

626
B62

ISSN 0321-2548

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



ИЗДАТЕЛЬСТВО „ВЫШЕЙШАЯ ШКОЛА“

Министерство высшего и среднего специального
образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО
И
ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

ВЫПУСК 10

Минск, "Вышэйшая школа", 1980

626
B62

Главный редактор
В.П. Старинский, кандидат технических наук, доцент

Редакционный совет:

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

В сборнике помещены работы, посвященные выявлению внутренних резервов водного хозяйства при составлении воднохозяйственных балансов, проектировании и эксплуатации водных систем, систем водоснабжения и водоотведения, гидротехнических сооружений, разработке мероприятий с наводнениями, планировании мелиоративного строительства и рыбохозяйственного освоения озер.

Значительное внимание уделено прикладным вопросам гидравлики потоков и сооружений, исследованиям уровней речных и грунтовых вод в связи с мелиорацией земель.

Материалы сборника предназначаются для научных, инженерно-технических работников плановых, проектных, строительных и эксплуатационных организаций, преподавателей вузов, аспирантов и студентов специальностей, связанных с использованием и охраной водных и земельных ресурсов.

В $\frac{30212-167}{M304(05) - 80}$ 53-80 3300000000

© Издательство "Высшая школа", 1980

**АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ
ВИЛЕЙСКО-МИНСКОЙ ВОДНОЙ СИСТЕМЫ**

В печати уже приводилась характеристика крупнейшего в Белоруссии объекта водного хозяйства – Вилейско-Минской водной системы (ВМВС) [1,2], ожидаемого роста ее народнохозяйственного эффекта, возможности повышения подачи воды в Минск [3]. В настоящей работе излагаются результаты первого этапа натуральных наблюдений на насосных станциях, обосновывается необходимость проведения ряда исследований. Статья касается конкретного объекта. Однако она может представить интерес и при проектировании новых объектов, разработке путей повышения уровня эксплуатации действующих водных систем.

Для понимания излагаемых вопросов отметим, что вода из Вилейского водохранилища на р. Вилии по каналу с 5 насосными станциями подается через водораздел в верховье р. Свислочь, на которой расположено Заславское водохранилище. Оба водохранилища регулируют сток, поступающий с их водосборов. Кроме того, часть стока р. Вилии весной подается в Заславское водохранилище для сохранения и последующего использования. Большая часть зарегулированного Вилейским водохранилищем стока р. Вилии поступает через Заславское водохранилище транзитом. Задачей насосных станций является подача в маловодный год 95%-ной обеспеченности 382 млн.м³ воды. Их проектный режим изменяется от работы 4 агрегатов в течение 2 недель в половодье, 3 агрегатов – в остальную часть весны и половину лета, 2 агрегатов – во вторую половину лета и осенью и до 1 агрегата – зимой. Такой режим призван обеспечить отдачу из Заславского водохранилища в теплый период года 17 и в холодный – 12,8 м³/с (для водоснабжения города Минска и разбавления загрязнений в приемниках его стоков). Схемы размещения объектов ВМВС уже публиковались ранее [1,2,3].

Натурные испытания агрегатов насосных станций выполнены с целью получения их энергетических и расходных характеристик, необходимых для организации оперативного учета перекачиваемой воды и выбора рациональных режимов работы насосов. В условиях ВМВС это является весьма сложной задачей, так как в проектном задании и в натуре не предусмотрены устройства для определения подачи воды ни отдельными агрегатами, ни насосными станциями в целом. Створ гидрометрического поста (с. Хмелевка) размещен на канале ниже его пересечения с руслом р. Свислочь, и поэтому в состав фиксируемых здесь Гидрометслужбой БССР расходов, кроме вод, поступающих из бассейна Вилии (пусть и очень небольшой частью), входит вода, формирующаяся в бассейне Свислочи.

Определение подачи испытываемых насосов путем измерения расхода в канале с помощью гидрометрических вертушек, во-первых, требует работы насосов "в одну нитку", а во-вторых, сложно из-за условий обеспечения установившегося движения на участках между станциями. Для измерения же вертушками скоростей течения на входе во всасывающие трубы необходимо создание сложных выправительных и стеснительных конструкций [4], применение специального грузоподъемного оборудования. Из практически допустимых в данных условиях методов экспериментального определения подачи воды насосами остается ее измерение в напорных трубопроводах. Служба эксплуатации пошла на это на станции V подъема. На агрегате № 4 этой станции было протарировано предложенное устройство для определения подачи насоса. Расходы перекачиваемой воды при разных углах разворота лопастей насоса определялись на основе измерения скоростей течения воды в напорном трубопроводе гидрометрическими вертушками. Значения расходов вычислялись аналитическим методом [4]. При оснащении всех насосов этой и других станций измерительными устройствами появляется возможность оперативного учета переброски стока каждым агрегатом и каждой насосной станцией в целом. Временно на насосной станции V подъема можно использовать установленную авторами статьи связь между токовой нагрузкой и подачей агрегата № 4 (табл. 1).

Решение связать подачу воды с токовой нагрузкой агрегатов принято в соответствии со сложившейся обстановкой. На станции V подъема изменение угла разворота насосов производится вручную и при остановленных агрегатах. На остальных 4 станциях это осуществляется дистанционно на ходу агрегата. На этих станциях установлены сельсинные датчики и указатели значений углов разворота лопастей насосов. Однако эти приборы расстроены. Управление и контроль за работой агрегатов производится по их токовой нагрузке.

Параллельно с определением подач насоса устанавливались к.п.д. агрегата по выражению

$$\eta = \frac{9,81 QH}{N_n} \quad , \quad (1)$$

Т а б л. 1. Координаты расчетной кривой связи Q (l) агрегата № 4 насосной станции V подъема

Сила тока статора двигателя I, А	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165
Подача насоса Q, м ³ /с	3,6	3,95	4,29	4,58	4,87	5,09	5,29	5,49	5,64	5,77	5,89

где Q — подача насоса, м³/с; H — геометрический напор, м; N_n — подводимая к агрегату мощность, кВт.

В проектных материалах не разработаны и в натуре отсутствуют также устройства для определения геометрического и полного напоров насосов. В настоящее время фиксируются лишь уровни воды в нижних бьефах насосных станций с целью предотвращения их недопустимых отклонений. Поэтому во время испытаний наблюдения за уровнями в бьефах велись по временной схеме.

Величина подводимой мощности определялась на основе синхронных наблюдений за показателями счетчиков активной и реактивной энергии. Полная (кажущаяся) мощность N_n (в кВт) вычислялась по выражению

$$N_n = \sqrt{N_a^2 + N_p^2}, \quad (2)$$

где N_a — активная мощность; N_p — реактивная мощность.

Зависимость η (I) для этого агрегата приведена на рис. 1.

В связи с неготовностью службы эксплуатации предоставить возможность измерять расходы в напорных трубопроводах остальных станций было решено для их агрегатов определить условные к.п.д. по выражению

$$k\eta = \frac{nH}{N_n}, \quad (3)$$

где n — число оборотов гидрометрической вертушки, устанавливаемой на период испытания в определенной точке во входном сечении всасывающей трубы агрегата при разных его нагрузках (об/с).

Понятия и методика определения величин H и N_n аналогичны описанным выше.

Обоснование и эффект применения показателя (3) изложены в работе [5]. Поскольку тарифовочные кривые применявшихся авторами гидрометрических вертушек весьма близки к прямым, проходящим через начала координат, можно считать, что ход кривых $k\eta$ (I) и η (I) аналогичен, и по ним можно установить нагрузку, соответствующую максимальному к.п.д. агрегата. По полученным характеристикам (см. рис. 1) максимальным к.п.д. насосных агрегатов соответствует их работа с токовой нагрузкой: 100А на станции I подъема; 105 — на станции II подъема; 145—150 на станциях III—V подъемов.

Описанные натурные наблюдения на станциях I—IV подъемов производились при параллельной работе 2 агрегатов, а на станции V подъема — 1—2 агрегатов. Сводка данных о геометрическом напоре насосов (табл. 2) показала, что суммарный геометрический напор всех станций в период наблюдений оказался примерно на 5 м меньше проектного.

