdot 10^{-5}$. Ширина потока 30 м. Характер наносов, слагающих песчаные гряды, представлен в табл. 1.

Таблица 1. Механический состав наносов, слагающих гряды на реке Полометь

Дата отбора пробы	Место отбора	Содержание частиц (в % по весу) при диаметре (в мм)							
		10	10–5	5–2	2–1	1–0,5	0,5–0,2	0,2–0,1	0,1–0,05
16/IV	Гребень	4,8	4,5	10,7	31,9	43,7	3,8	0,4	0,2
	Подвалье	25,6	18,1	25,6	16,9	12,0	1,8	–	–

Скорость течения измерялась одновременно в десяти точках по глубине специальными вертушками, оборудованными контактами, обеспечивающими сигнал через 5 оборотов. При шаге винта 0,220–0,250 возникала возможность надежно регистрировать пульсационные скорости, вызванные прохождением вихрей, линейный масштаб которых превышает 1,0 м [1].

Задача математической обработки сводилась к выявлению скрытых периодичностей в пульсации скоростей. Для этих целей были использованы средства корреляционного и спектрального анализов.

Корреляционная функция любого периодического процесса является периодической функцией с тем же периодом. Это положение было принято в рассматриваемом случае.

В речном потоке, по дну которого активно перемещаются песчаные гряды, функция $v'(\tau)$ представляет собой случайный процесс, порождаемый пуассоновской выборкой. В таком потоке, исходя из формы корреляционной функции, можно выделить две зоны: основное течение и придонную область в подвалье гряды, равную ей по высоте.

В основном потоке корреляционная функция представляет собой автокорреляцию узкополостного случайного шума, которая аппроксимируется уравнением

$$R_{v'}(\tau) = ab \left(\frac{\sin \pi B \tau}{\pi B \tau} \right) \cos 2\pi f_0 \tau. \quad (1)$$

Здесь B – ширина спектра по линии, где верхняя доверительная граница его пересекается со спектральной функцией; f_0 – граничная частота (частота, для которой определена ширина спектра); τ – время; a – постоянная, определяемая соотношением $r(\tau_2)/B$.

В подвалье корреляционная функция описывается уравнением (2) (обозначения те же, что и для формулы (1)):

$$R_{v'}(\tau) = e^{-f_0 \tau} \cos 2\pi f_0 \tau. \quad (2)$$

В отдельных случаях в области потока, расположенной вблизи свободной поверхности (на глубине 0,15–0,40 м) на фоне колебаний случайного шума можно проследить более замедленные изменения функции $R_{v',\tau}$ (см. рис. 1).

Общим почти для всех 185 автокорреляционных функций является то, что они имеют вид гармонических колебаний. Это в свою очередь указывает на наличие цикличности в процессах, протекающих в русловом потоке (см. рис. 1, а, б).

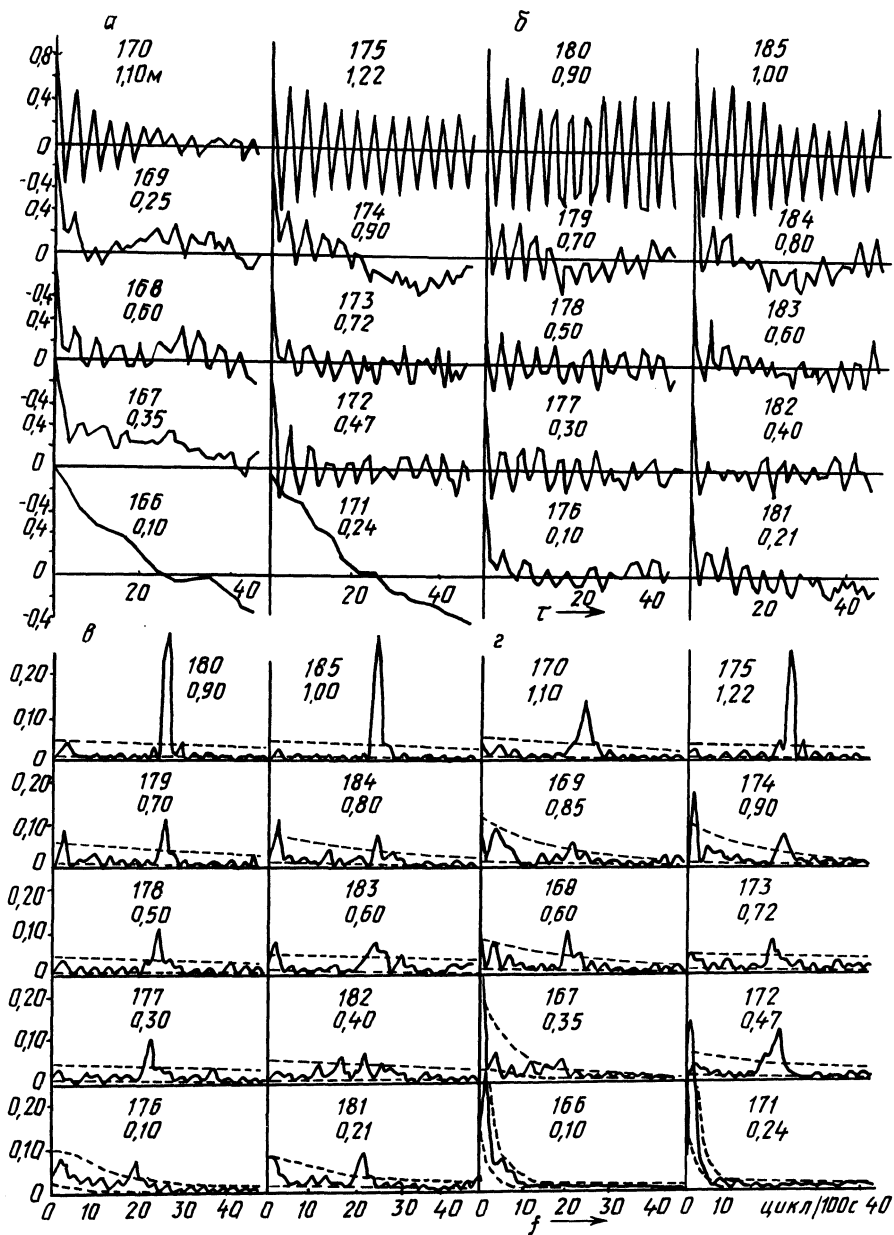


Рис. 1. Корреляционные (а и б) и спектральные (в и г) функции пульсационных скоростей в речном потоке.

Более эффективным методом для обнаружения периодичностей является спектральный анализ. Спектры пульсационных скоростей также подтвердили, что для рассматриваемого процесса характерны гармонические колебания. В преобладающем количестве случаев частота этих колебаний составляет 18–30 циклов за 100 с (см. рис. 1, в, г). Можно проследить четкую зависимость между продолжительностью цикла и скоростью течений: чем больше скорость потока в точке, тем выше частота периодов. Есть основание считать, что выявленные гармоники обусловлены прохождением в потоке вихревых образований, а частоты характеризуют определенные размеры конкретных вихревых возмущений.

Приняв, что пик в спектре дисперсий отражает характерный временной масштаб (M_T) вихревого возмущения, по зависимости (3)

$$L = \sqrt{M_T}, \quad (3)$$

определяем линейный масштаб вихрей. Характерные размеры были нанесены на специальную диаграмму, которая представляет продольное сечение потока. Соединив затем точки с одинаковыми значениями линейного масштаба, получим изолинии, отображающие положение вихря в толще потока (рис. 2).

В потоке можно проследить две вихревые зоны. Одна расположена в его ядре (вихри размещаются между гребнями двух смежных гряд и имеют продольный размер, соизмеримый с длиной гряд). В среднем длина вихря в ядре потока составляет 3–4 глубины, отношение горизонтального размера к вертикальному 5,5–6,5. Другая зона охватывает подвалье гряды. Поперечные размеры вихря здесь лимитируются высотой гряды. В данном случае размер

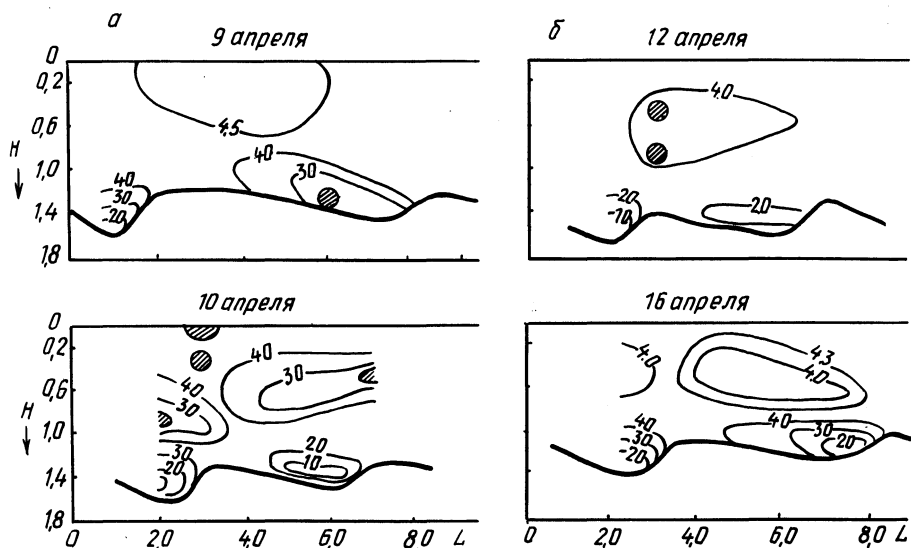


Рис. 2. Структура турбулентного руслового потока на пике (а) и спаде (б) половодья.

вихря по вертикали не превышает высоты гряды более чем на 10 см. Соотношения горизонтального и вертикального размеров примерно те же, что и у основного вихря.

Анализ спектров показывает, что, кроме гармоник с частотой 18–30 циклов за 100 с, в отдельных случаях можно проследить и колебания пульсаций, период которых достигает 50 с. По-видимому, в данном случае мы имеем дело с вихревыми образованиями размером в несколько десятков метров. Об этом же говорит и наличие значимых линейных трендов, выявленных в некоторых реализациях. Кроме автокорреляционных функций, нами был применен метод взаимного корреляционного анализа, с помощью которого изучались линейные статистические связи между пульсациями скоростей в соседних по вертикали точках.

Анализ материалов показал, что большинство смежных точек по вертикали имеют статистически значимые корреляционные связи. Исключение составляют точки, относящиеся к различным структурным образованиям в толще потока. Например, не коррелируют две соседние точки, если одна расположена в зоне вихря, а другая — в межвихревой зоне. Внутри вихря смежные точки имеют статистически значимые коэффициенты корреляции (0,25–0,35 при верхней доверительной границе 0,17–0,18).

Итак, практически во всех реализациях удалось выявить гармонические колебания, которые, как мы считаем, вызваны наличием в потоке вихревых образований. Однако есть ряд точек, где значимых циклов установить не удалось. Пять таких точек находятся внутри вихрей, одна расположена вблизи поверхности и две — в толще потока в межвихревом пространстве. Этот факт, во все не означает, что в данных точках отсутствуют циклические изменения пульсаций скорости потока. По-видимому, приборы оказались не в состоянии их зафиксировать. В некоторых точках, где не было установлено значимых циклов, отсутствовала и стационарность ряда.

Далее, нельзя вести речь о турбулентном потоке, не рассматривая такую характеристику, как интенсивность турбулентности. В нашем случае она выражается уравнением (4):

$$I = \sqrt{(\overline{v'_i})^2 / \overline{v}} = \sigma \overline{v'} / \overline{v}. \quad (4)$$

Анализ экспериментальных данных (табл. 2) показывает, что наибольшая интенсивность турбулентности наблюдается в точках потока, расположенных в пространстве, разделяющем две вихревые зоны. Из литературных источников (И.К.Никитин, 1963) известно, что максимальная интенсивность турбулентности имеет место на границе пограничного слоя. По аналогии с этим положением в турбулентном речном потоке в русле с грядовым дном также можно выделить слой, где скорости течения резко возрастают от нуля на стенке до значений, характерных для основной толщи потока. В рассматриваемых исследованиях наибольшие значения I имели место на границе этого слоя с внешним потоком. Если допустить, что толщина пограничного слоя при турбулентном режиме течения $\delta \sim l \text{Re}^{-0,2}$ (l — характерный размер потока), то станет ясно, что в русловом потоке, где проводились опыты, она составляет около 10 см. Примерно на этой же отметке от дна находятся наибольшие значения интенсивности турбулентности.

Таблица 2. Распределение осредненных скоростей и интенсивности турбулентности на глубине потока при спаде половодья

Глубина точки от поверхности потока, м	Осредненная скорость в точке измерения, м/с	Интенсивность турбулентности, м/с	Глубина точки от поверхности потока, м	Осредненная скорость в точке измерения, м/с	Интенсивность турбулентности, м/с
1	2	3	4	5	6
Подвалье					
H = 1,3			0,60	0,92	0,14
0,06	1,02	0,13	0,71	0,79	0,20
0,19	1,02	0,12	0,82	0,81	0,18
0,33	1,00	0,098	0,93	0,71	0,19
0,46	1,01	0,097	1,04	0,71	0,15
				Подвалье	
0,60	0,87	0,14	H = 1,28		
0,73	0,92	0,13	0,06	1,01	0,14
0,87	0,78	0,18	0,18	1,02	0,14
1,00	0,81	0,15	0,30	1,02	0,088
1,15	0,58	0,19	0,43	0,99	0,12
1,27	0,34	0,29	0,56	0,95	0,13
Гребень					
H = 1,12			0,68	0,92	0,15
0,05	1,01	0,14	0,81	0,86	0,16
0,16	1,02	0,13	0,93	0,78	0,20
0,26	1,02	0,10	1,04	0,32	0,55
0,37	1,00	0,11	1,18	0,10	0,45
				Гребень	
0,48	0,96	0,12	H = 1,05		
0,59	0,92	0,13	0,05	1,05	0,13
0,70	0,79	0,18	0,15	1,05	0,13
0,80	0,81	0,16	0,25	1,06	0,081
0,91	0,71	0,13	0,35	1,04	0,084
1,02	0,71	0,16	0,45	1,04	0,11
Напорный склон					
H = 1,14			0,55	1,01	0,11
0,05	1,01	0,14	0,65	0,96	0,15
0,16	1,02	0,14	0,75	0,92	0,15
0,27	1,02	0,10	0,84	0,94	0,12
0,38	1,00	0,10	0,95	0,82	0,14
0,49	0,96	0,12			

Данные натурных исследований позволили получить уравнение (5):

$$M = 5,61I^{-0,28} - 5,50, \quad (5)$$

которое отражает зависимость масштаба турбулентности от ее интенсивности.

ЛИТЕРАТУРА

1. С ни щ ен ко Б.Ф., Кла вен А.Б., Кор чо ха Ю.М. Пространственный характер движения песчаных гряд и кинематика потока над ними. — Тр. ГГИ, 1972, вып. 190, с. 151–164.

ДЕФОРМАЦИИ РЕГУЛИРОВАННЫХ РУСЛ РЕК-ВОДОПРИЕМНИКОВ, ИХ ПРОГНОЗ И СПОСОБЫ ПРЕДУПРЕЖДЕНИЯ

Основной причиной деформации регулированных русел рек-водоприемников является воздействие на них природных факторов, в первую очередь русловых, фильтрационных, склоновых и дождевых вод. Наиболее распространены такие виды деформаций, как размывы русла, оползни и оплывание откосов, заиление и зарастание русла.

Дно русла, и особенно подводная часть откосов, в неустойчивых грунтах подвержены размыву русловым потоком на тех участках, где уклоны и, соответственно, скорости превышают значения, допустимые на размыв. Процесс размыва идет обычно в направлении увеличения ширины русла и уменьшения его глубины (рис. 1) до тех пор, пока не наступит равновесие между касательным напряжением потока и сопротивлением поверхностного слоя грунта размыву. Особенно неустойчивы к размыву мелкозернистые и пылеватые песчаные и супесчаные грунты; более устойчивы грунты, обладающие сцеплением: глины, суглинки, торфы. Откосы в надводной части могут размываться склоновым потоком, возникающим в период снеготаяния и дождевых ливней. Достаточной защитой откосов от дождевой эрозии (при упорядоченном отводе притекающих со стороны поверхностных вод) является создание на их поверхности устойчивого травяного покрова. Предупреждение размывов, вызываемых русловым потоком, достигается созданием в русле допустимых на размыв уклонов и скоростей (обеспечение статистической устойчивости русла); приданием ему оптимальных морфометрических параметров (средней глубины H_c и ширины B по верху), при которых русло находится в динамически устойчивом состоянии; применением соответствующих конструкций креплений.