Теоретический анализ показал, что минимума затрат электроэнергии на перекачку воды можно добиться, выполняя следующие требования:

1. Загрузку системы в отдельные периоды года следует выбирать такой, чтобы суммы приростов мощности станций системы для каждого из этих периодов были одинаковыми. При этом важно, чтобы удельные затраты энергии на станциях были минимальными. Они определяются значениями напоров и к.п.д. агрегатов. Эти удельные значения изменяются в большей степени на станции I подъема, так как здесь напор зависит от уровня Вилейского водохранилища, высота призмы сработки которого

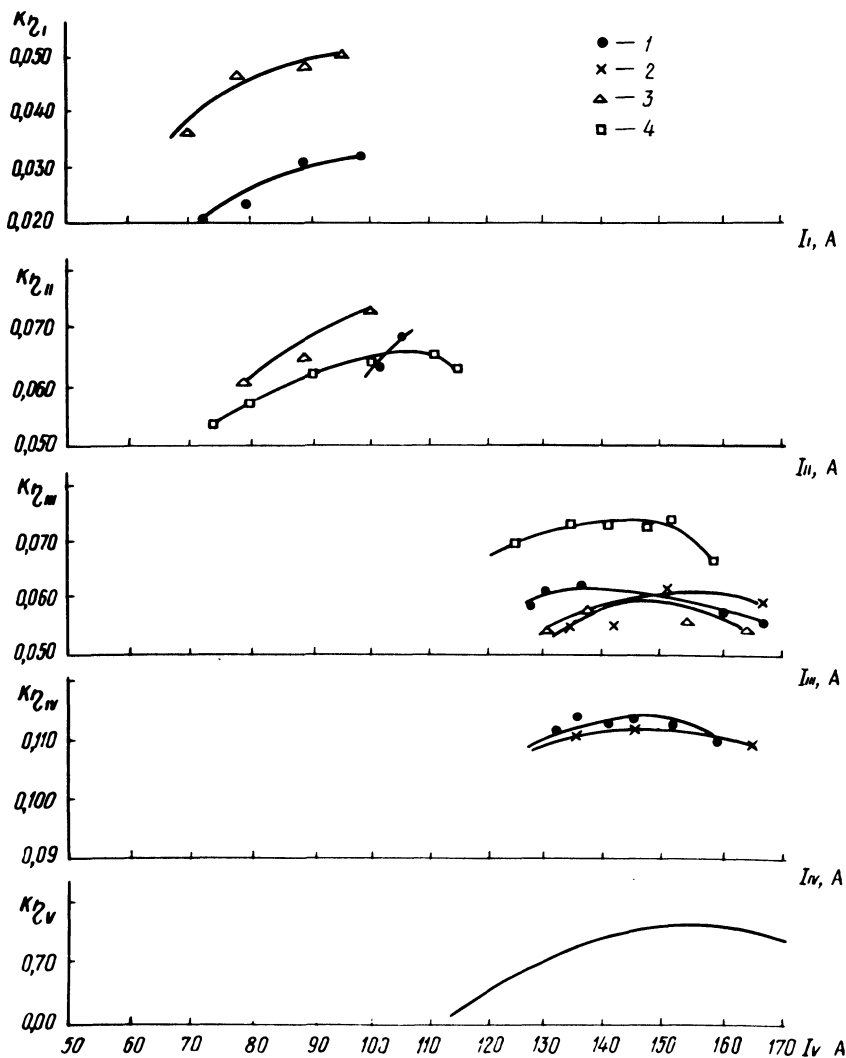


Рис. 1. Изменение к.п.д. основных агрегатов насосных станций ВМВС в зависимости от токовой нагрузки:

1 — агрегат № 1; 2 — № 2; 3 — № 3; 4 — № 4.

Т а б л. 2. Сопоставление действительных и проектных значений геометрического напора насосов на станциях ВМВС

Номер насосной станции	Проектный геометрический напор $H_{пр}$, м	Величина геометрического напора во время наблюдений H_n , м	Разность $H_n - H_{пр}$, м
I	6,95–12,95 (в день наблюдений 9,0)	8,04–8,08 (8,06)	-0,94
II	11,09	12,12–12,26 (12,19)	+1,10
III	17,67	17,12–17,57 (17,32)	-0,35
IV	21,02	18,53–18,70 (18,62)	-2,40
V	20,60	17,80–18,47 (18,14)	-2,46
	77,83–83,33	(74,33)	-5,05

составляет 6 м. Поэтому в периоды с низкими напорами на I станции следует увеличивать подачу воды по каналу. Отсюда также следует, что для снижения затрат электроэнергии выгодно поддерживать возможно высокие уровни Вилейского водохранилища.

2. На каждой станции распределение загрузки между агрегатами должно обеспечивать равенство к.п.д. всех агрегатов [6]. При данном состоянии агрегатов это соответствует их работе с одинаковой загрузкой.

3. При предпосылке обеспечения заданной отдачи воды из Заславского водохранилища в более многоводные годы можно уменьшить годовую переброску стока по каналу на величину прироста стока с водосбора р. Свислочь. Экономия в годы с водностью обеспеченностью 75; 50 и 25% составила бы соответственно 5,5; 10,5 и 14,9% от объема расчетной переброски.

Однако для практического снижения переброски в более многоводные годы и поддержания уровней Вилейского водохранилища на возможно высоких отметках без риска: переполнения водохранилищ в периоды высоких паводков и паводков; нарушения гарантированной подачи воды в нижние бьефы Заславского и Вилейского водохранилищ; нарушения функций водохранилищ по защите от наводнений нижележащих городов и сельскохозяйственных угодий, а также с учетом требований рыбоводства и рекреации к режиму уровней водохранилищ и допустимой интенсивности их сработки необходимо осуществлять эксплуатацию водохранилищ и насосных станций ВМВС в соответствии со специально разработанными диспетчерскими графиками. Выданного проектной организацией графика изменения уровней Вилейского водохранилища в маловодном году (взятого из материалов расчета регулирования стока в проектном задании по одному характерному году) явно недостаточно.

В связи с отсутствием экспериментальных натуральных связей между подачей и токовой нагрузкой агрегатов на станциях I–IV подъема сделана попытка найти такие связи по материалам диспетчерских записей. При этом

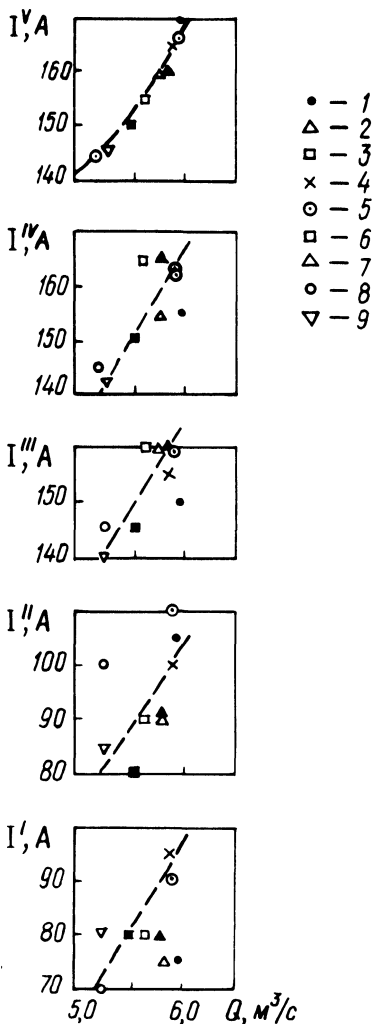


Рис. 2. Связь между токовой нагрузкой и подачей агрегатов насосных станций ВМВС. Наблюдения:

1 — 2.05.77; 2 — 7.05.77; 3 — 3.10.77; 4 — 10.10.77; 5 — 16.10.77; 6 — 19.02.78; 7 — 2.03.78; 8 — 19.04.78; 9 — 27.04.78.

использовались данные за те сутки, в течение которых агрегаты работали "в одну нитку" и без переключений на другие нагрузки. Связи построены для условия одинаковой подачи всех насосных станций (она определялась по связи $Q(I)$ насосной станции V подъема). Как видно из рис. 2, наблюдается некоторый разброс точек. Его можно объяснить наличием русловой емкости канала

Расчетная проектная подача каждого агрегата принята $5,5 \text{ м}^3/\text{с}$, что подтверждается имеющимися характеристиками. Ей отвечают нагрузки 151, 155 и 145 А соответственно на станциях V—III подъемов. Нагрузку станций II и I подъемов следует назначать в пределах соответственно 100—105 и 70—100 А, уточняя промежуточные значения по уровням воды перед следующей по ходу станций.

Важной задачей эксплуатации ВМВС является выявление и использование других внутренних резервов.

После оснащения насосов всех станций устройствами по измерению расходов смогут быть построены связи $\eta(Q)$ и $I(Q)$, на основе которых можно будет уточнить загрузку агрегатов. При наличии в системе больших регулирующих емкостей целесообразно, чтобы агрегаты работали только с подачей, соответствующей максимальному к.п.д., а регулирование объемов перекачки происходило за счет изменения числа работающих "ниток" агрегатов.

Станут возможными также составление водных балансов по участкам канала и оценка влияния потерь воды из канала или приточности в канал подземных вод с целью возможной корректировки подач отдельных станций.

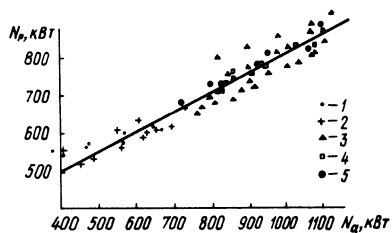
Необходимо оснащение бьефов насосных станций рейками, а еще лучше самозаписывающими уровнемерами для фиксации изменений уровней воды в канале. Это важно для составления водных балансов, а также для исследования возможностей управления уровнями воды в бьефах с целью снижения напоров, а значит, и затрат электроэнергии на перекачку воды.

Большой интерес представляют вопросы подбора и использования основного оборудования насосных станций на транспортирующем канале ВМВС. Здесь установлены осевые насосы ОП2-110 (на станциях I и II подъемов) и ОП3-110 (III, IV и V подъемов), приводимые асинхронными двигателями с короткозамкнутыми роторами мощностью 1000 и 1600 кВт.

Применение этих двигателей связано с некоторыми недостатками. В частности, пуск их осуществляется рывком, что приводит к быстрому износу подшипников. Поэтому на станциях стараются возможно реже включать и выключать агрегаты. Применение синхронных двигателей позволило бы более плавно пускать агрегаты и создать предпосылки их использования в качестве потребителей-регуляторов электроэнергии. В периоды отсутствия на канале ледового покрова система могла бы обеспечить заданную суточную подачу воды, работая с максимальным количеством агрегатов в периоды провалов нагрузки в энергосистеме, а в часы пик — с остановкой всех или части агрегатов. При этом важно осуществлять пуск и остановку насосов при свернутых лопастях рабочих колес с последующим их разворотом на ходу агрегатов. С этой целью необходима установка на насосах станции V подъема механизмов с дистанционным изменением угла разворота лопастей колес.

Рис. 3. Соотношение между активной и реактивной мощностями электродвигателей насосных станций ВМВС подъема:

I — 1; 2 — II; 3 — III; 4 — IV; 5 — V.



Второй недостаток двигателей связан с большим значением коэффициента реактивной мощности. Как видно из результатов натурных определений (рис.3), связь между активной и реактивной мощностями агрегатов всех насосных станций оказалась единой, а отношения реактивной и активной мощностей, по данным испытаний при разных нагрузках, находятся в пределах 1,25–0,76. При оптимальной (по к.п.д.) нагрузке агрегатов оно изменяется от 1 для станции I подъема до 0,8 — V подъема. Это очень высокие значения (нормальные составляют 0,62–0,42). Переход на синхронные двигатели снял бы вопрос об использовании насосными стан-

циями реактивной мощности. Наоборот, появилась бы возможность ставить свободные агрегаты на работу вхолостую, превращая их в источники обычно дефицитной реактивной мощности [7]. Таким образом, переход на синхронные двигатели на насосных станциях также может рассматриваться как значительный резерв снижения затрат на перекачку воды.

Для корректировки возможностей системы необходимо периодически уточнять параметры притока воды к водохранилищам с учетом гидрометрических наблюдений, по возможности в натуральных условиях определять характеристики, необходимые для определения потерь воды из водохранилищ, более точно выявлять возможности водохранилищ и канала к регулированию и перекачке стока, чтобы с учетом рациональной на каждом уровне расчетной величины переброски разрабатывать и осуществлять правила эксплуатации водохранилищ и насосных станций системы. В отношении отдельных элементов этой работы следует отметить следующее.

В проектном задании ВМВС учет потерь воды из водохранилищ на льдообразование, дополнительное испарение и фильтрацию произведен исходя из упрощенных схем. Они нуждаются в анализе и уточнении. Так, происходящие при зимней сработке водохранилищ потери воды на льдообразование в проектном задании определены без учета влияния снегового покрова [8]. Учет этого фактора позволит снизить расчетные значения потерь.

Утечка воды из водохранилищ путем фильтрации в проектном задании включается в состав полезных попусков. Лишь в весенний период для условий Вилейского водохранилища она рассматривается как потери. В работе [3] предлагается и эту часть утечек включить в состав полезных попусков. Для правильного назначения попусков из водохранилища в нижний бьеф было бы очень полезно в натуральных условиях определить действительную величину и участок выклинивания в нижнем бьефе фильтрационных вод.

Целесообразность периодического уточнения потребностей в воде в зонах влияния водных систем связана с необходимостью водообеспечения новых, ранее не учтенных в проектных материалах народнохозяйственных объектов, прогрессом в области технологии промышленного и сельскохозяйственного производства, совершенствованием водоснабжения, изменением схем канализации, очистки и доочистки сточных вод, а также требований к качеству воды в их приемниках. Такие сдвиги произошли и происходят и в зоне влияния ВМВС. В частности, в связи с изменением схемы отведения и очистки стоков дождевой канализации г. Минска целесообразен пересмотр соотношения между величинами попусков из Заславского водохранилища в холодный и теплый периоды. Это позволило бы повысить долю ресурсов воды, предназначенных для водоснабжения города.

Обычно предусматривается освоение водных ресурсов по очередям. В условиях ВМВС подпорные и другие сооружения построены с параметрами, необходимыми для II очереди. В настоящее время нормальный подпорный уровень Вилейского водохранилища находится на 0,8 м ниже намеченного для II очереди. Мыслилось, что при росте потребностей достаточно поднять уровень воды в водохранилище на 0,8 м и его гарантированная отдача увеличится при этом на $3 \text{ м}^3/\text{с}$ (емкость водохранилища повысится на 75 млн. м^3 , а площадь затоплений — на 13 км^2). Однако такого прироста зарегулированной отдачи в данном случае получить нельзя. Дело в том, что многолетняя составляющая полезной емкости водохранилища достигнет 33%. Учитывая тенденцию к сохранению аномалий стока [9], проявляющуюся также в том, что маловодные годы наступают, как правило, не в одиночку, а группами, легко заметить: накопленная в многоводные годы вода будет использована в течение не одного расчетного, а группы маловодных лет. Значит, прирост зарегулированной отдачи Вилейского водохранилища в расчетный маловодный год никак не может быть даже равным приросту емкости многолетнего регулирования. Он намного ниже.

Получить указанный прирост отдачи ВМВС ($\approx 3 \text{ м}^3/\text{с}$) можно без повышения отметки подпора Вилейского водохранилища за счет использования других внутренних резервов [3]. Полноценно использовать созданные предпосылки увеличения регулирующей емкости Вилейского водохранилища можно при подаче в него из других речных бассейнов незарегулированного стока.

Привлекает внимание факт пренебрежения возможностями энергетического использования ныне вхолостую сбрасываемой воды через водосбросы гидроузлов Вилейского и Заславского водохранилищ, а также через быстротоки на водоразделе между рассматриваемыми бассейнами. В связи с ростом цен на топливо в 2–3 раза [10] уже недопустимо не использовать комплексные гидроузлы для создания автоматизированных ГЭС и попутной утилизации гидроэнергии.

Подводя итоги, следует подчеркнуть наличие больших внутренних резервов повышения эффективности ВМВС. Для этого необходимы выполнение вносимых в данной работе рекомендаций, установка измерительных устройств, проведение наблюдений и исследований.

При разработке проектов водных систем целесообразно избежать недостатков, допущенных при создании ВМВС.