В связи с созданием осушительно-увлажнительных систем, а также для целей рекреации многие реки оборудованы водорегулирующими сооружениями (шлюзами), насосными станциями и водоаккумулирующими емкостями. Это позволяет поддерживать необходимые и достаточно высокие уровни воды в реках в вегетационный период с использованием их не только как водоприемников, но и как водоисточников. Однако такие реки работают в условиях переменного уровня воды в русле во время сброса и через водовыпуски подпорных сооружений, откачки насосными станциями или при пропусках из водохранилищ. Для предупреждения местных размывов в нижнем бьефе, а также оплывания откосов под воздействием гидродинамического давления неустановившегося фильтрационного потока необходимо поддерживать соответствующий режим работы станций и эксплуатации сооружений, обеспечивающий допустимую скорость снижения уровня воды в русле.

Заиление русел происходит в определенных условиях при: размывах откосов и берегов (смытый с откосов грунт откладывается на дне русла); скоростях течения воды в русле менее допустимых на заиление; значительном

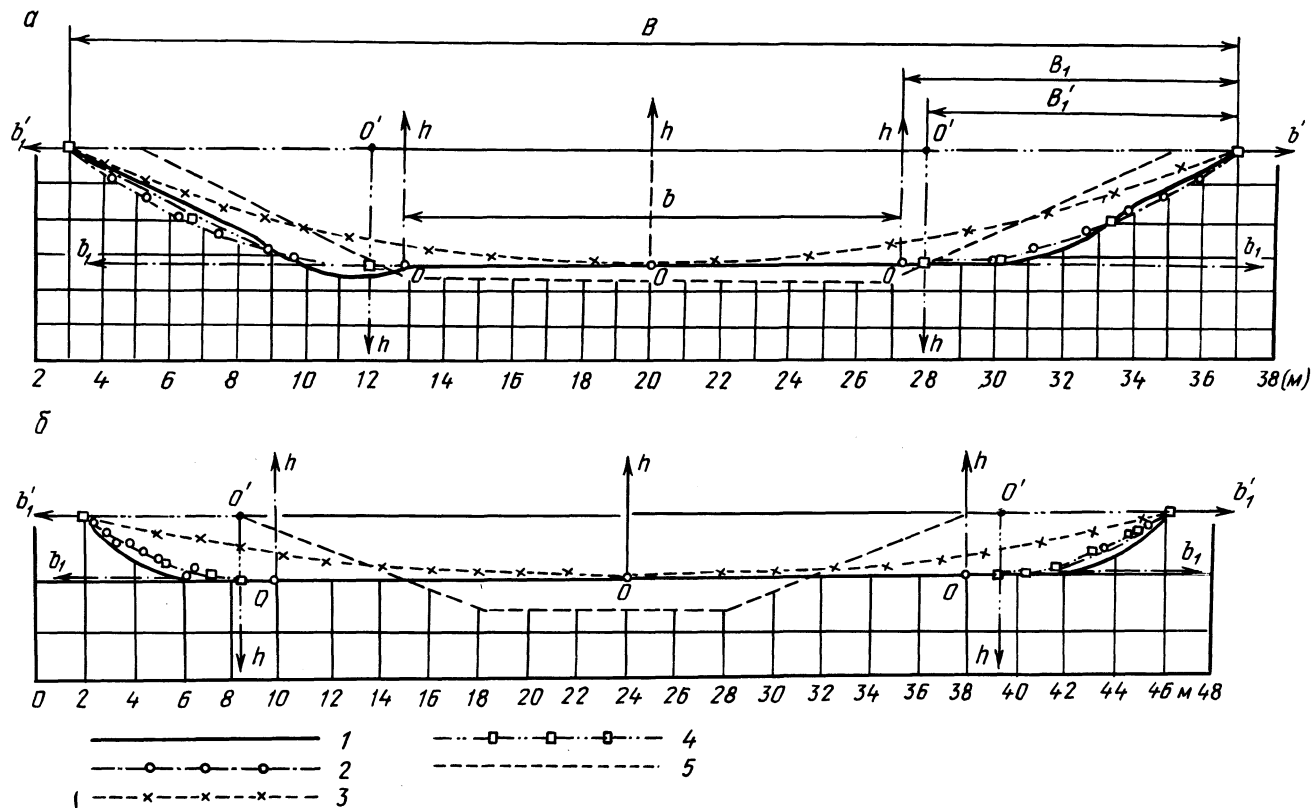


Рис. 1. Поперечные сечения регулированных русел рек-водоприемников:

а — р. Оресса, ПК 76; б — р. Лань, ПК 151: 1 — измеренный профиль после стабилизации русла; 2 — параболическая кривая по расчетному уравнению (7); 3 — то же по каноническому уравнению при $r = v^2/8H$; 4 — косинусоида по уравнению (11); 5 — проектный профиль русла.

уменьшении уклона дна; внезапном увеличении живого сечения и т.д.

Для предупреждения заиления русл необходимо:

обеспечивать надлежащую устойчивость откосов и берегов;

создавать в руслах скорости, соответствующие "незаиляющим";

обеспечивать одинаковую по всей длине (или несколько возрастающую вниз по течению) транспортирующую способность потока;

намечать преимущественно луговое использование прилегающей в водотоку территории, а вдоль рек-водоприемников и крупных каналов сохранять существующие или создавать новые лесо-кустарниковые полосы, защищающие их от склоновой, водной и ветровой эрозий;

осуществлять надлежащий технический уход за водотоками в процессе их эксплуатации с периодической очисткой русл от наносов;

сооружать (при необходимости) устройства наносоловителей в зонах подпора, местах резких уширений русл, переломов уклонов с большего на меньший;

в местах слияния потоков впадающий канал сопрягать с принимающим каналом под углом $\alpha = 20-60^\circ$ (так как при $\alpha > 60^\circ$ имеют место большие подпоры, а при $\alpha = 90^\circ$ они достигают максимального значения, в результате чего наблюдается наибольшее отложение наносов).

Зарастание русла, вызывающее резкое снижение его пропускной способности, происходит, как правило, в местах заиления, где ил содержит питательные вещества для растений, так как русла проложены в низинных торфяных грунтах, пойменных аллювиальных отложениях, супесях и суглинках. Предупредить зарастание русла можно путем создания в нем средних скоростей течения воды, при которых наблюдается движение донных наносов.

Оценка устойчивости к размыву незакрепленного русла может производиться исходя из двух условий: 1) сохранения придонного проектного профиля практически без всяких его деформаций (создания русла статического или близкого к нему равновесия); 2) формирования русла динамического равновесия, характеризующегося наличием в русле допустимых обратимых деформаций (первоначально заданный профиль может несколько трансформироваться, если он отличается от равноустойчивого). Могут также происходить изменения русловых образований по отдельным периодам и сезонам; однако при этом основные гидрометрические параметры русла — ширина по верху B и средняя глубина $H_c = \frac{\omega}{B}$ (ω — площадь живого сечения при руслоформирующем расходе Q) практически остаются неизменными, обеспечивая в пределах заданной точности пропускную способность русла.

По первому условию рассчитывают русла трапецидального профиля, имеющие обычно глубину $H \leq 3-3,5$ м и максимальный расчетный расход воды $Q \leq 20-30$ м³/с. Устойчивость такого профиля определяется в первую очередь устойчивостью откосов, которые по сравнению с дном сильнее подвержены размывающему действию потока. Устойчивость русл с закрепленными откосами определяется сопротивляемостью дна размыву. Поэтому прогноз устойчивости такого профиля необходимо производить раздельно, исходя из устойчивости откосов и дна русла.

Для составления уравнения предельного равновесия откоса в подводной зоне (рис. 2) используем метод влекущей силы, предложенный в работе

[1], который является в значительной степени приближенным. Недостаточно изученными в нем являются характер распределения удельной влекущей силы потока (касательных напряжений) $\tau_{от}$ по откосу, а также учет физико-механических свойств грунта. По предложению Г.В.Васильченко [2], примем максимальные продольные касательные напряжения $\tau_{от}$ пропорциональными косинусу угла α заложения откоса (эта пропорциональность доказывается

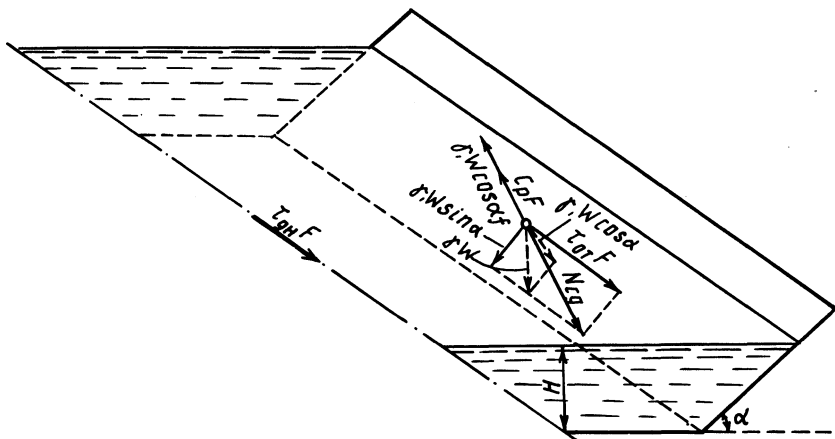


Рис. 2. Схема действия сил на элемент грунта в подводной зоне откоса.

также теоретически в работе [1]), а влияние соотношения размеров поперечного сечения b/H (b — ширина русла по дну, м; H — глубина наполнения русла при руслоформирующем расходе, м) на $\tau_{от}$ выразим приближенно по данным [1], аппроксимируя зависимостями для коэффициентов, соответственно для откоса ψ и дна ψ_1 :

$$\left. \begin{aligned} \psi &= 0,8 + 0,1 \sqrt{\frac{b}{H}} \text{ при } \frac{b}{H} \leq 4; \quad \psi = 1 \text{ при } \frac{b}{H} > 4; \\ \psi_1 &= 0,550 + 0,265 \sqrt[3]{\frac{b}{H}} \text{ при } \frac{b}{H} \leq 4; \quad \psi_1 = 1 \text{ при } \frac{b}{H} > 4. \end{aligned} \right\} (1)$$

Тогда расчетные значения максимальной удельной влекущей силы на откосе

$$\tau_{от} = \psi \gamma_0 H l \cos \alpha,$$

на дне

$$\tau_{дн} = \psi_1 \gamma_0 H l,$$

где γ_0 — плотность воды; H, l — соответственно глубина и уклон руслоформирующего потока.

С учетом сил взвешивания грунта водой, внутреннего трения и сцепления грунта при разрыве в воде (по А.Ф.Печурову [3]) суммарная сила $N_{\text{сд}}$, сдвигающая элемент (объем W , площадь проекции F) грунта на откосе (см. рис. 2) :

$$N_{\text{сд}} = \sqrt{W^2 \gamma_1^2 / (1 + m^2) + \psi^2 \gamma_0^2 H^2 l^2 m^2 / (1 + m^2) F^2}.$$

Удерживающая сила $N_{\text{уд}}$ определится как сумма сил трения и сцепления грунта в воде:

$$N_{\text{уд}} = W \gamma_1 f m / \sqrt{1 + m^2} + C_p F,$$

где γ_1 – плотность (объемная масса) грунта во взвешенном водой состоянии, $\gamma_1 = (\gamma - \gamma_0) (1 - n)$; γ – плотность частиц грунта; n – пористость грунта в долях единицы; m – коэффициент заложения откоса, равный $\text{ctg } \alpha$; f – коэффициент внутреннего трения грунта в воде; C_p – расчетное сцепление грунта при разрыве в воде.

Приравнявая сдвигающие и удерживающие силы и учитывая $W/F = d$, после преобразований и допущений, что множитель при сцеплении $\sqrt{1 + 1/m^2} \approx 1$, получаем приближенное уравнение равновесия:

$$\psi \gamma_0 H l = \gamma_1 d \sqrt{f^2 - 1/m^2} + C_p / \gamma_1 d (2f + C_p / \gamma_1 d), \quad (2)$$

где d – расчетный диаметр частиц грунта, для песчаных грунтов принимают равным d_{85} (диаметру частиц, мельче которых в грунте содержится 85 % по массе, – крупная фракция), m ; для глинистых грунтов – размер агрегатов, равный, по Мирцхулаве, $d = 0,003 - 0,004$ м.

Из уравнения (2) критерий устойчивости откоса η_y выражается следующим образом:

$$\eta_y = \frac{\gamma_1}{\psi \gamma_0} \frac{d}{H l} \sqrt{f^2 - 1/m^2} + C_p / \gamma_1 d (2f + C_p / \gamma_1 d); \quad (3)$$

максимально допустимый на размыв откоса уклон $l_{\text{доп}}$ руслоформирующего потока:

$$l_{\text{доп}} = \gamma_1 / \psi \gamma_0 \frac{d}{H} \sqrt{f^2 - 1/m^2} + C_p / \gamma_1 d (2f + C_p / \gamma_1 d),$$

для несвязных грунтов (при $C_p = 0$) :

$$\eta_y = \frac{\gamma_1}{\psi \gamma_0} \frac{d}{H l} \sqrt{f^2 - 1/m^2}; \quad (3a)$$

$$l_{\text{доп}} = \frac{\gamma_1}{\psi \gamma_0} \frac{d}{H} \sqrt{f^2 - 1/m^2}. \quad (4a)$$

Полученные зависимости (3)-(4 а) уточняют расчеты устойчивости трапецидальных русел по сравнению с ранее предложенными нами [4] формулами и применимы в более широком диапазоне изменения коэффициента $m > 1$. В отличие от формул, приведенных в работе [5], они учитывают влияние парамет-

ров m и b/H поперечного сечения на удельную влекущую силу и более точно отражают действие сил сцепления.

Рассматривая предельное равновесие элемента грунта на дне русла, получаем критерий устойчивости дна $\eta_{кр}$ и максимально допустимый на размыв дна уклон $l_{кр}$ руслоформирующего потока:

$$\eta_{кр} = \frac{\gamma_1 df + C_p}{\psi_1 \gamma_0 H l}, \quad l_{кр} = \frac{\gamma_1 df + C_p}{\psi_1 \gamma_0 H}.$$

Исследования, проведенные лабораторией регулирования водоприемников БелНИИМиВХ [3, 6 и др.], показывают, что откосы, а следовательно, и поперечное сечение русла устойчивы к размыву и зарастанию при $\eta_{доп} \geq 1$ или при $l \leq l_{доп}$. Соответственно, дно будет устойчивым при $\eta_{кр} \geq 1$ или при $l \leq l_{кр}$.

По указанному выше второму условию оценивают динамическую устойчивость русла методом подобия по так называемым морфометрическим зависимостям, которые получены в результате обобщения продолжительных наблюдений за развитием русловых процессов в той или иной группе водотоков, объединенных общими характерными признаками (географические зоны, генетические группы грунтов, размеры водотоков). Для естественных рек применяют зависимости С.Т.Алтунина, М.А.Великанова, В.А.Знаменского и др.

Применительно к регулируемым путем спрямления руслам рек-водоприемников, проходящим в песчаных грунтах с расходом воды $Q \geq 20 \text{ м}^3/\text{с}$, рекомендуются полученные нами ранее [6] морфометрические зависимости для определения ширины по верху B и средней глубины H_c динамически устойчивого русла:

$$B = l^{1/7} \left(\frac{Q}{C} \right)^{4/7} \left(\frac{\lambda_c \gamma_0}{\gamma_1 df + C_p} \right)^{3/7}; \quad (5)$$

$$H_c = \frac{1}{l^{3/7}} \left[\frac{Q (\gamma_1 df + C_p)}{\lambda_c \gamma_0 C} \right]^{2/7}, \quad (6)$$

где l , Q — соответственно уклон и расход руслоформирующего потока (расчетный максимальный расход); λ_c — коэффициент стабилизации русла (безразмерный) (его среднее значение для регулированных русел рек с расходом $Q = 20\text{--}50 \text{ м}^3/\text{с}$ найдено равным 7 и для $Q = 50\text{--}100 \text{ м}^3/\text{с}$ 6,2 при расчетном диаметре $d = d_{85}$ (крупная фракция); численное значение λ_c можно приближенно принимать равным $Q^{0,42}$, используя в качестве расчетного $d = d_{50}$ (d_{50} — средний диаметр частиц грунта). Скоростной коэффициент C для рек, формирующихся в песчано-гравелистых отложениях (при отсутствии данных измерений), можно определять приближенно по экспериментальной формуле А.Д.Альтшуля; $C = 14,8/l^{1/6} - 26$.