Л и т е р а т у р а

1. М у р а ш к а М.Р., Ц ю л ь п а н а ў А.І. В і л ь с к а - М і н с к а я в о д н а я с і с т э м а. — Беларуськая Савецкая энцыклапедыя. Мінск, 1971, т. III. 2. Г о л ь д - б е р г П.М., П л у ж н и к о в В.Н. В і л ь с к о - М і н с к а я в о д н а я с і с т э м а. — Гидротехническое строительство, 1976, № 12. 3. Г а т и л л о П.Д. Возмож-

ности увеличения отдачи Вилейско-Минской водной системы за счет использования внутренних резервов. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1979, вып. 9. 4. Щ а п о в Н.М. Гидрометрия гидротехнических сооружений и гидромашин. — М.—Л., 1957. 5. Д ы м е н т И.Н. Метод определения наивыгоднейшего режима гидравлических машин. — Гидротехническое строительство, 1952, № 5. 6. С т а р и н с к и й В.П. Выбор рациональных режимов работы насосов и насосных станций систем водоснабжения. — Водоснабжение и санитарная техника, 1966, № 4. 7. Указания по компенсации реактивной мощности в распределительных сетях. — М., 1974. 8. А н д р е я н о в В.Г., Р у д е н к о С.И. Об учете влияния ледяного и снегового покрова на водный баланс естественных и искусственных водоемов. — Метеорология и гидрология, 1939, № 1. 9. К р и ц к и й С.Н. и М е н к е л ь М.Ф. Водохозяйственные расчеты. — Л., 1952. 10. Временные указания по определению экономической эффективности капитальных вложений при проектировании гидроэнергетических объектов. — М., 1978.

УДК 631.62:626.862+533.3

Г.Д. Кулагина

УЧЕТ НУЖД ОРОШЕНИЯ В ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ БАЛАНСАХ

Орошение является одним из ведущих видов использования водных ресурсов. В связи со значительными перспективами развития орошения земель в Белоруссии повышение точности определения потребностей в воде на эти цели приобретает особое значение.

В настоящее время в проектной практике при составлении водохозяйственного баланса бассейна реки по гидрографам речного стока заданной обеспеченности (50, 75, 95%) по всем расчетным участкам обеспеченность норм орошения принимается одинаковой, соответствующей, как правило, обеспеченности стока. Тем самым предполагается, что критические засушливые периоды наступают по всей территории бассейна одновременно, засушливость орошаемого поля и маловодье в источнике совпадают, что не всегда соответствует природному ходу этих явлений. В результате расчеты оказываются недостаточно точными. Уточнению поможет учет асинхронности потребности орошения по территории и асинхронности стока и орошения (осадков) во времени.

Величина потребности в воде для орошения с заданной обеспеченностью, определенная по данным конкретной метеостанции $N_{ор}$, будет отличаться от принимаемой на практике N_p для всего бассейна на некоторую величину:

$$N_{ор} = K_1 \cdot K_2 \cdot N_p,$$

где K_1 — коэффициент, учитывающий асинхронность потребностей ороше-

ния по территории; K_2 – коэффициент, учитывающий асинхронность стока и осадков.

Определить эти коэффициенты можно путем последовательного составления балансов для отдельных створов по многолетним характеристикам колебаний стока и потребления воды. Этот прием позволяет автоматически учесть влияние в замыкающем створе бассейна колебаний орошения по территории и асинхронности стока и осадков на величину потребности в орошении.

Однако расчет балансов бассейна реки по многолетним рядам колебаний стока и потребления воды в сравнении с обычным расчетом по гидрографам стока довольно трудоемок, особенно когда бассейн расчленен на большое количество расчетных участков и требуется применение ЭВМ. Для многих случаев расчет балансов по гидрографам стока благодаря своей простоте и наглядности является вполне приемлемым при условии введения поправочных коэффициентов K_1, K_2 , описанных выше. Чтобы получить численные значения этих коэффициентов, оценить эффект от их применения, нами были выполнены исследования по бассейну Верхнего Днепра.

Для расчета потребностей в воде для орошения была разработана программа на алгоритмическом языке ФОРТРАН, реализованная на ЭВМ ЕС-1020. В основу расчетного алгоритма положен биоклиматический метод С.М. Алпатьева [1], откорректированный для условий БССР [2].

Суть этого метода заключается в определении недостатка воды до оптимального увлажнения корнеобитаемого слоя почвы (дефицита водного баланса почвы), запасы влаги в котором изменяются от наименьшей полевой влагоемкости $W_{\text{НВ}}$ до $(0,65-0,75)W_{\text{НВ}}$. Расчеты выполняются по уравнению водного баланса активного слоя почвы орошаемого поля. Программа позволяет определять за каждый расчетный год по месячным интервалам:

- удельную потребность в воде для орошения на 1 га площади;
- суммарный дефицит водного баланса за вегетационный период;
- потребность в воде для орошения на расчетном участке.

По данной программе для 10 метеостанций бассейна Верхнего Днепра за период наблюдений (1945–1974 гг.) были рассчитаны величины дефицитов водного баланса d , определяющие потребности в воде для орошения. Расчет производился для культурных пастбищ. Были статистически обработаны полученные ряды d : определены среднемноголетние нормы дефицитов водного баланса \bar{d} ; их коэффициенты вариации C_{vd} , коэффициенты асимметрии C_{sd} , отношение $\frac{C_{\text{sd}}}{C_{\text{vd}}}$, фактическая обеспеченность (табл.1).

Полученные данные по дефициту водного баланса в основном соответствуют нормам орошения БелНИИМ и ВХ [3]. Тенденции их распределе-

ния по территории совпадают, отклонения норм орошения БелНИИМиВХ от приведенных в табл. 1 не превышают 10%.

Из приведенных в таблице данных следует, что для различных створов рассматриваемого бассейна потребность в воде для орошения неодинакова. Процент лет из 30-летнего ряда, когда требуется орошение культурных пастбищ, колеблется от 67 до 90. Среднемноголетнее значение d изменяется от 42 до 101 мм, увеличиваясь с севера на юг. Коэффициент вариации колеблется от 0,65 для южных метеостанций до 1,18 для метеостанций, расположенных севернее. В годы с обеспеченностью 75% дефицит водного баланса изменяется от 85 до 148 мм, а в острозасушливые годы с обеспеченностью 95% — от 135 до 223 мм.

Анализ данных табл. 1 показывает, что различные по засушливости периоды наступали на рассматриваемой территории не одновременно. Так, 1959 г. зарегистрирован 4-, 5- и 7-й метеостанциями как острозасушливый, 8-й — средnezасушливый, а остальными метеостанциями — влажный. Все это подтверждает предположение о наличии асинхронности дефицитов водного баланса по различным участкам. Количественным показателем этого может послужить коэффициент K_1 , аналогичный коэффициенту асинхронности стока, предложенному Н.В. Сомовым [4], и определяемый для заданной обеспеченности по формуле

Т а б л. 1. Статистические характеристики дефицита водного баланса почв

Метеостанция	Требуется орошение, %лет	Норма d , мм	C_{vd}	$\frac{C_{sd}}{C_{vd}}$	Дефицит водного баланса в засушливые годы с обеспеченностью Р					
					75%		90%		95%	
					год	мм	год	мм	год	мм
Орша	67	42	1,18	0,69	1971	85	1951	128	1972	146
Могилев	70	55	0,98	0,79	1971	85	1959	158	1967	171
Жлобин	67,5	70	0,75	0,68	1950	105	1967	131	1963	139
Борисов	70	53	0,94	0,73	1955	85	1966	128	1959	135
Бобруйск	83	72	0,82	0,71	1955	113	1971	165	1959	187
Речица	80	79	0,85	0,72	1948	122	1951	199	1963	203
Гомель	80	89	0,80	0,36	1951	141	1963	201	1959	223
Туров	90	101	0,65	0,58	1959	148	1950	219	1963	220
Мозырь	87	92	0,73	0,33	1945	141	1946	177	1963	221
Киев	90	78	0,61	1,74	1967	107	1966	153	1945	159

$$K_1 = \frac{\sum d_{xp}}{\sum d_{p.o}} ,$$

где $\sum d_{xp}$ – суммарный хронологический дефицит водного баланса; $\sum d_{p.o}$ – суммарный по всей территории равнообеспеченный d . $\sum d_{xp}$ для каждого года определялся как сумма за календарный год дефицита по всем метеостанциям:

$$\sum d_{xp} = \sum_{j=1}^s d ,$$

где s – число метеостанций.

После ранжирования значений $\sum d_{xp}$ рассчитывалась вероятность превышения каждого члена ряда по формуле

$$P = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} \cdot 100\% ,$$

где P – значение обеспеченности; m – порядковый номер ряда; n – длина ряда.

Для определения суммарного равнообеспеченного дефицита $\sum d_{p.o}$ все ряды d по метеостанциям ранжированы в возрастающем порядке с определением для каждого члена ряда соответствующего значения обеспеченности P (%):

$$\sum d_{p.o} = \sum_{j=1}^s d_p .$$

Количественный эффект асинхронности выражается разностью между величинами суммарного равнообеспеченного и суммарного хронологического дефицита при одинаковых значениях обеспеченности.

Для значений обеспеченности 75 и 95%, представляющих наибольший интерес в практических расчетах, значение K_1 соответственно равно 0,89 и 0,84. Это означает, что за счет учета асинхронности дефицита водного баланса по территории можно сократить потребности в воде для орошения в замыкающем створе бассейна на 16% по сравнению с принимаемыми по нормам 95% обеспеченности.

Как отмечалось выше, расчетные потребности в воде орошения, кроме асинхронности d по территории, зависят от асинхронности стока и осадков. На необходимость учета асинхронности стока рек и осадков в зоне орошения указывали в своих работах И.А. Железняк, Я.Ф. Плешков, И.И. Топчиев, М.Г. Голченко и др. Нами для того же периода (1945–1974 гг.) определены годовой сток и суммарный дефицит водного баланса для бассейна Верхнего Днестра. Для удобства расчета они представлены в относи-

тельных величинах — модульных коэффициентах. Определены обеспеченность годового стока и соответствующая ему хронологически — обеспеченность орошения. Коррелятивная связь между этими показателями выражена довольно слабо ($r = 0,41$). Поэтому для дополнительного анализа весь диапазон обеспеченности годового стока разбит на три группы: 0–25% (многоводные годы), 25–75 (средние по водности) и 75–100% (маловодные). Для них построены условные эмпирические кривые обеспеченности модульных коэффициентов орошения $K_{ор}$ (рис. 1). Подобные кривые позволяют для любой водности с заданной степенью вероятности определить значение потребности в воде для орошения. Например, для стока обеспеченности 95% (по которому обычно составляется водохозяйственный баланс) необходимо по условной кривой обеспеченности 3 (см. рис. 1) с вероятностью 95% определить модульный коэффициент орошения $K_{ор} = 1,4$. Тогда коэффициент асинхронности стока и осадков можно определить как

$$K_2 = \frac{K_{ор}}{K_{95\%}} = \frac{1,4}{2,04} = 0,68,$$

где $K_{95\%}$ — модульный коэффициент, соответствующий дефициту водного баланса 95% обеспеченности. При $P = 75\%$ $K_2 = 0,90$.

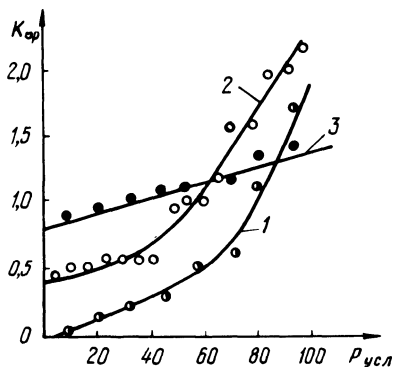


Рис. 1. Условные кривые обеспеченности орошения при различной обеспеченности стока $P_{ст}$:

0–25% (1); 25–75 (2); 75–100% (3).

Таким образом, расчетно установлено, что для значительных территорий на величину потребности в воде для орошения существенное влияние оказывает наличие асинхронности дефицита водного баланса почв по территории и асинхронности стока рек и осадков в зоне орошения. Учет этих явлений при практических расчетах можно осуществить введением поправочных коэффициентов K_1 и K_2 .

Для бассейна Верхнего Днепра учет этих факторов позволяет уменьшить расчетные потребности в воде орошения в замыкающем створе

(г. Киев) при обеспеченности P 75% на 20%, а при 95% — на 43%. Это улучшает состояние водохозяйственного баланса бассейна, так как будут учтены значительные водные резервы.

Изложенный подход может быть применен в большинстве районов страны, где развивается орошение земель.

Л и т е р а т у р а

1. Алпатьев С.М., Остапчик В.П. Методика расчета режимов орошения сельскохозяйственных культур на основе биоклиматического метода для Европейской части СССР с применением ЭВМ. — Киев, 1973.
2. Голченко М.Г. Методика расчета проектного поливного режима сельскохозяйственных культур применительно к условиям БССР. — В сб. науч. тр. БСХА, Горки, 1973, т. 112.
3. Улучшение естественных кормовых угодий, создание и использование культурных пастбищ. Рекомендации. — Минск, 1972.
4. Сомов Н.В. Асинхронность и цикличность колебаний стока крупных рек СССР. Тр. ЦИП. М., 1963, вып. 117.

УДК 333.9 + 626.81

С.А. Шишкин

СОГЛАСОВАНИЕ ИРРИГАЦИОННОГО ВОДОПОТРЕБЛЕНИЯ ВНУТРИХОЗЯЙСТВЕННЫХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ С ВОДНЫМИ РЕСУРСАМИ В ПРЕДЕЛАХ ОГРАНИЧЕННОГО ЧИСЛА ЛЕТ

Среди существующих приемов решения оптимизационной задачи определения параметров оросительной системы значительную группу представляют методы, основанные на использовании в качестве функции цели величины чистого дохода [1–6]. Эта функция многомерна, и для поиска экстремума требуется введение ряда ограничений (по водоземельным ресурсам, коэффициентам их использования, показателям фондоемкости, энергетическим затратам и т.д.) [7–10]. Существенно то, что ряд факторов функции цели зависит от площади оросительной системы. Временная изменчивость водных ресурсов и водопотребления обуславливает вариацию площадей гарантированного полива. Поэтому вначале устанавливается область существования площади оросительной системы. Определение расчетной обеспеченности системы является итогом технико-экономического обоснования.

Аналогичная ситуация возникает при формулировании функции цели в виде минимизируемых приведенных затрат [7,8,10,11] или штрафов [12].

При рассмотрении существующих методов решения оптимизационных задач в орошении обращает на себя внимание несогласованность учета факторов времени на разных уровнях. С одной стороны, оптимум функции цели устанавливается для условия неперевышения срока окупаемости. Водохозяйственные же расчеты этого ограничения не учитывают. В большинстве случаев обеспеченности стока и водопотребления устанавливаются

для произвольного многолетия, равного числу лет наблюдения. Используются генеральные совокупности, генерируемые методом Монте-Карло, или принимаются априорные величины гарантированной водоподачи с обеспеченностью стока 0,97 или 0,99 [4,6]. Но повторяемость непревышения, равная для этих обеспеченностей 33–100 годам, в 4–16 раз превышает нормативный срок окупаемости. За такой период коренным образом изменится комплекс социально-экономических и технологических факторов оросительных мелиораций (объемы финансирования, оросительная техника, сорта и культура севооборотов, агротехнические приемы, урожайность, производительность труда и т.п.).

И в методическом плане принятие в качестве начального условия фиксированной обеспеченности гарантированной подачи (например, на уровне 0,97 или 0,99) противоречит логике стохастики, поскольку при вероятностном характере величин стока и оросительных норм их обеспеченность также относится к случайным величинам.

Представляет практический интерес рассмотрение следующей задачи. Имеется местный водоисточник с ограниченными ресурсами. На его базе планируется создать внутрихозяйственную оросительную сеть. Потенциальная площадь земель, пригодных для орошения, превышает возможные площади орошения, что отвечает случаю условно-орошаемого характера оросительной системы. Незначительные размеры внутрихозяйственной системы (порядка сотен гектаров) и местных водных ресурсов позволяют не учитывать асинхронность, межрядную и внутрирядную корреляцию стока и суммарного испарения.

К числу оросительных систем, отвечающих этим условиям, относятся земельные поля и другие системы на сточных водах, системы на ограниченном отборе подземных вод, ряд систем на местном стоке (лиманские, с водозабором из прудов, наливных водоемов и копаней).

Требуется найти статистическую модель для определения средней площади неполитых земель в зависимости от продолжительности расчетного многолетия при условии, что оно не превышает нормативного срока окупаемости.

В i -тый год ($i = 1, 2, 3 \dots, T \leq T_H$) (T – расчетный период, T_H – нормативный срок окупаемости) при оросительной норме M_i в расчетный период и стоке или водоподаче Q_i в этот же период при коэффициенте использования стока γ может быть полита площадь

$$F_i = \gamma \frac{Q_i}{M_i} \quad (1)$$

Оросительная система запроектирована с размером площади

$$F_0 = \gamma \frac{Q_p}{M_s} \quad (2)$$

где p и s – искомые обеспеченности стока (водоподачи) и оросительной нормы. Причем для последней принята вероятность непревышения.