При заданных уклоне l и расходе Q по зависимостям (5, 6) возможно прогнозировать размеры русла B и H_c , при которых будут обеспечены его пропускная способность и динамическая устойчивость в определенных грунтовых условиях.

Натурные наблюдения показывают, что регулированные русла динамического равновесия в песчаных грунтах имеют обычно параболический профиль со вставкой, близкой к горизонтальной, при $Q \geq 20-30 \text{ м}^3/\text{с}$ (см. рис. 1). Текущие ординаты ветви b_1 (при соответствующих h) параболы с началом координат в ее вершине находят из уравнения $b_1 = \sqrt{2\rho h}$, где ρ — параметр параболы, определяемый из условия устойчивости откоса в верхней точке сечения по формуле

$$\rho = 2Hm^2, \quad m \geq \frac{1}{f + C_p / \gamma_1 d}.$$

Для несвязных грунтов ($C_p = 0$) $m \geq 1/f$. С учетом значения ρ уравнения устойчивости параболы принимают вид

$$b_1 = \frac{2}{f + C_p / \gamma_1 d} \sqrt{Hh}, \quad (7)$$

при $C_p = 0$

$$b_1 = 2/f \sqrt{Hh}. \quad (8)$$

Задаваясь рядом значений h в пределах от 0 до H , по (7) или (8) получаем соответствующие им значения b_1 , изменяющиеся от 0 до B_1 . Длина донной вставки $b = B - 2B_1$.

Площадь параболического сечения с донной вставкой, определяемая по формуле

$$\omega = H(4/3B_1 + b), \quad (9)$$

равна площади, получаемой из расчета по морфометрическим зависимостям, т.е. $\omega = BH_c$.

Из формулы (7) при $h = H$ получаем $b_1 = B_1$; с учетом значения $m, B_1 = 2mH$, $b = B - 4mH$. Подставляя B_1 и b в формулу (9), получаем уравнение $4/3mH^2 - BH + \omega = 0$, из которого можно определить значение максимальной глубины русла H (при известной площади $\omega = BH_c$):

$$H = \frac{B - \sqrt{B^2 - \frac{16}{3} m\omega}}{8/3 m}. \quad (10)$$

Натурные наблюдения показали хорошую сходимость расчетного профиля и стабилизированных сечений регулированных русел рек. Для примера на рис. 1 показаны характерные профили рек Орессы и Лани. Небольшое отклонение от измеренного профиля дает также косинусоида, уравнение которой с началом координат, отстоящим от уреза воды на расстоянии B'_1 (см. рис. 1), для несвязных грунтов, по В.Т.Чоу [1], имеет вид $h = H \cos\left(\frac{f}{H} b'_1\right)$, (11), где угол над знаком косинуса измеряется в радианах. Ширина B'_1 рассчитывается из (11) при $h = 0$, т.е. $B'_1 = H\pi/2f$.

Профиль, рассчитанный по каноническому уравнению параболы с параметром ρ , который определяется непосредственно из этого уравнения, т.е. $\rho = B^2/8H$, значительно отклоняется от измеренных в натуре сечений.

Для защиты откосов и дна русла от размыва их крепят часто наброской (пригрузкой) из сыпучих крупнозернистых материалов (щебня, гравия, камня и т.п.). Средний диаметр D_{50} зерен материала наброски (пригрузки) назначают из условия недопущения подвижки ее отдельных зерен под действием руслового потока: для откоса $D_{50} = \frac{10\psi H I}{\sqrt{f_n^2 - \frac{1}{m^2}}}$; для дна $D_{50} = \frac{10\psi_1 H I}{f_n}$,

где f_n — коэффициент внутреннего трения материала наброски: для сортированных щебня и гравия $f_n = 0,9-1,0$, гравийно-песчаных смесей $0,75-0,9$, каменной наброски $1,0$; ψ и ψ_1 определяют по выражению (1).

Для песчаных незакрепленных откосов допустимую скорость $v_{сн.д}$ снижения уровня воды в русле (бьефе сооружения) можно приближенно определить по формуле, аппроксимирующей полученную нами ранее точную зависимость [7]:

$$v_{сн.д} = \frac{6Kmh_{вд}^2}{\mu(m+0,5)^2(h_{сн} - h'_{вд})h_{сн}}, \quad (12)$$

где K, μ — соответственно коэффициент фильтрации и водоотдача (в долях единицы) грунта; $h_{сн}$ — заданная высота снижения уровня воды; $h'_{вд}$ — допустимая высота высачивания грунтовых вод на откос при неустановившейся фильтрации;

$$h'_{вд} = \frac{600[\gamma_1 d_{90}(mf-1) + mC_p]}{\gamma_0}.$$

Здесь d_{90} — диаметр частиц крупной фракции грунта.

В формуле (12) сохраняется принцип размерностей и поэтому K и $v_{сн.д}$ выражаются в одинаковых размерностях, например в м/ч. Водоотдача минерального грунта может быть определена по формуле Эркина, которая при размерности K в м/ч имеет вид:

$$\mu = 0,275 \sqrt{K} \sqrt[3]{h_{сн}}.$$

Применение приведенных выше расчетных зависимостей для оценки устойчивости русел и прогноза их деформаций позволит проектировать устойчивые к размыву и заилению регулируемые русла рек-водоприемников.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ч о у В.Т. Гидравлика открытых каналов: (перевод с англ.) М., 1969. — 464 с.
2. В а с и л ь ч е н к о Г.В. Расчет неразмываемых откосов инженерных сооружений без крепления. НТИ Минводхоза БССР. — Минск, 1979, № 10, с. 17—20.
3. П е ч к у р о в А.Ф. Основы проектирования водоприемников и каналов осушительно-увлажнительных систем. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, вып. 2, 1973, с. 374—414.
4. М и х н е в и ч Э.И. Новые типы крепления мелиоративных каналов. — Минск, 1978. — 128 с.
5. Б е л ь е в А.Н. Оценка допустимых скоростей на размыв для мелиоративных водоприемников и каналов в несвязных грунтах. — В кн.: Научные основы проектирования и строительства гидромелиоративных систем. Минск, 1981, с. 81—94.
6. М и х н е в и ч Э.И. Морфо-

метрические зависимости для расчета параметров устойчивых русл регулируемых рек-водоприемников.— В кн.: Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1980, с. 104—115. 7. М и х н е в и ч Э.И. Допустимая скорость снижения уровня воды в канале с незакрепленными песчаными откосами. — В кн.: Научные основы проектирования и строительства гидромелиоративных систем. Минск, 1981, с. 65—80.

УДК 627.8

В.Е.ЛЕВКЕВИЧ (ЦНИИКИВР)

ОСНОВЫ УПРАВЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЕЙ БЕРЕГОВЫХ СКЛОНОВ МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩ

Длина береговой линии водохранилищ Белоруссии (за исключением прудов) составляет около 1300 км [1]. Из них 1/4 — абразионные берега. При среднем значении линейной переработки берегов водохранилищ (приблизительно 20 м) площадь земель, изымаемых из сельскохозяйственного оборота, составляет около 5000 га. Развитие абразионных процессов вызывает активизацию так называемых вторичных отрицательных явлений (овражной эрозии, оползней, осовов, в некоторых случаях — суффозионного выноса), которые также способствуют увеличению площади отторгаемых земельных угодий.

Берегозащитные мероприятия требуют значительных капитальных вложений. Так, по данным Ю.Н.Сокольников [2], стоимость 1 км защищаемого берега в условиях крупных равнинных водохранилищ составляет 1—2 млн. руб. В условиях же малых водоемов этот показатель достигает 50,0 тыс. руб. (Заславльское водохранилище). Во многих случаях традиционные способы берегозащиты являются неоправданно дорогостоящими и малоэффективными [3].

В нашей республике эксплуатируется более 100 малых водоемов, а на стадии строительства и проектирования находится около 15—20 объектов. Строительство водохранилищ осуществляется, как правило, в обжитых густонаселенных районах республики.

Автором данной статьи на основе анализа и обобщения многочисленных натуральных и лабораторных исследований [4, 5] разработаны основы управления деформацией берегов проектируемых малых водохранилищ без применения инженерных конструкций. В основе методики управления процессом деформации абразионных берегов — следующие положения литодинамики береговой зоны и гидролого-морфологической теории берегового процесса [6]:

береговой процесс обладает инерционностью и изменчивостью. Инерционность заключается в сохранении основных черт переработки в период продолжительного отрезка времени, изменчивость — в потере свойств инерционности из-за наличия естественных причин;

указанный процесс протекает под воздействием большого количества факторов;

в связи с тем, что природа процесса стохастична, характеристики деформаций можно определять путем использования вероятностных методов;

береговой процесс на малых водохранилищах, в отличие от крупных, ограничен во времени;

профиль переработки абразионных берегов малых водохранилищ имеет ряд особенностей как в соотношении элементов, так и в форме профиля равновесия;

в условиях малых водохранилищ при наличии грунтов с повышенной неоднородностью наблюдается способность абразионного берега к самоукреплению.

Управление береговым процессом, обладающим свойствами инерционности, изменчивости, многофакторности и стадийности, сводится к тому, что переработку берегового склона можно изменять в направлении затухания либо активизации. Чаще всего служба эксплуатации заинтересована в скорейшем затухании разрушения берега.

Активно влиять на динамику процесса переработки возможно путем использования естественных свойств грунтов (в частности, гранулометрической неоднородности), а также характера процесса размыва волнением материала переработки. Для резкого затухания процесса переработки предусматривается механическое введение на профиль склона в определенный промежуток времени естественной песчано-гравийной смеси, размыв которой вызывает самоукрепление откоса.

В качестве добавки рекомендуется применять несвязные грунты с повышенной неоднородностью. В республике к грунтам этой группы, широко распространенным по всей территории, относятся четвертичные отложения, имеющие песчаные ($d_{50} = 0,25 - 1,0$ мм), гравелистые, галечниковые и валунные включения. При размыве такого грунта волновым потоком происходят вынос в акваторию водоема мелких песчаных включений и аккумуляция на поверхности профиля крупных гравелистых частиц, которые защищают склон от разрушения. Подобное явление самоотмоксти защищает береговой склон от разрушения и уменьшает период переработки. Это подтверждается натурными наблюдениями, выполненными на одном из водохранилищ республики (рис. 1).

С учетом свойств размываемых грунтов и особенностей динамики береговой зоны малых равнинных водохранилищ республики [6, 7] автором разработаны алгоритм и программа управления береговым процессом проектируемых водохранилищ "REGULPR" (алгоритмический язык ФОРТРАН). На рис. 2 приводится укрупненная блок-схема одного из модулей программы "REGULPR", использование которой обеспечивает оперативное управление процессом переработки с учетом гидрологических особенностей объекта, морфологического и геологического строения разрушаемого берега, свойств размываемых грунтов.

Управление береговым процессом предполагает несколько этапов, логически взаимосвязанных между собой: собственно прогноза, анализа результатов прогноза, выбора решения в зависимости от конкретных условий для торможения процесса.

Последовательность операций для выбора оптимального решения заключается в следующем. Пользуясь данными топосъемки, полевых изысканий,

проектных проработок, схемами и планами водохранилища, определяются предполагаемые участки разрушения берегов проектируемого водохранилища. Затем по описанию гидрологического режима объекта, форме диспетчерского графика колебания уровней в верхнем бьефе, амплитуде колебания уровней в безледный период ($\Delta H_{\text{бл}}$) устанавливается принадлежность водоема к одной из групп водохранилищ (либо к группе 1 ($\Delta H_{\text{бл}} > 0,5 \text{ м}$), либо к группе 2 ($\Delta H_{\text{бл}} < 0,5 \text{ м}$)). Выполнение этого требования обязательно, так как динамика процесса переработки во времени у отмеченных групп водоемов различна, что необходимо учитывать при прогнозе переформирований.

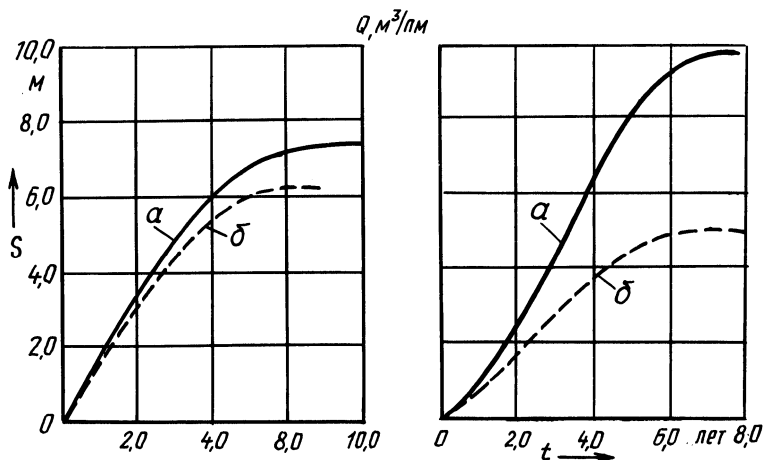


Рис. 1. Характеристики переработки берега водохранилища "Криницы", сложенного грунтами различной однородности: а — однородные, б — неоднородные, S — линейная переработка берега, м, Q — объем переработки, м³/м.

В дальнейшем с использованием результатов профильной съемки, аэрофотосъемки на выделенных участках предполагаемого разрушения предварительно типизируются и схематизируются расчетные профили. Возможны два варианта профиля: с террасой и обрывом (высота $H_6 > 0$) и пологой формы (характеристика уклона $i_6 > 0$).

Используя материалы геологических изысканий, лабораторных анализов проб грунта с участков размыва, можно определить гранулометрический состав грунта, его средний диаметр d_{50} , коэффициент неоднородности U.

В случае относительно однородных грунтов ($U < 5$) при необходимости назначаются варианты внесения материала на абрадируемый береговой склон с целью ограничения процесса размыва. При наличии грунтов с повышенной неоднородностью ($U > 5$) прогнозируется, а при необходимости и ограничивается размыв путем придания будущему устойчивому профилю очертания склона на стадии равновесия. Описанные положения выполняются независимо от того, к какой группе водоемов относится объект.

Остановимся подробнее на технологии, последовательности расчетов и обосновании мероприятий по управлению размывом берегового склона.

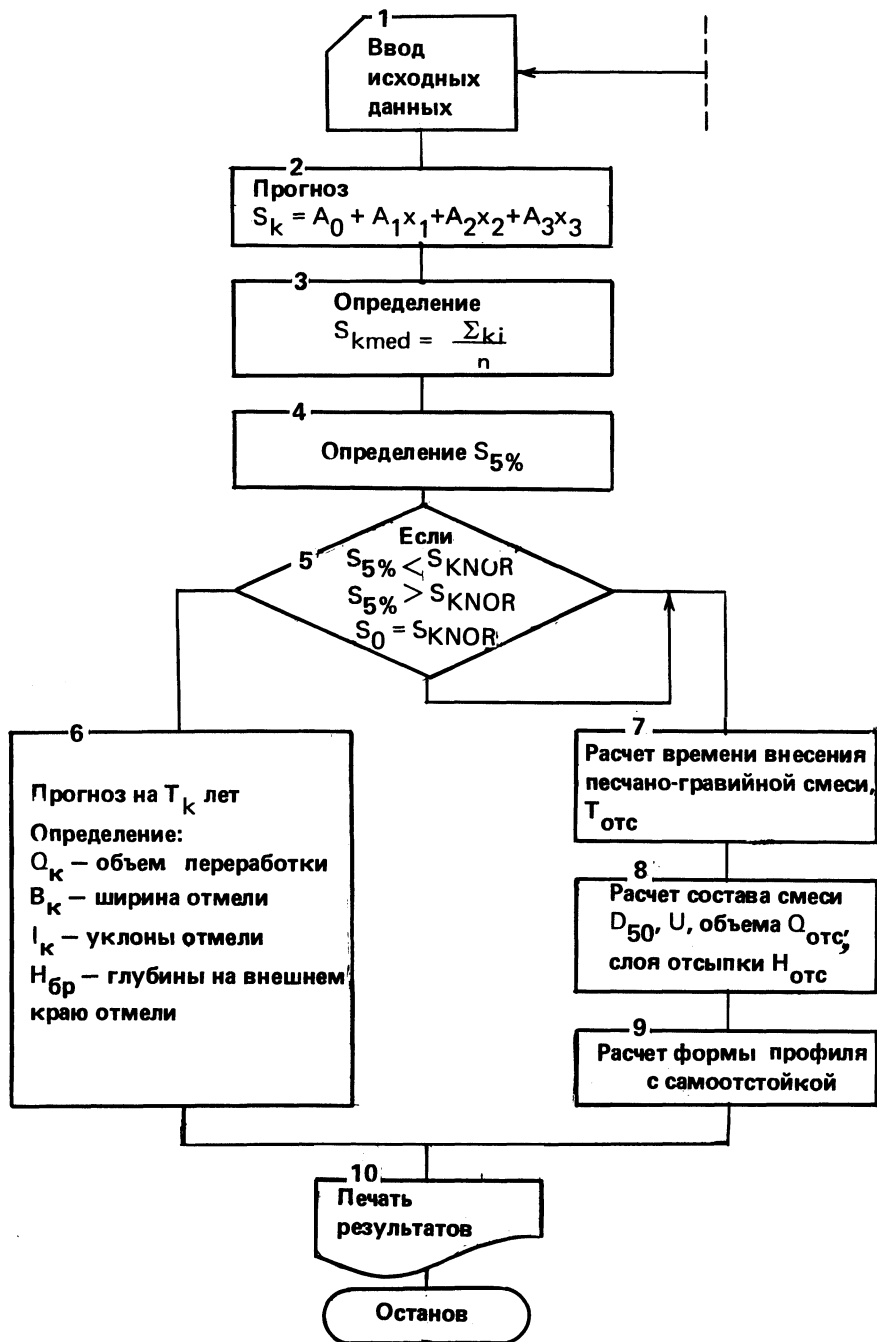


Рис. 2. Блок-схема модуля программы управления береговым процессом "REGULPR" проектируемого водохранилища.