Для оросительных систем условно-орошаемого типа в m лет из T часть площади будет не полита, а в $T-m$ лет – окажется политой целиком. Соответственно имеем условие перебойности водоподачи:

$$\left. \begin{array}{l} Q_i = Q_{p_m} \\ M_i = M_{s_m} \end{array} \right\} \text{ при } \left. \begin{array}{l} Q_i < Q_p \\ M_i > M_s \end{array} \right\} \quad (3)$$

где $p_m > p$ и $s_m > s$ – обеспеченности для перебойных лет. Для периода гарантированной водоподачи (с учетом фиксированной площади системы)

$$\left. \begin{array}{l} Q_i = Q_p \\ M_i = M_s \end{array} \right\} \text{ при } \left. \begin{array}{l} Q_i \geq Q_p \\ M_i \leq M_s \end{array} \right\} \quad (4)$$

За расчетный период T лет средняя площадь политых земель определится из условия

$$F = \frac{\gamma}{T} \left(\sum_m^{T-m} \frac{Q_p}{M_s} + \sum_1^m \frac{Q_{p_m}}{M_{s_m}} \right). \quad (5)$$

С учетом того, что Q_p и M_s фиксированы, вместо (5) можно записать

$$F = \frac{\gamma}{T} \left[(T-m) \frac{Q_p}{M_s} + \sum_1^m \frac{Q_{p_m}}{M_{s_m}} \right]. \quad (6)$$

Разность (2) и (6) представляет собой среднюю за T -летие площадь неполитых земель:

$$F_d = F_o - F = \gamma \left\{ \frac{Q_p}{M_s} - \frac{1}{T} \left[(T-m) \frac{Q_p}{M_s} + \sum_1^m \frac{Q_{p_m}}{M_{s_m}} \right] \right\}. \quad (7)$$

После перехода к относительной площади неполитых земель и модульным коэффициентам стока K_p и оросительной нормы K_s окончательно имеем

$$f = \frac{F_o - F}{F_o} = \frac{1}{T} \left(m - \frac{K_s}{K_p} \sum_1^m \frac{K_{p_m}}{K_{s_m}} \right). \quad (8)$$

Функция неполивной площади (8) в явном виде учитывает статистические параметры распределений стока и оросительных норм через их модульные коэффициенты и число перебойных лет m за рассматриваемый расчетный период — T лет. Это позволяет исследовать характер изменения площади поливных земель, варьируя продолжительность расчетного периода в интервале от одного-двух лет до нормативного срока окупаемости или ограничивая его периодом физического срока службы поливного оборудования, перехода на другие севообороты и т.д.

Для решения (8) необходимо установить способ определения расчетных значений модульных коэффициентов стока и оросительных норм. Здесь имеются две задачи. Первая касается методики определения параметров кривых обеспеченности. Она состоит в расчете коэффициентов вариации и асимметрии обычными методами математической статистики или специальными приемами, известными в гидрологии (сток) и гидро-мелиорации (оросительная норма).

Вторая задача состоит в установлении значений обеспеченностей p и s , в том числе и для гарантированных условий орошения.

В работе [13] было показано, что это решение в первом приближении может быть получено на основе локальной теоремы Лапласа. В результате расчетов и анализа была получена двухпараметрическая зависимость $p = f(m, T)$ (рис. 1), позволяющая искать решения функционалов вида $p = f(m, T)$ и $m = \varphi(p, T)$.

Анализ рекуррентной функции (8) нагляднее сделать для частных случаев сочетаний гидролого-климатических и водохозяйственных условий.

При орошении на незарегулированном речном стоке следует учесть различия в поведении кривых обеспеченностей оросительных норм в разных климатических зонах. В аридных районах осадки вегетационного периода весьма малы по сравнению с оросительной нормой. Здесь низка изменчивость оросительной нормы [6], обычно порядка $C_{\sqrt{}} \approx 0,10$, поэтому приближенно можно принять, что при $0,50 < s < 0,95$ $K_s \approx K_{s_m}$. Это приводит (8) к виду

$$f = \frac{1}{T} \left(m - \frac{1}{K_p} \sum_{1}^m K_{p_m} \right). \quad (9)$$

Расчеты по (9) для периода $T = 8$ лет для распространенного случая $C_s =$

$2C_{\sqrt{}}$ приведены в табл. 1. Определение p_m произведено по графику, представленному на рис. 1.

В этой же таблице даются расчеты неполивной площади оросительной системы в гумидной зоне при орошении сточными или подземными водами. Для этого случая можно пренебречь изменчивостью водоподачи. Действительно, относительное постоянство интенсивности технологических

Т а б л. 1. Средняя многолетняя площадь неполивных земель, %

Параметр	Значение при числе перебойных лет						
	0	1	2	3	4	5	6
Аридная зона							
P_m	0,935	0,915	0,775	0,645	0,495	0,355	0,260
$C_v = 0,30$	0,0	0,6	5,3	8,9	12,9	18,9	22,8
$C_v = 0,50$	0,0	0,9	8,5	12,7	21,8	25,8	34,6
Гумидная зона (орошение на сточных и подземных водах)							
S_m	0,065	0,085	0,225	0,355	0,505	0,635	0,740
$C_v = 0,30$	0,0	0,9	6,4	9,8	14,1	19,0	24,2
$C_v = 0,50$	0,0	1,4	7,0	10,9	17,4	21,2	33,9

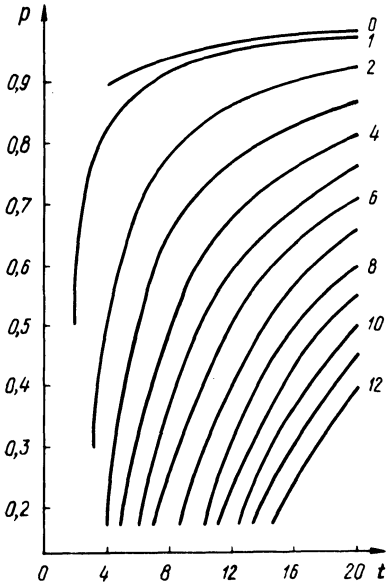


Рис. 1. Зависимость наиболее вероятных значений обеспеченности от продолжительности расчетного T-летия и числа перебойных лет (цифры у кривых).

процессов и наличие буферных емкостей на станции очистки приводит к незначительной изменчивости расхода сточных вод. Мало меняются во времени и дебиты скважин. Тогда $C_{\sqrt{r}} \approx 0$ и $K_p \approx 1$, что приводит (8) к виду

$$f = \frac{1}{T} \left(m - K_s \sum_{i=1}^m \frac{1}{K_{s_m}} \right). \quad (10)$$

При расчете f по (10) s есть вероятность превышения, определяемая из условия $s = 1 - p$.

Из анализа табл. 1 следует, что площадь неполитых земель возрастает с ростом числа перебойных лет и с увеличением коэффициента вариации стока или водопотребления. При обеспеченностях больше 65–70% и перебоях подачи воды в 25–37% рассматриваемого числа лет эта площадь растет относительно медленно и не превышает 10% от проектной площади системы. Увеличение числа перебойных лет более 50% приводит к заметному росту площадей неполитых земель, которые могут достигать 25–30%.

Следует указать на то, что уравнение (10) позволяет также исследовать поведение размеров неполитых площадей для стационарных систем с водозабором из крупных рек, когда водоподача существенно меньше расходов реки в межень.

Большой практический интерес представляет исследование функционала (8) в общем виде. Но пока этому препятствует отсутствие надежной методики определения сопряженных значений вероятностей p и s [14]. Известны попытки использования регрессионного анализа. Однако он не дал практически приемлемых результатов.

При современном состоянии изученности вопроса решение поставленной задачи для варьирующих рядов стока оросительных норм можно найти на основе n -летнего статистического ряда величин орошаемой площади. С учетом (1) и (2) выражения (7) и (8) непосредственно приводят к уравнению

$$f = \frac{1}{T} \left(m - \frac{1}{K_p^F} \sum_{i=1}^m K_{p_m}^F \right), \quad (11)$$

где K_p^F — модульный коэффициент площади орошения обеспеченностью p . Правомерность такого подхода подтверждается тем, что он нашел применение в нормативных документах [15].