В случае наличия грунта с $U > 5$ (см. рис. 2) прогнозируется линейная переработка надводной части профиля (S_k), причем только на конечную стадию процесса, соответствующую максимальным деформациям берегового склона. Для первой группы водоемов принято, что конечная стадия наступает через 15 лет, для второй — через 10 лет эксплуатации. Значения S_k определяются для каждого расчетного створа по ранее разработанным регрессионным моделям, учитывающим многофакторность процесса [9, 10] и неоднородность грунта. Из всей совокупности S_k по данному объекту находится среднее, медианное значение S_{KMED} :

$$S_{KMED} = \frac{S_{k_1} + S_{k_2} + \dots + S_{k_{ni}}}{n}, \quad (1)$$

где S_{k_i} — показатель линейной переработки на i -м створе; n — число расчетных створов. Зная по расчетным створам морфометрическую характеристику S_{KMED} , определяем по кривой обеспеченности значение 5%-ного размыва берегового склона $S_{5\%}$ и сравниваем это значение с нормированным значением S_{KNOR} , определяемым по работе [6]. В результате констатируется, что при $S_{5\%} < S_{KNOR}$ на участке переработки берегового склона не следует предусматривать мероприятия по управлению; при $S_{5\%} > S_{KNOR}$ на участке до заполнения водохранилища должны быть произведены выемка в начальном склоне (пологая форма берега) или насыпь (при террасовидной форме) шириной B_n и уклоном I_n в подводной части профиля, что соответствует равновесному устойчивому склону, покрытому самоотмосткой. В итоге определяются объемы выемки $Q_{\text{выем}}$ или отсыпки $Q_{\text{отс}}$ грунта с повышенной неоднородностью.

Когда профиль размываемого берега сложен из относительно однородного несвязного грунта, например песка ($U < 5$) (рис. 2), схема управления несколько видоизменяется, хотя расчеты, как и в случае неоднородного грунта, ведутся с определения S_{k_i} для каждого створа с последующим вычислением S_{KMED} и $S_{5\%}$. При $S_{KNOR} > S_{5\%}$ осуществляется полный прогноз переработки берега с расчетом всех элементов профиля с интерполяцией по годам. В противном случае, когда показатель линейной переработки превосходит нормированное значение ($S_{KNOR} \leq S_{5\%}$) или равен ему, предусматривается отсыпка на профиль абразионного берега песчано-гравийной смеси оптимального состава с включениями крупнозернистых фракций. Причем в составе грунтовой смеси содержание гравелистых частиц должно быть не менее 25% по объему.

Схема отсыпки зависит от принадлежности водоема к той или иной группе водохранилищ [8]: 1-я группа — отсыпка материала в зимний период (при пониженных отметках воды в верхнем бьефе) с последующим разравниванием его по профилю, 2-я группа — в любое время года. Время отсыпки назначается исходя из стадийности процесса переработки, но не ранее чем через 3–5 лет после начала эксплуатации водохранилища, т.е. при наличии в береговой зоне подводной части отмели.

В задачу инженерных расчетов при проведении этих мероприятий входят определение и подбор оптимального состава песчано-гравийной смеси и ее количества ($Q_{отс}$), расчет параметров самоотмостки: ширины $B_{отм}$, мощности $H_{отм}$, а также формы профиля равновесия, закрепленного крупнозернистым материалом.

В заключение следует отметить, что приведенные рекомендации и алгоритм управления береговым процессом могут найти широкое применение для условий Европейской части страны, где строятся малые водохранилища и имеются грунты с повышенной неоднородностью.

ЛИТЕРАТУРА

1. Широков В.М., Лопух П.С. Формирование берегов малых водохранилищ Белоруссии. — В кн.: Морфогенез на территории Белоруссии. — Минск, 1983, с. 71—81.
2. Сокольников Ю.Н. Инженерная морфодинамика берегов и ее приложения. — Киев, 1976. — 228 с.
3. Левкевич Е.М., Сапожников Е.Г. Из опыта эксплуатации креплений верховых откосов земляных плотин и берегов водохранилищ БССР. — В кн.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1977, вып. 7, с. 97—105.
4. Левкевич В.Е. Закономерности развития абразии берегов малых водохранилищ. — В кн.: Вопросы эксплуатации осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1983, с. 110—114.
5. Максимчук В.Л. Рациональное использование и охрана берегов водохранилищ. — Киев, 1981. — 112 с.
6. Пишин В.К., Экзарьян В.Н. Прогноз процесса формирования берегов водохранилищ. — М. — Л., 1979. — 112 с.
7. Левкевич В.Е. Лабораторные исследования деформаций берегов, сложенных грунтами с повышенной степенью неоднородности. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1984, вып. 14, с. 57—61.
8. Левкевич В.Е. Учет фактора неоднородности грунта при защите размываемых берегов водохранилищ. — В кн.: Мелиорация и водное хозяйство. Минск, 1981, вып. 11, с. 20—23.
9. Левкевич В.Е. Регрессионная модель процесса переработки берегов малых водохранилищ. — В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1982, вып. 13, с. 46—49.
10. Левкевич В.Е. Рекомендации по прогнозированию переработки абразионных берегов малых равнинных водохранилищ, сложенных несвязными грунтами. — Минск, 1984. — 40 с.

УДК 627.41

Е.М.ЛЕВКЕВИЧ, канд. техн. наук,
Н.В.СУРМА (БПИ)

МЕЛКОЯЧЕИСТОЕ ПОКРЫТИЕ ГРУНТОВЫХ ОТКОСОВ

В гидротехническом строительстве для защиты откосов земляных плотин, дамб, каналов, берегов рек и водохранилищ от разрушения применяются покрытия различных типов. Наиболее надежными считаются покрытия из железобетона—монолитные, сборно-монолитные и сборные [1—4]. На сравнительно малых объектах чаще применяются сборные покрытия, при устройстве которых плиты омоноличиваются в карты больших размеров или шарнирно соединяются между собой. При этом швы между ними остаются открытыми, и вода проникает под плиты [1, 2]. Сборные покрытия из железобетонных плит имеют более высокую надежность по сравнению с другими видами покрытий (асфальтобетонными, каменными) и позволяют широко применять индустриальные методы строительства. Тем не менее эти покрытия имеют ряд недостат-

ков: высокую стоимость по сравнению с монолитным покрытием за счет больших транспортных расходов; необходимость устройства надежных обратных фильтров; возможность их устройства только при производстве работ "насухо".

Иногда применяются сборные водопроницаемые покрытия из железобетонных плит, шарнирно соединенных между собой и имеющих сквозные круглые или щелевые отверстия [3, 4], а также покрытия из бетонных шестигранных блоков (шашек) с отверстиями (типа "пустобет"), которые укладываются на слой щебня или гравия [2, 4].

В покрытиях из блоков "пустобет" масса отдельных блоков ниже по сравнению с массой плит. Они обладают высокой водопроницаемостью, благодаря чему могут эффективно работать на фильтрующих откосах и при наличии продольных течений вдоль откоса. Однако в этом покрытии не исключены возможность выноса гравия через отверстия, последующие просадки отдельных блоков и, как следствие, разрушение всего покрытия на некотором участке. Кроме того, отсутствует связь между отдельными блоками и требуется высокая точность их изготовления.

Нами разработана конструкция покрытия из полых мелкоячеистых элементов (рис. 1), обеспечивающая защиту откоса от разрушения с меньшей затратой материалов и с достаточной надежностью по сравнению с охарактеризованными выше [5]. Покрытие предназначено для крепления откосов каналов, низконапорных земляных плотин и дамб, подвергающихся действию волн высотой до 0,8 м. Оно состоит из тонкостенных цилиндрических элементов, изготовленных из бетона, асбоцемента или керамики (внутренний диаметр $d = 5 \div 10$ см). Элементы располагаются перпендикулярно к поверхности откоса на слое, приготовленном из мелкого гравия или щебня, и соединяются между собой. Полости внутри элементов и между ними заполняются до половины их высоты тем же гравием или щебнем.

Преимущества предложенного покрытия состоят в том, что уменьшается в 2–3 раза расход цемента и металла; появляется возможность усиливать покрытие в процессе эксплуатации путем подсыпки гравия или щебня; увеличивается шероховатость покрытия, в результате чего уменьшается накат волны. Последнее в свою очередь позволяет уменьшить высоту покрытия откоса.

Для возможности практического использования предложенного покрытия были проведены лабораторные исследования. В их задачу входили проверка берегозащитных свойств покрытия и нахождение оптимальных соотношений между размерами элементов, составляющих покрытие, при которых достигается наибольший защитный эффект.

Исследования проводились в лаборатории в волновом лотке (12,0 x 0,32 x x 0,6 м). В последнем отсыпалась модель земляной плотины из среднезернистого песка (высота 0,5 м, ширина по гребню 0,3 м, заложение верхового откоса 1 : 3, низового — 1 : 2). На верховом откосе было уложено мелкоячеистое покрытие из элементов (внутренний диаметр $d = 1,2$ см, толщина стенок 0,2 см и высота $h_k = 3,6$ см). Перед началом каждого опыта внутренние полости элементов заполнялись доверху среднезернистым песком. Глубина воды в лотке 35,0 см. Опыты велись в нескольких волновых режимах: длина волны $\lambda = 100$ см, высота $h_b = 3,0; 6,0; 7,2$ и 10,0 см. Пологость волны $\lambda/h_b = 33-10$, относительный диаметр отверстий в элементах покрытия $d/h_b = 0,4-0,12$.

Опытные волновые режимы обеспечивали достоверность получаемых результатов в пределах рекомендуемой области применения креплений.

При заданном волновом режиме модель опытной плотины подвергалась действию волн до тех пор, пока не стабилизировалась поверхность грунта в элементах. В каждом опыте измерялись высота и длина волны, высота наката волны, глубина, на которую вымылся грунт из ячеек покрытия. По окончании ячейки снова заполнялись песком доверху, и опыт производился при новом волновом режиме.

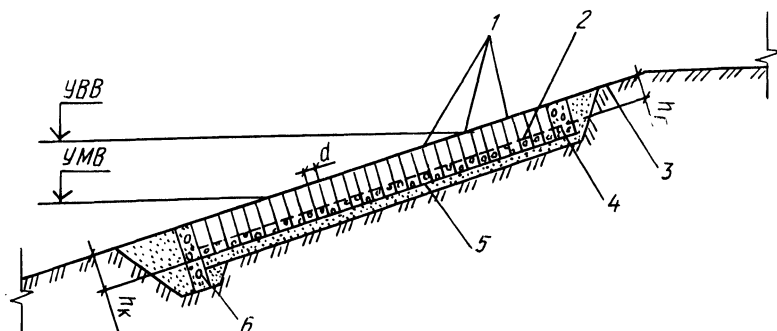


Рис. 1. Мелкоячейчатое покрытие:

- 1 — цилиндрические элементы $d = 7-10$ см, $h_k = 3$; 2 — заполнение гравием; 3 — посев трав или отсыпка из гравия; 4 — бетонный брус; 5 — подготовка из мелкого гравия или щебня; 6 — упорный брус.

В результате разрушения волны на откосе происходил вымыв некоторого количества грунта из полостей отдельных элементов. При этом профиль, образованный путем проведения огибающей через отметки поверхности грунта в полостях, отличался от профиля размыва неукрепленного откоса как по форме, так и по характеристикам (рис. 2, а).

Из рисунка следует, что на профиле размыва поверхности откоса с покрытием отсутствуют элементы, присущие профилю размыва неукрепленного откоса: береговая отмель, береговой вал, аккумулятивная призма и т.д.; форма профиля размыва-откоса с креплением-симметрична и в определенной степени напоминает воронку размыва под падающей струей, в которой ось симметрии находится несколько выше уреза воды. Нижняя граница размыва находилась примерно на одной глубине — 5,0 см. С увеличением высоты волны за счет надводной части увеличивалась область, в которой происходил вымыв грунта из элементов. Из рис. 2, а также следует, что наибольшая глубина вымыва грунта из элемента при определенной высоте волны значительно меньше глубины размыва неукрепленного откоса, находящегося в стадии равновесия. По данным опытов, наибольшая глубина вымыва грунта из полостей элементов не превышала двух диаметров: $h_r/d < 2$.

Таким образом, если принять соотношение между внутренним диаметром элемента и его высотой 1:3, то всегда в 1/3 элемента будет сохраняться грунт, т.е. покрытие надежно защитит откос от размыва. Если же элементы уложить

на подготовку из гравия и их полости частично заполнить этим же гравием, то надежность покрытия повысится.

На рис. 2, б приведены графики зависимости высоты наката волны от ее высоты ($h_n = f(h_b)$) для откосов, покрытых гладкими бетонными плитами и предлагаемым покрытием, а также графики зависимости суммарного объ-

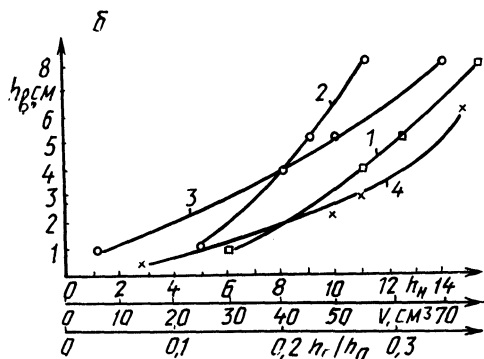
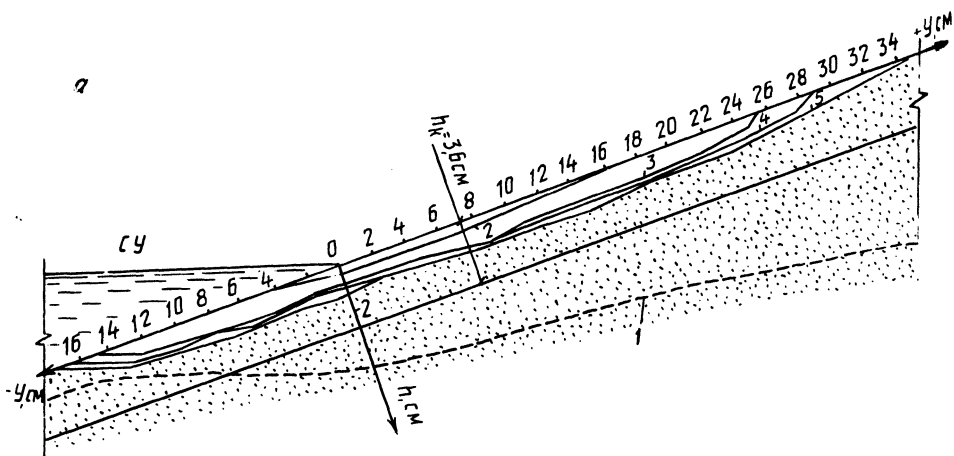


Рис. 2. Результаты экспериментов: а — профили равновесия опытных откосов после размыва: 1 — неукрепленного откоса при $h_b = 6,0$ см; 2—5 — откоса, покрытого мелкоячеистым покрытием — при $h_b = 3,0$; 6,0; 7,2 и 10 см; б — зависимости: 1—2 — высоты наката волны от высоты волны для откосов, покрытых гладким и мелкоячеистым покрытиями; 3, 4 — объема вымытого из ячеек грунта и относительной глубины размыва от высоты волны.

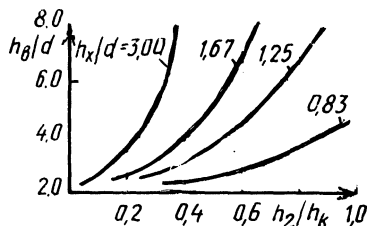


Рис. 3. Зависимости относительной глубины вымытого из ячеек грунта от относительного диаметра ячеек при различных h_k/d .

ема вымытого грунта из поверхности откоса ($V_r = f_1(h_b)$) и относительной глубины вымытого из ячеек грунта: $h_r/h_k = f_2(h_b)$, где h_k — толщина крепления.

При всех значениях опытных волновых режимов высота наката волны для предлагаемого покрытия существенно ниже, чем для откосов, покрытых бетонными плитами. Для нахождения оптимального соотношения d/h_{κ} , при котором грунт полностью не вымывается из внутренних полостей, на основании опытных данных вычислены относительные величины $h_{\text{в}}/d$ и $h_{\text{г}}/h_{\kappa}$ при $d = 1,2$ см и $h_{\kappa} = 3,6; 2,0; 1,5; 1,0$ см (соответственно $h_{\kappa}/d = 3,0; 1,67; 1,25; 1,0$). В результате нами построен график (рис. 3), позволяющий определять относительную глубину вымыва грунта из ячеек при различных соотношениях и назначать необходимую толщину покрытия по известному диаметру элементов.

Проведенные лабораторные исследования показали, что предложенное покрытие является достаточно надежным средством защиты откосов земляных гидротехнических сооружений от размыва.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ш а й т а н В.С. Проектирование креплений земляных откосов на водохранилищах. — М., 1962. — 215 с. 2. Ш а н к и н П.А. Расчет покрытий откосов гидротехнических сооружений. — М., 1961. — 293 с. 3. Г о д е с Э.Г., Ш а ш к о в С.А., Б а у м В.А. Укрепление берегов рек на заводских территориях. — Л., 1961. — 136 с. 4. П ы ш к и н Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1973. — 413 с. 5. А. с. № 954543 (СССР). Защитное покрытие грунтовых откосов/Е.М. Л е в к е в и ч, Н.В.С у р м а. — Опубл. в Б.И., 1982, № 32.

УДК 626.88

И.П.ВОПНЯРСКИЙ, канд. техн. наук,
А.Н.СИДОРОВ, А.В.МОЛОЧКО (БПИ),
В.В.ПЕТРАШКЕВИЧ, канд. техн. наук,
(Союзгипроводхоз)

ГИДРАВЛИКО-БИОЛОГИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТРОЙСТВА ДЛЯ ПРИНУДИТЕЛЬНОГО ОТВОДА РЫБЫ ОТ РЗУ

Авторами [1] предложено рыбоподъемное устройство для принудительного отвода рыбы (УПО) от рыбозащитного устройства (РЗУ) (рис. 1), включающее приемный отсек 1, в котором размещено приспособление для создания воздушно-пузырьковой завесы (воздушная камера 2 с отверстиями). Воздух в камеру 2 поступает от компрессора. В отсеке установлен наплавной затвор 8 с поплавком (водосливом) 9, способный перемещаться накатковых опорах по вертикали. Отметка гребня водослива наплавного затвора устанавливается на отметке уровня воды в водотоке и изменяется в соответствии с колебаниями уровня. Посредством рыбоотвода 3 УПО соединяется с РЗУ.

УПО работает следующим образом. При подаче воздуха в воздушную камеру 2 выходящие из ее отверстий пузырьки воздуха устремляются вверх. Личинки и молодь рыбы, поступающие по рыбоотводу 3, увлекаются водовоздушной смесью и через водослив попадают в водоток, т.е. происходит отвод рыбы от РЗУ без ее травмирования [1].

Лабораторные исследования велись как на отдельной модели УПО, так и в едином экспериментальном комплексе с РЗУ.

В первом случае модель УПО устанавливалась на выходе гидравлического лотка 4 (0,5 м х 9,0 м) и трубопроводом 3 (0,8 м), выполняющим функцию рыбоотвода от РЗУ и проходящим через отверстие в вертикальной стенке 5, соединялась с потоком в лотке (см. рис. 1). В вертикальной

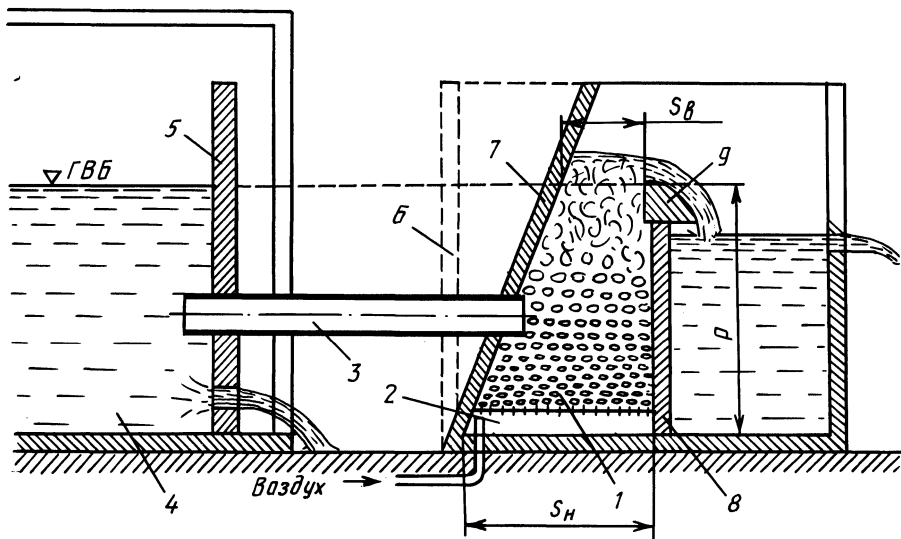


Рис. 1. Схема опытной установки.

стенке имелся ряд отверстий для регулирования уровня воды в лотке. В соответствии с принципом работы УПО отметка горизонта воды в лотке поддерживалась на уровне отметки гребня водослива наплавного затвора УПО. Подача воздуха в УПО регулировалась открытием крана, установленного на трубопроводе, который соединял воздушную камеру УПО и воздухоподводящую установку. Расход воздуха измерялся при помощи тарированной гидродинамической трубки, а расход воды, прошедшей через УПО, — весовым способом.

Исследования осуществлялись при наличии наклонной к горизонту тыльной стенки 7 приемного отсека УПО. Предварительные опыты показали, что при вертикальной тыльной стенке 6 [1] (на рис. 1 показана пунктиром) у затвора образуется циркуляционная зона с горизонтальной осью вращения, занимающая более трети объема отсека. Молодь рыбы, поступающая через рыбоотвод в приемный отсек УПО, попадала в водоворот и находилась в нем длительное время до выхода через водослив. Наклон тыльной стенки УПО приводил к устранению указанной циркуляционной зоны и улучшению характера движения в приемном отсеке — направленному и сосредоточенному выносу массы воды с молодь рыбы на водослив наплавного затвора.

С поступлением воздуха из воздушной камеры в приемном отсеке УПО повышается уровень воды, т.е. создается напор над гребнем водослива наплав-

ного затвора. При этом уровень воды перед водосливом становится выше уровня воды в лотке. Однако движение в рыбоотводе происходит в направлении к УПО за счет разности давлений столба воды в лотке и аэрированного столба воды (меньшей плотности) в приемном отсеке УПО.

Изменение угла наклона тыльной стенки приемного отсека в опытах проводилось при соотношении S_B (площади свободной поверхности воды в отсеке перед водосливом) к S_H (площади дна отсека) в диапазоне 0,50–0,03. На рис. 2 в качестве примера представлены результаты опытов по опреде-

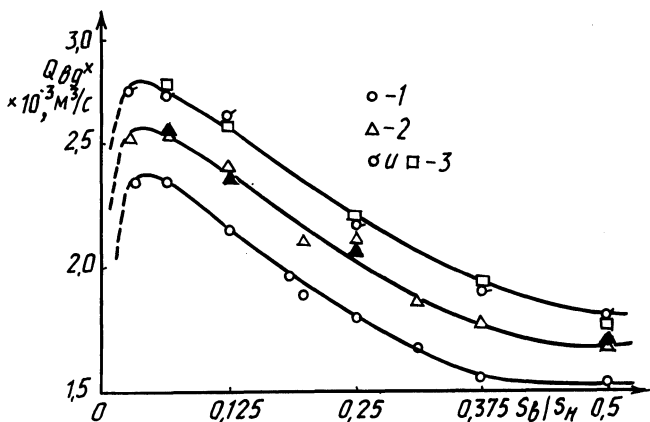


Рис. 2. Зависимость расходы воды в рыбоотводе при изменении угла наклона тыльной стенки:

$$1 - d_0 = 1 \cdot 10^{-3} \text{ м}; 2 - d_0 = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}; 3 - d_0 = 2 \cdot 10^{-3} \text{ м} \text{ и } d_0 = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

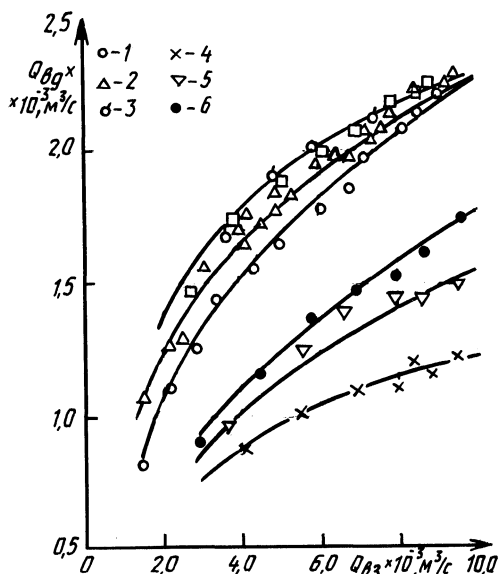
лению влияния отношения S_B/S_H на расход воды $Q_{в в}$ в рыбоотводе при постоянной подаче воздуха $Q_{вз} = 6,7$ л/с в воздушную камеру УПО. Кривые, построенные по опытными точкам на рис. 2, соответствуют разной перфорации воздушной камеры (диаметры отверстий $d_0 = 1,0; 1,5; 2,0$ и $2,5 \cdot 10^{-3}$ м). Для $d_0 = 1,5 \cdot 10^{-3}$ м приводятся опытные данные (заштрихованный треугольник) с числом отверстий в два раза большим.

Из рис. 2 следует, что с уменьшением отношения S_B/S_H до 0,05 при постоянном d_0 происходит увеличение $Q_{в в}$, затем $Q_{в в}$ уменьшается. При этом увеличение числа отверстий при постоянной подаче воздуха практически не сказывается на расходе воды в рыбоотводе. Это явление можно объяснить следующим образом. По многочисленным опытными данным [2], скорость всплытия пузырьков воздуха в воде составляет 0,25–0,30 м/с. В случае нестесненного их всплытия в соответствии с известной схемой имеет место взаимодействие движущегося тела и жидкости. Установлено, что при подъеме воздушного пузырька в воде его объем увеличивается. Следовательно, расстояние между пузырьками уменьшается. С уменьшением отношения S_B/S_H растет конфузурность потока, что приводит к еще большему сближению пузырьков. При этом их подъем сопровождается усилением взаимодействия

пузырьков и воды, увлекаемой с большей скоростью. Отметим здесь, что должна существовать оптимальная плотность расположения пузырьков воздуха в восходящем потоке, при которой увлечение воды становится максимальным. Как следует из рис. 2, в наших исследованиях этому соответствует конфузурность канала в случае $S_B/S_H = 0,05$. При дальнейшем сжатии выходного сечения сопротивление движению водовоздушного потока резко увеличивается, что приводит к значительным потерям энергии и, следовательно, к уменьшению скорости и расхода воды.

Характер кривых, соответствующих рис. 2, сохраняется и при других расходах воздуха. Исходя из результатов опытов, в целях увеличения $Q_{вд}$ в рыбоотводе без увеличения мощности воздухоподводящей установки можно было бы рекомендовать $S_B/S_H = 0,05$. Однако при этом площадь S_B уменьшается настолько, что ухудшаются условия прохода молоди рыбы через водослив наплавного затвора. Поэтому S_B/S_H целесообразно принимать $0,125-0,200$.

Результаты опытов с изменением d_0 (рис. 2) показывают, что при постоянном S_B/S_H $Q_{вд}$ в рыбоотводе увеличивается с ростом диаметра отверстий до $2 \cdot 10^{-3}$ м. В дальнейшем, когда $d_0 = 2,5 \cdot 10^{-3}$ м, расход остается постоянным. Объяснение этому следует искать в характере образования, частоте и диаметре воздушных пузырьков при истечении воздуха через отверстие воздушной камеры со скоростью 21,1 и 13,6 м/с при соответствующих диаметрах отверстий $2,0 \cdot 10^{-3}$ и $2,5 \cdot 10^{-3}$ м. Визуальные наблюдения показывают, что при увеличении диаметра отверстий объем отдельных воздушных пузырьков увеличивается, а частота их образования уменьшается. Можно предположить, что оптимальное расположение пузырьков воздуха, приводящее к наибольшей скорости водовоздушного потока, имело место при $d_0 = 2 \cdot 10^{-3}$ м.



На рис. 3 представлены результаты опытов по определению $Q_{вд}$ в рыбоотводе в зависимости от $Q_{вз}$ при различных d_0 для $S_B/S_H = 0,2$. Из рисунка следует, что с увеличением $Q_{вз}$ до 9 л/с повышается $Q_{вд}$. При $Q_{вз} > 9$ л/с значение d_0 не оказывает влияния на $Q_{вд}$. В этом случае все опытные точки оп-

Рис. 3. Зависимость расхода воды в рыбоотводе от подачи воздуха при $S_B/S_H = 0,2$. Обозначения 1-3 см. на рис. 2; 4-6 - результаты с изменением направлением выхода от рыбоотвода:

4 - вверх, 5 - вниз, 6 - с уменьшенной высотой водослива.

ределяют вид кривой $Q_{\text{вд}} = f(Q_{\text{вз}})$, которая должна асимптотически стремиться к $Q_{\text{вд}}^{\text{max}}$. Максимальный расход воды в рыбоотводе $Q_{\text{вд}}^{\text{max}}$ зависит от размеров УПО и соответствует максимальной скорости подъема водовоздушной смеси, в пределе не способной превысить скорость всплывания отдельных пузырьков (0,25–0,30 м/с).

На рис. 3 также приведены результаты опытов, в которых изменялось расположение выходного участка рыбоотвода, составлявшего некоторый угол с осью рыбоотвода и сориентированного: а) параллельно наклонной тыльной стенке приемного отсека вверх (кривая 4) и б) повернутым на 180° , т.е. под углом к наклонной стенке вниз, навстречу восходящему потоку (кривая 5). Из рис. 3 следует, что при одинаковой подаче воздуха в первом случае расход воды в рыбоотводе меньше, чем во втором.

Как показали опыты, расположение (а) создает направленный поток с малым растеканием по площади отсека, т.е. худшим взаимодействием с поднимающейся водовоздушной смесью. Кроме того, при таком расположении выходного участка слева и справа от рыбоотвода возникают водоворотные зоны. В них на поддержание циркуляционного движения затрачивается большая часть энергии поднимающихся пузырьков воздуха. При расположении (б) из-за соударений потоков происходит большее растекание выходящего из рыбоотвода потока и, следовательно, лучшее взаимодействие его с восходящими пузырьками воздуха, что приводит к увеличению расхода в рыбоотводе $Q_{\text{вд}}$. Как показывают результаты опытов (см. рис. 3), наибольшее увеличение расхода $Q_{\text{вд}}$ имело место при выходном сечении, нормальном к горизонтальному рыбоотводу (кривые 1, 2, 3). При проектировании натуральных УПО для лучшего взаимодействия потока, выходящего из рыбоотвода, с восходящим азириванным потоком, в целях увеличения расхода воды в рыбоотводе следует расширять его выходное сечение в приемном отсеке до ширины воздушной камеры. Однако при этом площадь сечения рыбоотводящего тракта должна оставаться постоянной для обеспечения необходимой скорости выноса молоди рыбы.