Л и т е р а т у р а

1. Г л е й з е р Б.А. К методике определения основных параметров оросительных систем в зоне неустойчивого увлажнения. — Гидротехника и мелиорация, 1974, № 9.
2. П л у ж н и к о в В.Н. К выбору расчетной обеспеченности по регулированию водного режима почв. — В сб.: Водное хозяйст-

во Белоруссии. Минск, 1965. 3. Соломоныя О.Г. Основы проектирования оптимальной ирригационной системы методами математического программирования. Автореф. докт. дис. — М., 1968. 4. Трофимов В.В. К вопросу определения оросительной способности незарегулированных рек. — Гидротехника и мелиорация, 1952, № 5. 5. Чернявский В.С. Некоторые задачи оптимизации ирригационных систем. Автореф. канд. дис. — М., 1969. 6. Шавва Қ.И. Определение оптимальных вариантов водохозяйственных объектов и рациональных схем использования водных ресурсов. — Фрунзе, 1972. 7. Богаченко И.В. Методические вопросы взаимосвязи показателей сравнительной и абсолютной эффективности при оптимизации технико-экономических решений в гидростроительстве. — Тр. координац. совещ. по гидротехнике. Л., 1974, вып. 88. 8. Инструкция (методика) по определению экономической эффективности капитальных вложений в орошение и осушение земель и обводнение пастбищ. — М., 1972. 9. Коваленко Б.Г., Мереинов В.З., Загородный В.М. К созданию экономико-математической модели оросительной системы. — Тр. КиргНИИВХ. Фрунзе, 1972, вып. 28. 10. Методические указания по определению экономической эффективности капитальных вложений в орошение земель в нечерноземной зоне. — Минск, 1974. 11. Халбаева Р.А. Совершенствование планирования водопользования и водораспределения. — Ташкент, 1975. 12. Мереинов В.З., Коваленко Б.Г. Расчеты водораспределения и оперативного управления оросительной системой. — Тр. КиргНИИВХ. Фрунзе, 1972, вып. 28. 13. Шишкин С.А. К расчету дефицита незарегулированного стока и площади неполитых земель. — В сб.: Мелиорация, гидротехника и водоснабжение. — Горки, 1975, вып. 3. 14. Голченко М.Г., Стельмах Е.А. Методические рекомендации по определению расчетной обеспеченности орошения в Белоруссии. — Горки, 1978. 15. Инструкция по проектированию лиманного орошения. ВСН II-24-75. — М., 1975.

УДК 551.48

Г.Н. Молчан, А.В. Клебанов

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТИ ВЕСЕННЕГО ПОЛОВОДЬЯ РЕК ПОЛЕСЬЯ

Согласно действующим нормам [1,2], расчетные гидрографы половодий строятся по равнообеспеченным значениям объемов и максимальных расходов. Продолжительность половодья, соответствующая этим гидрографам, является основным элементом весеннего стока при его регулировании с целью обеспечения уровня режима в водоприемнике, определяющего площадь и длительность затопления и подтопления земель. Поэтому возникает задача нахождения расчетной продолжительности весеннего половодья дифференцированно, в зависимости от различной водности весны, т.е. от сочетания максимального расхода Q и слоя стока h . Для рек равнинных районов, изученных и не изученных в гидрологическом отношении, можно использовать предлагаемый в данной работе метод, апробированный на 5 речных водосборах, расположенных на левобережье р. При-

пять в Белорусском Полесье, по которым установлено, что мелиоративные мероприятия не влияют на режим весеннего половодья.

Максимальные расходы воды, слой стока и продолжительность половодья (по годам) приняты по данным Гидрометслужбы БССР [3, 4, 5].

Границы половодья устанавливались по гидрографам стока в соответствии с [6]. За начало половодья принимался первый день со значительным увеличением расхода воды, а за окончание — день в конце кривой спада половодья, когда интенсивность спада уже резко снизилась. Объем весеннего половодья был принят суммарным, включая поверхностный и грунтовой сток.

Для сглаживания и экстраполяции эмпирических кривых обеспеченности максимальных расходов и слоя стока за половодье применены кривые трехпараметрического гамма-распределения, параметры которых установлены непосредственно по имеющимся рядам наблюдений, согласно [1], и сведены в табл. 1.

При статистическом анализе многолетних колебаний максимальных расходов половодий некоторые члены были исключены, как резко выделяющиеся согласно параметрическому критерию. Как указано в [7], наступление экстремных значений характеристик стока может явиться следствием особых гидрометеорологических процессов, способствующих появлению вариантов малой вероятности (нерепрезентативных для данной выборки) или генетически не совместимых с остальными членами ряда.

Продолжительность весеннего половодья рек (T в сутках) может быть выражена следующей функциональной зависимостью:

$$T = \frac{h \cdot F}{86,4 \cdot Q} \gamma, \quad (1)$$

где h — слой стока, мм; F — площадь водосбора, км²; Q — максимальный среднесуточный расход, м³/с; γ — коэффициент полноты формы гидрографа, принимаемый в качестве одной из характеристик формы гидрографа и равный отношению Q к среднему расходу за период половодья \bar{Q} ($\gamma = \frac{Q}{\bar{Q}}$) [7].

Исследованиями установлено, что величина коэффициента γ зависит от водности весны и с достаточной для практических расчетов точностью аппроксимируется уравнением:

$$\gamma = a + b \cdot Q + c \cdot h, \quad (2)$$

где a , b , c — постоянные коэффициенты для данного водосбора.

Подставив (2) в (1), получаем формулу для определения продолжительности весеннего половодья для каждого конкретного года:

$$T = \frac{h \cdot F}{86,4 \cdot Q} (a + b \cdot Q + c \cdot h). \quad (3)$$

Т а б л. 1. Максимальные среднесуточные расходы воды и слои стока весеннего половодья рек

Река – пункт	Площадь водосбора, км ²	Период наблюдений		Элемент половодья	Норма Q, м ³ /с, h, мм	C _V	C _S C _V
		годы	число лет				
Р. Бобринск – с. Парохонск	1450	1925–1933,	44	Q	35,0	0,54	1,0
		1940–1941 1945–1977	43	h	66,0	0,47	1,0
Р. Птичь – с. Лучицы	8770	1895–1917,	71	Q	257	0,58	2,0
		1926–1941, 1945–1976	70	h	85	0,41	1,0
Р. Ясельда – г. Береза	916	1928–1933,	39	Q	33,1	0,60	2,0
		1941, 1945– 1977		h	83	0,46	1,5
Р. Оресса – с. Верхутино	520	1926–1939,	44	Q	21,9	0,58	2,0
		1947–1960, 1962–1977		h	73	0,45	1,0
Р. Оресса – с. Андреевка	3580	1926–1941,	48	Q	81,3	0,62	2,0
		1945–1976		h	65	0,48	1,5

Т а б л. 2. Значение коэффициентов a, b, c зависимости (2)

Река – пункт	Число лет наблюдений, вошедших в расчет	a	b·10 ²	c·10 ²	Коэффициент множественной корреляции	K _д	δ _T , %
Р. Бобринск – с. Парохонск	42	1,80	4,230	-1,163	0,78	12,8	13,5
Р. Птичь – с. Лучицы	69	1,63	0,401	-0,222	0,79	17,3	14,8
Р. Ясельда – г. Береза	38	2,26	5,020	-1,310	0,78	12,1	15,2
Р. Оресса – с. Верхутино	44	2,18	5,230	-0,915	0,91	34,7	11,1
Р. Оресса – с. Андреевка	48	1,42	0,700	0,208	0,74	11,2	15,1

В табл. 2 приведены коэффициенты а, b, с зависимости (2), вычисленные методом наименьших квадратов, коэффициенты корреляции, а также средние относительные ошибки / δ_T / (в процентах) в определении продолжительности половодий по (3) по сравнению с наблюдавшимися данными конкретных лет.

Оценку достоверности коэффициента корреляции проведем с помощью коэффициента достоверности K_D , равного отношению коэффициента корреляции к его среднему квадратическому отклонению:

$$K_D = \frac{|r| \sqrt{n-1}}{1 - r^2}, \quad (4)$$

где $|r|$ – абсолютная величина коэффициента корреляции; n – число членов ряда.

В гидрологических расчетах при $K_D > 3$ значение коэффициента корреляции считается достоверным; $3 > K_D > 1$ – имеется тенденция связи коррелируемых величин; $K_D < 1$ – связь отсутствует [8]. Из таблицы следует, что для всех расчетных случаев $K_D > 3$, и, следовательно, наше утверждение о найденной с помощью коэффициента корреляции тесноте связи достоверно.