На рис. 3 приведены опытные данные (кривые 1, 2, 3) при высоте расположения гребня водослива от дна модели, равной $P = 0,65$ м (см. рис. 1). Там же представлены результаты (кривая б) по определению связи $Q_{\text{вз}}$ с $Q_{\text{вд}}$ при высоте $P = 0,40$ м. Как видно из рисунка, с уменьшением высоты P при постоянной подаче воздуха и $S_{\text{в}}/S_{\text{н}}$ расход воды в рыбоотводе уменьшается вследствие уменьшения угла наклона тыльной стенки, т.е. увеличения конфузорности водовоздушного потока, что приводит к ухудшению условий взаимодействия потока, выходящего из рыбоотвода, с поднимающимися пузырьками воздуха.

Исходя из результатов проведенных исследований, подтверждающих данные других авторов [2], увеличение мощности воздуходувной установки не всегда может привести к увеличению расхода воды в рыбоотводе, так как существует предел зависимости частоты отрыва пузырьков и расстояния между ними от величины подачи воздуха, а также, как было показано выше, невозможности достижения скорости подъема водовоздушной смеси скорости всплывания пузырьков воздуха. Все это имеет место при пузырьковом режиме истечения воздуха через отверстия в воду, что и заложено в идее исследу-

дуемой конструкции УПО. С увеличением подачи воздуха, а следовательно, и мощности воздуходувной установки дискретный пузырьковый режим переходит в режим динамического взаимодействия затопленной газовой струи с жидкостью.

Биологические исследования проводились на экспериментальном комплексе, включающем УПО и установку 2-конусного РЗУ (КРЗУ) с очистным устройством в виде вращающихся наклонных пластин, в соответствии с общепринятой методикой подобных исследований РЗУ. Как показали биологические исследования, молодь рыбы, ощущая импульсы противотока, создаваемые работой очистного устройства [3], стремительно, без задержек и травмирования проходит рабочую камеру КРЗУ и увлекается потоком воды в рыбоотвод. Поступив из рыбоотвода в приемный отсек УПО, молодь рыбы подхватывается водовоздушным потоком и через водослив наплавного затвора переносится во вторую камеру УПО. Прохождение молоди рыбы через исследованный комплекс РЗУ происходит практически без травмирования, что указывает на эффективность его работы.

Таким образом, проведенные исследования показали возможность и эффективность использования данного устройства для принудительного отвода молоди рыбы от РЗУ. Диаметр отверстий воздушной камеры при $d_0 > 2 \cdot 10^{-3}$ м не приводит к увеличению расхода воды в рыбоотводе, поэтому следует принимать d_0 не более указанной величины. В целях увеличения расхода воды в рыбоотводе без увеличения мощности воздуходувной установки и по условиям пропуска рыбы через водослив наплавного затвора отношение S_B/S_H можно принимать в пределах $0,125 \div 0,200$. Выход потока из рыбоотвода должен быть в горизонтальном направлении и рассеянным по площади приемного отсека. При конструировании подобных установок следует иметь в виду предел мощности воздуходувной установки и максимального расхода воды в рыбоотводе, ограничивающих работу УПО в пузырьковом режиме.

ЛИТЕРАТУРА

1. А.с. № 789062. Рыболодъемное устройство/Петрашкевич В.В. — Оpubл. в Б.И., 1980, № 47. 2. Кутателадзе С.С., Стырикович М.А. Гидродинамика газожидкостных систем. — М., 1976, с. 296. 3. Рыбозащитное устройство с импульсной струйной очисткой сетки/И.П.Вопнярский, Н.М.Варнаков, А.Н.Сидоров, А.В.Молочко. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 39—42.

А.Ф.АВДОНЬКИН, канд. техн. наук (БПИ),
Л.М.ФИЛИППОВ (БелГипроводхоз)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНУСНОГО ФИЛЬТРА ДЛЯ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ

В настоящее время на насосных оросительных станциях, подающих воду в дождевальные машины типа "Фрегат", "Волжанка", для очистки ее от механических загрязнений начинают использоваться конусные сетчатые струереактивные фильтры. Фильтр устанавливается на всасывающей трубе и состоит из заключенной в цилиндрический корпус конической сетки и расположенного внутри сетки очистного приспособления. Последнее включает полый вал, на котором параллельно боковым сторонам сетки закреплены распределительные трубы, обращенные отверстиями к внутренней поверхности сетки. Вал вращается за счет реактивной силы, действующей на распределительные трубы во время истечения из отверстий струй воды, промывающих сетку. Вершина сетки направлена навстречу потоку воды, текущей по всасывающей трубе. Между цилиндрическим корпусом и основанием сетки имеется кольцевая зона. Против нее на корпусе закреплен патрубком для вывода сора, смытого с сетки. Сор отводится струйным насосом с кольцевым соплом по напорному трубопроводу в водоисточник или на шламовую площадку. Сетка обычно изготавливается из сетчатого полотна (размер ячеек 2 x 2 мм). Пропускная способность фильтра достигает $1,5 \text{ м}^3/\text{с}$.

Основными достоинствами конусного фильтра являются простота и компактность конструкции, низкая стоимость изготовления, независимость работы от гидрологических особенностей водоисточника, небольшой расход воды на очистку сетки, низкое гидравлическое сопротивление [1, 2].

Однако этот фильтр имеет и существенные недостатки. Один из них заключается в том, что сор, попавший в кольцевое пространство, медленно выводится из него и накапливается в недопустимых количествах, вызывая нарушения работы и снижая надежность устройства. К другим ограничениям следует отнести невозможность визуального контроля за работой и состоянием фильтра, а также осуществления ремонта без демонтажа.

Все это определило необходимость создания конусного фильтра усовершенствованной конструкции (рис. 1). Основные его узлы: сетка, очистное приспособление, расположенное внутри сетки по ее оси, струйный насос с кольцевым соплом и соротводящий канал.

В отличие от существующих аналогичных конструкций, струйный насос в этом фильтре располагается против вершины сетки и связан с корпусом фильтра посредством раздвижных кронштейнов; распределительные трубы очистного приспособления снабжены насадками, установленными под острым углом к образующей сетки фильтра; вращение очистного приспособления обеспечивается гидродвигателем с регулируемой скоростью вращения. Конструкция струйного насоса позволяет достичь оптимального режима работы.

Фильтр присоединяется к концу всасывающего трубопровода (рис. 2) (например, передвижной насосной станции СНП 50/80) и опускается в воду

при помощи лебедки, которая монтируется на шасси станции. Во время работы станции вода проходит через фильтр, поступает во всасывающий трубопровод, получает в насосе необходимый запас энергии и направляется в напорный трубопровод, который подает воду различным потребителям (например, в дождевальную установку). Часть воды из напорного трубопровода по гибким шлангам подается соответственно в гидродвигатель, очистное приспособление и струйный насос. Шланги оснащены вентилями, которые позволяют регулировать расход воды и давление в упомянутых узлах, а также общим электромагнитным клапаном, предназначенным для прекращения подачи воды в перечисленные узлы.

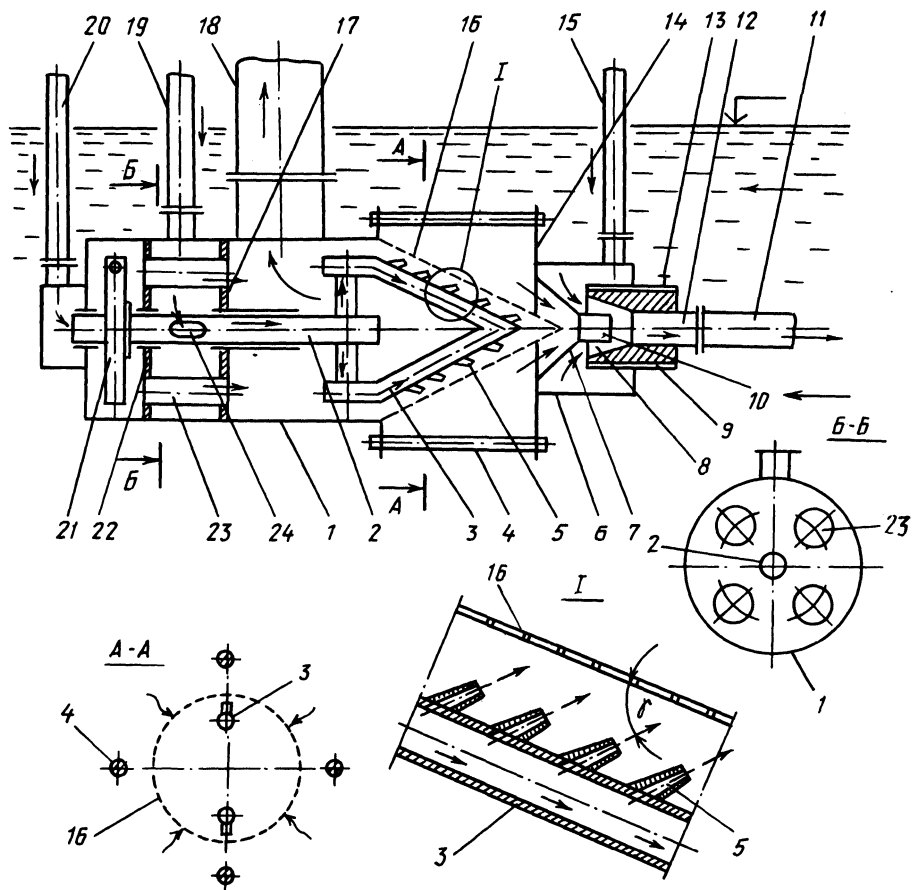


Рис. 1. Принципиальная схема конусного фильтра:

1 — корпус фильтра; 2 — полный вал; 3 — распределительные трубы; 4 — раздвижной кронштейн; 5 — насадок; 6 — корпус струйного насоса; 7 — приемная воронка; 8 — кольцевое сопло; 9 — направляющая; 10 — всасывающий патрубок; 11 — канал для отвода сора; 12 — камера смешения; 13 — винт; 14 — экран; 15, 19, 20 — шланги; 16 — сетка; 17 — перегородка; 18 — всасывающая труба; 21 — турбина гидродвигателя; 22 — перегородка; 23 — переточный канал; 24 — отверстие.

Частицы сора (листья, водоросли и т.п.), присутствующие в воде, задерживаются сеткой, напором воды прижимаются к ней и уменьшают площадь живого сечения. Восстановление пропускной способности сетки обеспечивается промывкой сетки струями воды, вытекающими под необходимым напором и с необходимой скоростью из насадков. Подача воды в очистное устройство и струйный насос производится периодически, по мере засорения сетки. Функцию контрольного устройства способно выполнять реле давления, устанавливаемое в полости корпуса фильтра. При уменьшении пропускной способности сетки давление внутри корпуса фильтра снижается и реле давления посылает электрический сигнал на электромагнитный клапан, обеспечивая его открытие.

Поскольку насадки установлены под острым углом к образующей сетки, струи воды не только смывают сор с нее, но и перемещают его в сторону вершины сетки, а затем в приемную воронку струйного насоса. Последний перекачивает сор в сторону от зоны водозабора. После восстановления пропускной способности сетки реле давления обеспечивает закрытие электромагнитного клапана и в результате — прекращение подачи воды в очистное устройство и струйный насос. В случае отсутствия реле давления при большой концентрации сора в воде водоема подача воды в очистное устройство и струйный насос производится непрерывно.

Описанный способ обеспечивает эффективную очистку сетки при минимальных расходах воды, что обуславливается рядом оптимальных геометрических и режимных параметров: расходом воды через распределительные трубы; расстоянием между концом насадка и сеткой; углом наклона насадка к

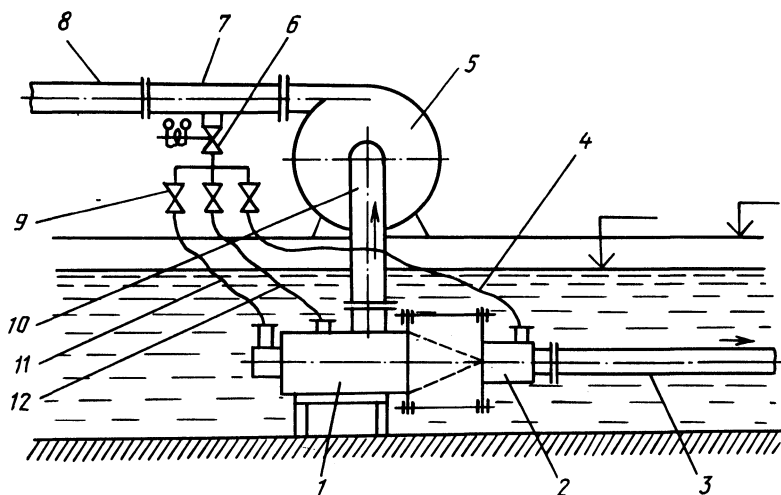


Рис. 2. Насосная установка с конусным фильтром:

- 1 — фильтр; 2 — струйный насос с кольцевым соплом; 3 — канал для отвода сора; 4, 11, 12 — гибкие шланги; 5 — насос; 6 — электромагнитный клапан; 7 — тройник; 8 — напорный трубопровод; 9 — задвижка; 10 — всасывающий трубопровод.

сетке; скоростью движения распределительных труб относительно сетки; расходом воды через всасывающий патрубок струйного насоса и др.

Проверка работоспособности фильтра и определение его основных характеристик осуществлялись на опытной модели со следующими геометрическими размерами: внутренний диаметр корпуса $D = 0,3$ м; диаметр сетки у основания $D_c = 0,3$ м; длина сетки $L = 0,362$ м, угол ее при вершине $\alpha = 45^\circ$, размер ячеек $(2 \times 2) \cdot 10^{-3}$ м; коэффициент живого сечения $K = 0,64$, площадь сетки $F = 0,183$ м²; внутренний диаметр канала для отвода сора $d_0 = 0,042$ м; количество распределительных труб $n = 4-6$ насадков — $m = 36$; диаметр сопла насадка $d = 1,8 \cdot 10^{-3}$ м; шаг между насадками $t = 0,01-0,02$ м; расстояние между концом насадка и сеткой $s = 0,01-0,015$ м; угол между насадком и сеткой $\gamma = 30^\circ - 60^\circ$.

Режимные параметры устройства в течение опытов изменялись в пределах:

Q_c — расход воды через сетку, равный $(6,7 \div 40,5) \cdot 10^{-3}$ м³/с; q_n — суммарный расход воды через насадки; $(0,65 \div 2,15) \cdot 10^{-3}$ м³/с; P — давление воды внутри распределительных труб и полости гидродвигателя: $(10^5 \div 1,5) \cdot 10^5$ Па; q_0 — расход воды через сороотвод; $(1,9 \div 4,7) \cdot 10^{-3}$ м³/с; q_r — расход воды через гидродвигатель: $(0,4 \div 1,05) \cdot 10^{-3}$ м³/с; v_n — максимальная скорость движения конца насадка относительно сетки: $0,35 \div 0,7$ м/с; $T = 0,68 \div 0,34$ с, где $T = 2\pi/n\omega$; v_c — средняя скорость струй на выходе из насадки: $8,73 \div 10,48$; v_m — максимальная скорость струй в местах контакта с сеткой: $3,75 \div 4,10$ м/с; ω — угловая скорость вращения вала очистного устройства, рад/с.

Максимальное время очистки сетки, площадь которой засорилась на 25 %, не превышало 10–80 с. Обеспечивался устойчивый отвод листьев площадью до 15,0 см² и стеблей трав длиной до 20–25 см. Сор, подведенный струями воды к приемной воронке струйного насоса, втягивался во всасывающий патрубок и отводился за пределы зоны расположения сетки. Скопления сора в приемной воронке или засорения сороотводящего трубопровода не наблюдались.

Максимальная эффективность работы очистного приспособления и сороотводящей системы имела место при следующих параметрах: $q_n/Q_c = 2,0-2,8$ %; $q_r/Q_c = 1,0 - 1,45$ %; $q_0/Q_c = 2,5-3,0$ %; $P = 1,5 \cdot 10^5$ Па; $n = 4$; $\gamma = 45^\circ$; $t = 0,02$ м; $s = 0,015$ м; $v_n = 0,35$ м/с; $T = 0,67$ с.

Значения параметров v_c и v_m соответствуют рекомендациям [3,4].

Гидравлические исследования позволили установить: разработанный фильтр имеет высокую надежность. Конструкция фильтра позволяет визуально проследить за его работой и состоянием, а также вовремя заметить и устранить возникающие неполадки. Поскольку фильтр закрепляется на конце всасывающей трубы, его монтаж и демонтаж не представляют сложности. В случае необходимости фильтр может выполнять и рыбозащитную функцию. Пропускная способность разработанного фильтра способна достигать 1,5–3,0 м³/с.

ЛИТЕРАТУРА

1. Назаров Т.Н., Солодкий А.Д. Гидравлические исследования конусного струереактивного фильтра. — Гидравлика и гидротехника. Киев, 1979, вып. 27. — 125 с.
2. Назаров Т.Н., Солодкий А.Ф. Исследование работы конусных сетчатых струереактивных фильтров. — В кн.: Сельскохозяйственное водоснабжение. Новочеркасск, 1979. — 121 с.
3. Опыт применения рыбовозащитных сооружений и конструкций на ирригационных насосных станциях. — М., 1967. — 62 с.
4. Рекомендации по проектированию рыбовозащитных устройств на водозаборах мелиоративных систем. — М., 1963. — 58 с.

УДК 626.8.002.5

М.А.ПОТАПЧИК, канд. техн. наук
(БелНИИМивХ)

ИЗМЕНЕНИЕ ГОДОВОЙ ВЫРАБОТКИ МЕЛИОРАТИВНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ МАШИН В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СРОКА ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Технико-экономические показатели использования машин зависят от многих факторов. Большинство нормообразующих факторов (нагрузка или объем работ, приходящийся на машину, организационно-технический уровень эксплуатации, обслуживания и ремонта), отражающих эксплуатационные свойства и закономерности старения машин, изменяются во времени. Эти изменения замедляют или ускоряют процесс изнашивания машин, что, соответственно, сказывается на показателях их использования. В этой связи периодически необходимо уточнять годовую выработку мелиоративно-строительных машин в зависимости от степени их износа.

В мелиоративно-строительных организациях БССР в настоящее время ведется сбор, обработка и анализ исходной информации о выработке и загрузке землеройных и мелиоративных машин. Полученные статистические данные тщательно анализируются. Перед математической обработкой статистической информации проверяется достоверность данных, резко отличающихся от средних показателей.

Закономерность изменения годовой загрузки и выработки машин в процессе их эксплуатации изучены для одноковшовых (390) и многоковшовых (135) экскаваторов, бульдозеров (395), корчевателей (230) всех возрастных групп, имеющих в мелиоративно-строительных организациях БССР. Сравнительно небольшой срок наблюдений (1979—1982 гг.) дает, однако, возможность получить исходные данные по использованию машин при относительно стабильных нормообразующих факторах. Количество машин в каждой возрастной группе не менее 20.

Анализ показывает, что с увеличением срока эксплуатации машин годовая выработка и загрузка их постепенно уменьшаются (рис. 1). Основная причина — постепенное нарастание износа машин и снижение коэффициента технической готовности. С каждым годом эксплуатации увеличиваются простои машин по техническим неисправностям, возрастают количество и сложность ремонтов.

Зависимость изменения годовой выработки машин от их возраста, как следует из рис. 1, можно аппроксимировать линейной функцией

$$P_i = P_0 K_{\text{выр}} [1 - \alpha (T_i - 1)], \quad (1)$$

где P_i — выработка машины в i -й год ее эксплуатации; P_0 — выработка машины среднего возраста (плановая или нормативная); $K_{\text{выр}}$ — отношение максимальной выработки машины к выработке машины среднего возраста; α — отношение ежегодного снижения выработки машины к ее выработке в первом году эксплуатации; T_i — возраст машины (в годах).

Для формулы (1) существует следующее ограничение: возраст машины не должен превышать нормативный срок эксплуатации. Коэффициент корреляции, определяющий тесноту связи между исследуемыми признаками, 0,78.

В предлагаемой формуле выработка машины в i -м году ее эксплуатации

выражена через усредненную плановую выработку. При этом коэффициенты $K_{\text{выр}}$ и α определяются при условии, что выработка машин среднего возраста совпадает с усредненной плановой выработкой. Значения $K_{\text{выр}}$ и α , полученные нами на основе обработки опытных данных

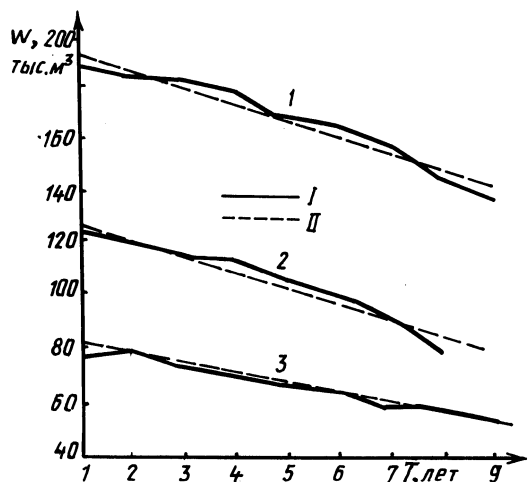


Рис. 1. Изменение годовой выработки машин в зависимости от срока их эксплуатации: 1 — бульдозеры на базе тракторов класса 6–10 т; 2 — то же, класса 3–5 т; 3 — одноковшовые экскаваторы Э-304; I — фактическая выработка; II — теоретическая прямая.

Таблица 1. Значения коэффициентов $K_{\text{выр}}$ и α

Тип машины	Нормативные сроки службы машин, лет	$K_{\text{выр}}$	α
Одноковшовые экскаваторы с емкостью ковша до 0,5 м ³	8	1,209	0,049
	10	1,219	0,040
Многоковшовые экскаваторы	6	1,216	0,071
Бульдозеры на базе трактора класса 3–5 т	7	1,167	0,048
	9	1,118	0,026
Корчеватели	8	1,136	0,034

Таблица 2. Рекомендуемая плановая выработка машин с учетом срока их эксплуатации

Тип машины	Марка	Единица измерения	Усредненная плановая выработка	Годовая выработка при сроке эксплуатации машин, лет									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Экскаваторы одноковшовые	Э-304	тыс. м ³	85,0	104,0	98,0	93,0	88,0	82,0	78,0	72,0	68,0	—	—
	ТЭ-3М	— " —	105,0	126,0	120,0	114,0	107,0	102,0	95,0	89,0	84,0	—	—
	КМ-602	— " —	110,0	134,0	129,0	124,0	118,0	113,0	107,0	102,0	96,0	91,0	86,0
	Э-652	— " —	115,0	141,0	135,0	129,0	124,0	118,0	112,0	107,0	102,0	96,0	90,0
	Э-10011	— " —	148,0	181,0	174,0	166,0	159,0	151,0	144,0	137,0	130,0	122,0	115,0
Экскаваторы многоковшовые	ЭТЦ-202	км	63,6	78,1	72,7	67,2	61,8	56,3	50,9	—	—	—	—
Бульдозеры на тракторах класса													
3—5 т		тыс. м ³	101	118,0	112,0	106,0	101,0	95,0	90,0	84,0	—	—	—
6—10 т		— " —	190	213,0	206,0	201,0	196,0	190,0	185,0	180,0	174,0	168,0	—
Корчеватели		тыс. усл. га	2,00	2,27	2,19	2,12	2,04	1,96	1,89	1,81	1,74	—	—

и литературных источников [3], приведены в табл. 1. При этом учитывались действующие нормативные сроки службы машин.

Зная усредненную плановую выработку, по выражению (1) можно определить плановую выработку мелиоративных машин различного срока эксплуатации (табл. 2). Полученные показатели годовой выработки изменяются в зависимости от мощности машин и срока их службы.

Плановые нормы обычно рассчитываются применительно к машинам среднего возраста. В начальный период эксплуатации производительность и годовая выработка машин будут выше, а себестоимость машино-часа ниже, чем для машин среднего возраста. Для машин, срок эксплуатации которых превышает половину нормативного срока, годовая выработка и производительность ниже, а себестоимость машино-часа выше по сравнению с плановыми. В этом случае применяемые усредненные нормативы явно завышены.

Разработанная дифференцированная по годам службы плановая годовая выработка машин способствует созданию равных условий для выполнения плановых заданий и материального поощрения за результаты труда механизаторов.

ЛИТЕРАТУРА

1. К а н т о р е р С.Е. Амортизация и сроки службы машин и оборудования в строительстве. — М., 1975. — 278 с.
2. К о л е г а е в Р.Н. Определение оптимальной долговечности технических систем. — М., 1976. — 312 с.
3. З е л е н о в с к и й А.А. Экономическая эффективность использования мелиоративной техники: Автореф. дис. ... канд. экон. наук. — Горки, 1974. — 19 с.

УДК 556.535 (476.7)

Ю.М.КОРЧОХА, Ф.Б.БОВТРАМОВИЧ,
канд-ты техн. наук (БелНИИМивХ)

ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ФУНКЦИИ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ БАЗЫ НА БОБРОВИЧСКОМ И ВЫГОНОВСКОМ ОЗЕРАХ

Проводимые в настоящее время в больших масштабах осушительные мелиорации на значительных территориях представляют одно из наиболее мощных и активных средств воздействия человека на природу. Поэтому научные принципы организации водного хозяйства не могут рассматриваться и решаться вне изучения влияния этих мероприятий на водный режим природных комплексов.

В основу изучения влияния антропогенных факторов на водный режим территорий легли материалы стационарных наблюдений. Впервые вопрос о необходимости организации таких наблюдений на территории Полесья возник при попытке оценить влияние специальных работ по осушению (1873—1876 гг.) на природную обстановку. Такие наблюдения были организованы ранее Е.В.Оппоковым (1903—1913 гг.) на водоразделе Днепра и Припяти.

Широкое развитие стационарные наблюдения получили начиная с 1947 г. К началу 60-х годов в Полесье была проведена значительная работа по изучению

геологического строения, растительного мира, гидрологического режима рек, торфяного фонда, почвенного покрова. Это дало возможность ряду институтов во главе с Центральным ботаническим садом АН БССР разработать в 1970 г. научно-технический прогноз "Оценка влияния осушительных мелиораций на изменение водного режима территории, природного ландшафта, флоры и фауны". Однако данный прогноз не позволяет оценить влияние осушения на конкретные природные комплексы. Эту проблему можно решить, установив взаимосвязь между различными факторами: режимом грунтовых вод, характером подстилающих грунтов и почвенным покровом, рельефом местности, густотой речной сети, лесистостью, заболоченностью, гидравлической связью грунтовых и межпластовых напорных вод, климатическими условиями. Эти соображения были приняты во внимание при создании Пружанской ГГМЛ БелНИИМиВХ в верховье рек Ясельды и Нарева и строительстве Озерного комплекса на Бобровичском и Выгоновском озерах — единственной экспериментальной базы по изучению водного и гидрохимического режима крупных озер Полесья и их водосборов.

Выступая в роли водоприемников, водохранилищ, источников для орошения, озера при проведении мелиоративных работ требуют сохранения или даже улучшения своего естественного режима. Использование озер в каждом конкретном случае требует детального изучения их природных особенностей. Актуальность этого вопроса особенно велика в отношении заповедных зон, граничащих с объектами мелиорации. До настоящего времени отсутствуют сведения о составляющих водного баланса озер, баланса подземных вод озерных водосборов и территорий, прилегающих к осушенным массивам.

Создание Озерного комплекса позволит решить ряд экологических проблем, связанных с осушением болот в озерных бассейнах путем организации комплексных исследований гидрологов, лимнологов, ботаников и др. С этой целью предусматривается строительство ряда объектов для проведения непосредственных инструментальных измерений климатических характеристик, речного стока, изменения запасов влаги в бассейнах, изменения объемов воды в озерах, гидрохимического и гидробиологического режимов.

Необходимые данные будут получены на метеостанции I разряда, расположенной на южной окраине Бобровичского озера, лизиметрах, плавучей испарительной установке, испарительных бассейнах. Суммарное испарение с водосбора предусматривается определять расчетным путем с использованием данных актинометрических наблюдений.

Большое внимание уделено оборудованию режимной сети для наблюдений за подземными водами.

Расположение скважин на исследуемой территории (рис. 1), их количество, глубины определены исходя из требований получения наиболее полной информации о геологическом строении, гидрогеологических параметрах водовмещающих пород, режиме подземных вод, воздействии осушенных массивов на водный режим озерных водосборов.

Для учета возможного пространственного движения грунтовых вод при расчете их баланса по данным уровенного режима предусмотрено устройство балансовых участков из скважин, расположенных "конвертом". На этих участках устраиваются кусты скважин на глубинах 40, 20, 10, 5 м, принятых

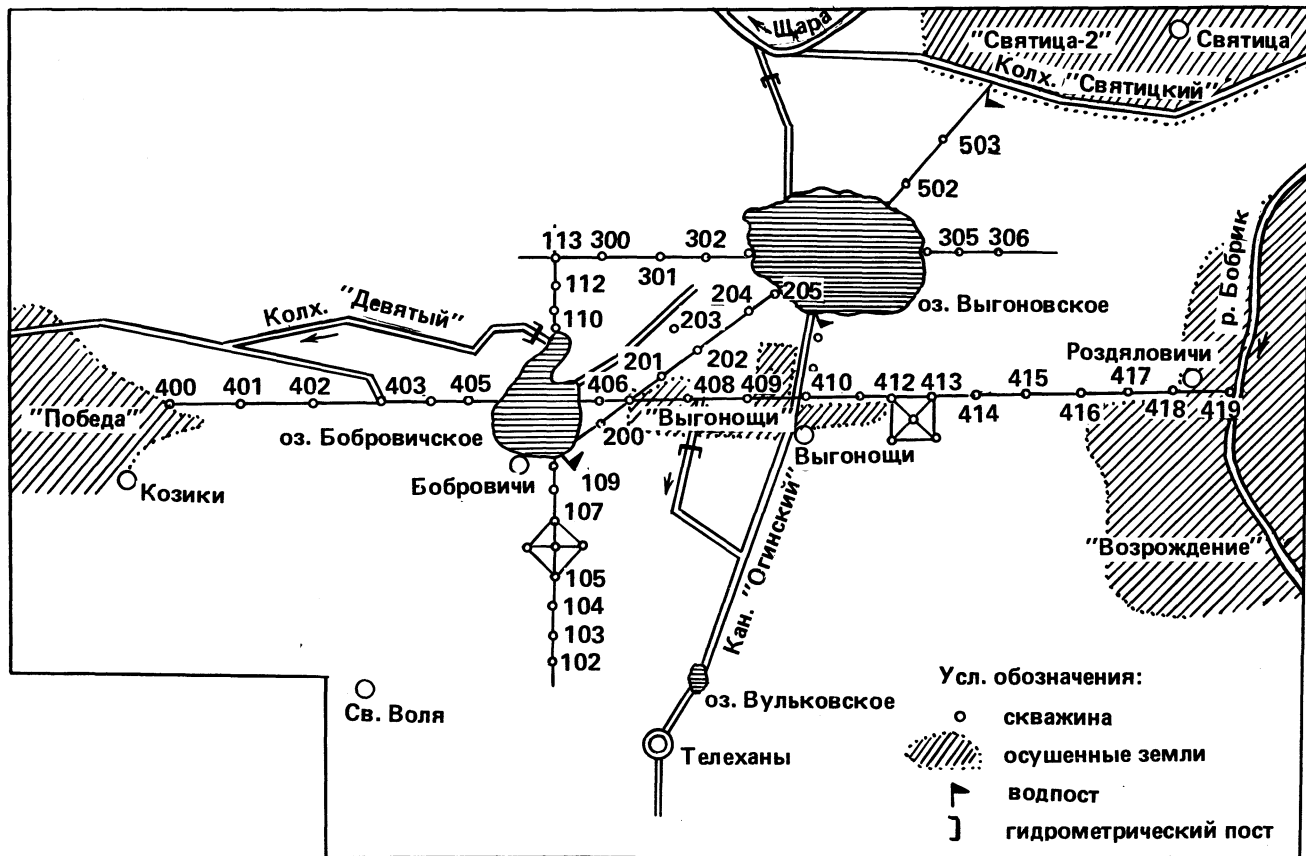


Рис. 1. Схема наблюдательных постов в районе Бобровицкого и Выгоновского озер.

Таблица 1. Глубины скважин на Озерном комплексе БелНИИМивХ

Номер скважины	Глубина, м	Номер скважины	Глубина, м	Номер скважины	Глубина, м
102	10	200	5	408А	10
103	10	201	5	408Б	5
104	20	202	5	409	20
105	20	203	5	410	10
105А	5	204	5	411	10
106	40	205	5	412	10
106В	10	300	5	412А	5
106Г	5	301	5	413А	40
106А	20	302	5	413В	10
106А-1	5	303	5	413Г	5
106Б-1	5	304	5	413Б	10
106Б	20	305	5	413	10
107	20	306	5	414	5
107А	5	400	5	415	10
108	10	401	5	416	10
109	5	402	40	417	10
109А	10	402А	5	418	10
109Б	40	403	5	419	10
110	5	404	5	500	5
111	5	405	5	501	5
112	5	406	5	502	5
113	5	407	5	503	5
		408	40		

в зависимости от рельефа местности и строения толщи водовмещающих пород (табл. 1).

Экспериментальный материал составит основу для разработки методики системного анализа и построения постоянно действующей математической модели для выявления последствий воздействия естественных и антропогенных факторов на озера Полесья и определения рациональных вариантов мелиорации земель с учетом проблем охраны природы.

СОДЕРЖАНИЕ

Дрозд В.В. О методических основах оценки влияния осушения на сток	3
Гатилло П.Д., Одинец А.Н. Распределение сумм осадков за дождливые периоды на территории Белоруссии	7
Старинский В.П. Об уточнении методики определения стоимости услуг энергообеспечения систем водоснабжения	13
Болотин М.И. Исследование регулятора режимов работы водозаборных скважин	19
Немиро В.А. Определение оптимальных расстояний между приемной и заборной скважинами сифонного водосбора	25
Ивашечкин В.В., Сабадах Б.В., Козлов Д.А., Прокочук Д.А. Об определении некоторых разрушающих факторов газодинамического способа регенерации фильтров скважин	29
Хмельницкая Т.М., Строкач П.П., Дрондина Р.В., Романов А.М. Очистка подземных вод от селена	34
Чириков В.З., Холодинская Н.В., Иванов Л.П. Выбор диаметра дисковых пневмоэраторов	38
Зуева Л.И., Василевская М.К. Химический состав и условия использования осадков городских сточных вод	42
Закржевский П.И. К вопросу определения высоты нависания уровня воды над дренай и расстояния между дренами	46
Брусиловский Ш.И., Евчик П.П., Рудой А.У. Определение расчетных характеристик дренажного стока из минеральных грунтов	49
Русецкий А.П., Коваленко В.П. Переходные процессы в осушительно-увлажнительных системах при автоматизации управления уровнями грунтовых вод	52
Щербаков Г.А., Жибуртович К.К. Определение водовместимости песчаных грунтов по данным гранулометрического состава	56
Гатилло С.П., Филиппович И.В. Учет подтопления при расчете трубчатых водопропускных сооружений	62
Филиппович И.В., Богославчик П.М. Исследование размыва резервного водосброса на крупномасштабных моделях	68
Ларьков В.М. Моделирование размыва русл за водосбросными сооружениями с учетом критерия размывающей способности потока	73
Корчوخа Ю.М., Шейнов В.П. Турбулентность речного потока при грядовом рельефе дна	78
Михневич Э.И. Деформации регулированных русел рек-водоприемников, их прогноз и способы предупреждения	84
Левкевич В.Е. Основы управления деформацией береговых склонов малых водохранилищ	92
Левкевич Е.М., Сурма Н.В. Мелкоячеистое покрытие грунтовых откосов	97
Вопнярский И.П., Сидоров А.Н., Молочко А.В., Петрашкевич В.В. Гидравлично-биологические исследования устройства для принудительного отвода рыбы от РЗУ	101
Авдонькин А.Ф., Филиппов Л.М. Гидравлические исследования конусного фильтра для насосной станции	107
Потапчик М.А. Изменение годовой выработки мелиоративно-строительных машин в зависимости от срока их эксплуатации	111
Корчуха Ю.М., Бовтрамович Ф.Б. Экологические функции экспериментальной базы на Боровичском и Выгоновском озерах	114

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Выпуск 15

Зав. редакцией А.Я.Канторович. Редактор А.С.Гликман. Мл. редактор Л.И.Сташенко. Худож. редактор И.А.Демковский. Техн. редактор Г.А.Лакишик. Корректоры Т.К.Хваль, И.И.Тарасик. Оператор М.К.Борисова

ИБ № 1874

Подписано в печать 9.10.85. АТ 18767. Формат 60 x 90 1/16. Бумага офсет. Гарнитура Универс, Печать офсет. Усл. печ. л. 7,75. Усл. кр. -отт. 8,25. Уч.-изд. л. 9,23. Тираж 303 экз. Зак. 5008. Цена 1 р. 50 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048, Минск, проспект Машерова, 11.

Типография "Победа". 222310. Молодечно, ул. Тавлая, 11.

Отпечатано с оригинала-макета, подготовленного в издательстве "Вышэйшая школа".

РЕФЕРАТЫ

УДК 556.004.65

Д р о з д В.В. О методических основах оценки влияния осушения на сток. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.3—7.

Изложены методические основы оценки изменений стока после осушительной мелиорации в проектном режиме. Даны рекомендации по такой оценке на примере малых рек Белоруссии. — Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 15.

УДК 551.577.36 (476) + 628.212.2

Г а т и л л о П.Д., О д и н е ц А.Н. Распределение сумм осадков за дождливые периоды на территории Белоруссии. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 7—13.

Показана целесообразность разработки необходимых при проектировании дождевой канализации характеристик режима осадков за дождливые периоды. Определены параметры и координаты кривых распределения сумм осадков за эти периоды на ряде метеостанций Белоруссии. — Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 5.

УДК 628.143.001.2

С т а р и н с к и й В.П. Об уточнении методики определения стоимости услуг энергообеспечения систем водоснабжения. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 13—18.

Излагаются вопросы уточнения методики установления стоимости услуг энергообеспечения систем водоснабжения в связи с внедрением новых тарифов на электроэнергию. Приводятся расчетные зависимости для определения этих услуг. Даются рекомендации по назначению определяющих их показателей. — Библиогр. 3.

УДК 628.1 :532

Б о л о т и н М.И. Исследования регулятора режимов работы водозаборных скважин. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство. 1986, вып. 15, с. 19—25.

Дается описание разработанного регулятора режимов работы водозаборных скважин. Рассматривается методика расчета его основных параметров и результаты натуральных исследований режимов действия водозаборной скважины, оснащенной данным регулятором, применение которого вместо штатной арматуры исключает резкие повышения давления в переходных режимах, повышает надежность и долговечность оборудования. — Ил. 3. Библиогр. 3.

УДК 626.862.4

Н е м и р о В.А. Определение оптимальных расстояний между приемной и заборной скважинами сифонного водосбора. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 25—28.

Рассмотрена математическая модель, в качестве определяющих параметров которой приняты: дебит скважин, гидравлическое сопротивление трубопровода сифона и депрессионная поверхность уровней грунтовых вод при работе сифонного водосбора. Получено аналитическое выражение для определения оптимальных расстояний между скважинами сифонного водосбора исходя из условия получения максимального деби-

та системы. Формулу целесообразно использовать при проектировании систем вертикального дренажа. — Ил. 1. Библиогр. 6.

УДК 628.112.24

Об определении некоторых разрушающих факторов газодинамического способа регенерации фильтров скважин/В.В.Ивашечкин, Б.В.Сабадах, Д.А.Козлов, Д.А.Прокопчук. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.29—34.

Рассмотрены разрушающие факторы, присущие газодинамическому способу регенерации фильтров скважин с использованием водородно-кислородной смеси при горении и детонации.

Приведены результаты лабораторных исследований волн сжатия и разряжения, возникающих при горении водородно-кислородной смеси в полузамкнутой камере, находящейся в полости очищаемого фильтра. — Ил. 3. Библиогр. 6.

УДК 628.543.192

Очистка подземных вод от селена/Т.М.Хмельницкая, П.П.Строкач, Р.В.Дрондина, А.М.Романов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.34—38.

Исследована возможность очистки подземных вод от различных форм селена электрохимическими методами. Получены оптимальные параметры процессов электрокоагуляционной очистки и электрофлотационного отделения осадка. С учетом этого разработаны технологические схемы очистки селеносодержащих подземных вод. — Ил. 3. Библиогр. 9.

УДК 628.33:621.762

Чириков В.З., Холодинская Н.В., Иванов Л.П. Выбор диаметра дисковых пневмоаэраторов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 38—41.

Проведен анализ факторов, обуславливающих значения диаметров дисковых пневмоаэраторов при постоянном расстоянии между ними (0,3 м). Предложен метод их расчета с учетом технологических и конструктивных параметров аэротенков.

Приведен график взаимосвязи величин зоны аэрации и размеров аэраторов. Анализируются сложившиеся тенденции и прогноз перспективного развития систем пневматической аэрации.

Рекомендуется применение метода для расчетов систем пневматической аэрации с дисковыми элементами в проектно-конструкторских работах. — Ил. 1. Библиогр. 6.

УДК 628.382

Зуева Л.И., Василевская М.К. Химический состав и условия использования осадков городских сточных вод. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 42—45.

Определены дозы и режим внесения в почву исследуемых осадков исходя из наличия в них солей тяжелых металлов с учетом поступления в почву допустимого количества азота. Показана возможность использования осадков городских сточных вод в качестве удобрения. — Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 8.

УДК 556.048

Закржевский П.И. К вопросу определения высоты нависания уровня воды над дренай и расстояния между дренами. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 46—49.

Предложен способ определения высоты нависания над дренажной системой с использованием метода фильтрационных сопротивлений. Показана допустимость разделения насыщенной зоны на два подслоя: выше и ниже дрены при расчетах междренних расстояний. — Табл. 1. Библиогр. 2.

УДК 631.6:626.86

Брусиловский Ш.И., Евчик П.П., Рудой А.У. **Определение расчетных характеристик дренажного стока из минеральных грунтов.** — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 49–52.

Приводятся эмпирические формулы для определения расчетного слоя и максимальных модулей дренажного стока в различные периоды года для условий Белорусской ССР. Даны поправочные коэффициенты, учитывающие степень заболоченности почвы. — Табл. 3. Библиогр. 4.

УДК 626.83.001.2

Русецкий А.П., Коваленко В.П. **Переходные процессы в осушительно-увлажнительных системах при автоматизации управления уровнями грунтовых вод.** — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 52–56.

В статье приводится обоснование возможности замены затворов с электрическим приводом регуляторами гидравлического действия с форсированным управлением уровней грунтовых вод, которые по быстрдействию близки к регуляторам с электроприводом. На построенной электрической модели на электроинтеграторе БУСЭ-70 проведены исследования, которые подтвердили, что гидроавтоматы с форсированным управлением и обратной связью могут обеспечивать быстрдействие, приемлемое для создания оптимальных условий по выращиванию сельскохозяйственных культур. — Ил. 2. Библиогр. 7.

УДК 626.8:624.131.6

Щербakov Г.А., Жибуртович К.К. **Определение водовместимости песчаных грунтов по данным гранулометрического состава.** — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 56–62.

На основе обобщения результатов опытов по оценке равновесного распределения влаги в зоне аэрации в песчаных грунтах получены формулы для определения расчетных значений коэффициента текущей (дифференциальной) $\mu_{д(s)}$ и суммарной (интегральной) $\mu_{и(s)}$ водоотдачи. Излагается графоаналитический метод получения параметров $s_{ср}$ и σ в расчетных формулах. Приводятся эмпирические зависимости, позволяющие оценивать параметры разработанных формул в зависимости от гранулометрического состава песчаных грунтов.

Приведены номограммы для определения $\mu_{д(s)}$ и $\mu_{и(s)}$ по предлагаемым расчетным зависимостям. — Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 9.

УДК 626.823

Гатилло С.П., Филиппович И.В. **Учет подтопления при расчете трубчатых водопропускных сооружений.** — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 62–68.

Рассматриваются закономерности изменения уровней воды в верхнем бьефе трубчатых водопропускных сооружений треугольного поперечного сечения (вследствие их изменения в нижнем бьефе), а также происходящей при этом смены видов движения воды через трубы в полном их диапазоне. Даются аналитические выражения выявленных зависимостей и критерии их использования. — Ил. 3. Библиогр. 5.

УДК 627.83

Филиппович И.В., Богославчик П.М. Исследование размыва резервного водосброса на крупномасштабных моделях. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 68—73.

Приведены результаты лабораторных исследований резервного водосброса с размываемой грунтовой вставкой, в котором ограничивающая размыв одежда выполнена из полимерной пленки. — Ил. 2. Библиогр. 5.

УДК 627.11:532.5.0015.7

Ларьков В.М. Моделирование размыва русл за водосбросными сооружениями с учетом критерия размывающей способности потока. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 73—78.

Рассмотрены вопросы моделирования размыва русла за водосбросными сооружениями с учетом турбулентности потока по коэффициенту размывающей способности. Получены масштабные коэффициенты с целью пересчета результатов моделирования. — Табл. 1. Библиогр. 10.

УДК 532.517.4:51

Корчوخа Ю.М., Шейнов В.П. Турбулентность речного потока при грядовом рельефе дна. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, вып. 15, с. 78—83.

Приводятся результаты изучения характеристик крупномасштабной русловой турбулентности, полученные в естественном речном потоке. С помощью корреляционного и спектрального анализов обнаружены структурные кинематические образования различных размеров. Рассмотрены особенности распределения интенсивности турбулентности в толще потока. Предлагается зависимость между размерами структурных вихревых образований и длиной песчаных гряд на дне потока. — Ил. 2. Табл. 2. Библиогр. 1.

УДК 627.42:532.543

Михневич Э.И. Деформации регулированных русел рек-водоприемников, их прогноз и способы предупреждения. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 84—82.

Описываются наиболее распространенные типы деформаций регулированных русел рек и способы их предупреждения. Предлагаются новые зависимости для оценки устойчивости к размыву откосов и дна трапециевидальных русел. Излагаются требования к русловому режиму водотоков в период их эксплуатации. Приводятся формулы для прогноза устойчивости русел динамического равновесия. Даются рекомендации по выбору рациональной формы поперечного профиля. — Ил. 2. Библиогр. 7.

УДК 627.8

Левкевич В.Е. Основы управления деформацией береговых склонов малых водохранилищ. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 92—97.

На основе положений литодинамики и гидролого-морфологической теории берегового процесса излагаются основные принципы управления переработкой берегов, вызывающей деформацию береговых склонов малых водохранилищ. — Ил. 2. Библиогр. 10.

УДК 627.41

Левкевич Е.М., Сурма Н.В. Мелкоячеистое покрытие грунтовых откосов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 97—101.

Приводится описание разработанной конструкции защитных покрытий из тонкостенных цилиндрических элементов. Изложены результаты лабораторных исследований рекомендуемого покрытия. — Ил. 3. Библиогр. 5.

УДК 626.88

Гидравлико-биологические исследования устройства для принудительного отвода рыбы от РЗУ/И.П.Волнярский, А.Н.Сидоров, А.В.Молочко, В.В.Петрашкевич. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с. 101—106.

Приводятся результаты лабораторных исследований устройства принудительного отвода молоди рыбы от РЗУ. Изучено влияние диаметра отверстий воздушной камеры и их числа, расхода воздуха, угла наклона тыльной стенки приемного отсека, направления выхода потока из рыбоотвода, а также высоты расположения водослива наплавного затвора на величину расхода воды в рыбоотводе. Указывается на наличие предела мощности воздухоподводящей установки при максимальном расходе воды в рыбоотводе, что обеспечивает работу устройства в пузырьковом режиме. Отмечается возможность и эффективность практического использования устройства. Даны рекомендации по его конструированию. — Ил. 3. Библиогр. 3.

УДК 626.8:628.16.067

Авдонькин А.Ф., Филиппов Л.М. Гидравлические исследования конусного фильтра для насосной станции. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.107—111.

Описывается усовершенствованная конструкция конусного струереактивного фильтра для насосных оросительных станций. Приводятся результаты гидравлических исследований, проведенных на модели фильтра с пропускной способностью $0,04 \text{ м}^3/\text{с}$. Отмечаются достоинства фильтра по сравнению с аналогичными конструкциями. — Ил. 2. Библиогр. 4.

УДК 626.8.002.5

Потапчик М.А. Изменение годовой выработки мелиоративно-строительных машин в зависимости от срока их эксплуатации. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.111—114.

Выявлены закономерности изменения годовой выработки землеройных и мелиоративных машин в зависимости от срока их службы. Разработана методика расчета плановой дифференцированной по годам эксплуатации годовой выработки машин: одноковшовых и многоковшовых экскаваторов, бульдозеров и корчевателей. — Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 3.

УДК 556.535 (476.7)

Корчох Ю.М., Бовтрамович Ф.Б. Экологические функции экспериментальной базы на Бобровицком и Выгоновском озерах. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1986, вып. 15, с.114—117.

Приведены краткие сведения о строительстве экспериментальной базы на озерах, ее функциях. — Ил. 1. Табл. 1.