Следует отметить, что при определении продолжительности весеннего периода в подвижных границах установление конца весны представляет определенные трудности (часто в это время появляются новые подъемы

Т а б л. 3. Расчетная продолжительность весеннего половодья рек

Река – пункт	Элемент половодья	Обеспеченность Q и h, %				
		0,5	1	5	10	25
Р. Бобрик – ст. Парохонск	γ	3,81	3,68	3,32	3,12	2,83
	Т	110	107	97	93	84
Р. Птичь – с. Лучицы	γ	4,42	4,14	3,48	3,17	2,73
	Т	104	102	95	93	89
Р. Ясельда – г. Береза	γ	4,91	4,58	3,83	3,48	3,05
	Т	100	96	87	84	79
Р. Оресса – с. Верхутино	γ	4,20	3,96	3,40	3,13	2,81
	Т	62	61	58	57	56
Р. Оресса – с. Андреевка	γ	3,64	3,43	2,92	2,69	2,34
	Т	93	90	83	80	76

дождевого происхождения), из-за которых невозможно избежать элемента субъективности. Все это в конечном счете ведет к ослаблению связи (2) и снижению точности расчета продолжительности половодья по (3). Поэтому фактические значения $|\delta_T|$ могут быть меньше приведенных в табл. 2.

В табл. 3 даны вычисленные по (2) и (3) коэффициенты γ и продолжительность весенних половодий с равнообеспеченными значениями максимальных расходов Q и слоев стока h .

Как следует из табл. 3, с уменьшением обеспеченности коэффициенты полноты формы гидрографа и продолжительность весеннего половодья увеличиваются. Возрастание коэффициента γ свидетельствует об увеличении крутизны (неравномерности) гидрографа, и наоборот — уменьшение γ указывает на его распластывание.

Для не изученных в гидрологическом отношении рек расчетная продолжительность половодья, соответствующая заданной обеспеченности Q и h , определяется по (1).

Значение расчетного коэффициента полноты формы гидрографа (γ_p) следует принимать по ближайшей изученной в гидрологическом отношении реке-аналогу ($\gamma_p = \gamma_a$) [1,9].

В заключение необходимо подчеркнуть, что в настоящий момент в научной литературе многими исследователями приводятся формулы для определения только средней многолетней продолжительности весеннего половодья [10, 11, 12]. Полученная нами зависимость (3) позволяет дифференцированно, в зависимости от различной водности весны, т.е. от сочетания максимального расхода Q и слоя стока h , рассчитывать искомую продолжительность T .

Л и т е р а т у р а

1. Руководство по определению расчетных гидрологических характеристик. ГУГМС. — Л., 1973.
2. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик (СН 435—72). — Л., 1972.
3. Гидрологические ежегодники. Бассейн Черного моря. — Л., 1933—1975, т. 2, вып. 2 и 3.
4. Ресурсы поверхностных вод СССР. Основные гидрологические характеристики. Л., 1966, 1974. Т. 5. Белоруссия и Верхнее Преднепровье.
5. Там же, ч. I. — Л., 1966.
6. Методические рекомендации к составлению справочника по водным ресурсам СССР. — Л., 1962. Вып. 7. ч. I. Половодье.
7. Артемьев А.П., Лившиц И.М. Применение статистических критериев для исключения резко выделяющихся членов гидрологических рядов. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1972, вып. 2.
8. Иванов А.Н., Неговская Т.А. Гидрология и регулирование стока. — М., 1970.
9. Шебеко В.Ф., Брагилевская Э.А. Расчетные гидрографы весеннего половодья рек-водоприемников. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Тр. БелНИИМВиХ. — Минск, 1976, Т. XXIV.
10. Боголюбов С.Н. Методика проектирования гидрографов снегового половодья. Тр. НИУ ГУГМС. — Л., 1946. Сер. IV, вып. 29.
11. Огиевский А.В. Гидрология суши. — М., 1951.
12. Соколовский Д.Л. Речной сток. — Л., 1968.

**ВОПРОСЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ОТ НАВОДНЕНИЙ В ПОЙМЕ
р. ПРИПЯТЬ И ВЛИЯНИЕ ОБВАЛОВАНИЯ НА РЕЖИМЫ
МАКСИМАЛЬНОГО СТОКА**

Повышение интенсивности сельскохозяйственного использования пойменных земель является одним из важнейших резервов увеличения объемов производства продукции сельского хозяйства. Однако продолжительное затопление пойм в естественных условиях ограничивает возможности ведения культурного луговодства на этих угодьях. Характерным примером является пойма Припяти, продолжительность почти ежегодного затопления которой достигает 3–4 месяцев, а в отдельные годы – весь вегетационный период.

Первоочередной задачей является регулирование продолжительности затопления поймы с целью вовлечения этих земель в интенсивное хозяйственное пользование.

Одним из радикальных средств защиты территории от наводнений считается создание водохранилищ многоцелевого использования. Однако возможности этого в бассейне р. Припять ограничены в силу геоморфологических особенностей рассматриваемого бассейна.

Недостаток регулирующих емкостей можно в значительной степени компенсировать за счет массового строительства небольших прудов-водохранилищ. В связи с этим особое значение приобретает определение рациональных режимов регулирования. В частности, представляет интерес использование регулирующих емкостей водохранилищ не для срезки пика паводка, а для аккумуляирования объемов воды на спаде половодья и сокращения за счет этого продолжительности половодья [1]. Одним из возможных средств регулирования стока на водосборе является создание резервных регулирующих емкостей по типу водохранилищ, действующих периодически и заполняемых только в годы прохождения высоких половодий и паводков (не чаще 1 раза в 5–10 лет). В остальные периоды эти емкости остаются опорожненными и территория может использоваться как обычно. Такие регулирующие емкости должны располагаться на основных, формирующих максимальный сток притоках. Для их создания могут быть отведены территории, не пригодные к интенсивному сельскохозяйственному использованию. В перспективе, по мере хозяйственной необходимости они могут быть превращены в постоянные водохранилища.

Ограниченные возможности создания водохранилищ не позволяют, однако, рассчитывать на полное упорядочение гидрологического режима поймы без специальных инженерных мероприятий.

Имеет смысл рассмотрение схемы регулирования продолжительности затопления поймы с помощью затопляемой системы обвалования, состоя-

щей из невысоких дамб и насосной станции повышенной мощности [2]. Принцип действия такой системы заключается в том, что обвалованная территория через специально предусмотренные сооружения затопливается водами весеннего половодья на подъеме и остается затопленной во время прохождения максимальных расходов воды и на первой стадии спада уровней. Сокращение продолжительности затопления обвалованной территории достигается за счет ускоренного сброса воды с помощью насосной станции после того, как уровень в реке станет ниже гребня дамбы.

Применение затопляемой системы обвалования позволяет сократить в 3–6 раз объемы земляных работ по дамбам обвалования. Вместе с тем в 1,5–10 раз (в зависимости от расчетного модуля откачки) увеличивается стоимость насосных станций, поскольку требуемая производительность их оказывается значительно выше по сравнению с обычными насосными станциями, работающими на незатопляемых польдерах.

Выполненные расчеты для условий Припяти (в. п. Коробы) в диапазоне площадей обвалования 300–2000 га показали, что затопляемые системы обвалования по капитальным затратам дешевле незатопляемых на 15–35% при модуле откачки насосной станции менее $0,01 \text{ м}^3/\text{с}$ с га. Однако при этом сокращение продолжительности затопления невелико. При модулях откачки более $0,01 \text{ м}^3/\text{с}$ стоимость затопляемых польдеров значительно выше незатопляемых из-за высокой стоимости насосной станции, которая не перекрывается экономией на земляных работах. Кроме того, эксплуатация затопляемых польдеров является более сложной: увеличивается опасность разрушения дамб, занесения обвалованных угодий песчаными наносами; велики затраты на послепаводковые ремонты по дамбам и мелиоративной сети. Из сказанного можно сделать вывод, что затопляемые системы обвалования в условиях поймы р. Припять могут использоваться в качестве дополнения в основном к незатопляемым системам обвалования. Таким образом, основным направлением инженерной защиты земель в пойме р. Припять является обвалование пойменных угодий незатопляемыми дамбами.

Разработка достоверного прогноза режимов максимального стока в условиях обвалования — ключевая задача создания экономичной и надежной системы противопаводковой защиты.

Исследования уровня режима и оценка его изменений в условиях обвалования поймы Припяти выполнены на основе сочетания методов математического и гидравлического моделирования. Такой подход позволил осуществить взаимное уточнение результатов и значительно расширить диапазон решаемых задач. Для моделирования максимального стока была составлена математическая модель камерного типа: русло реки с поймой разбивалось вдоль по реке на камеры. Движение воды интерпретировалось как процесс протекания воды из одной камеры в другую. Для математического описания процесса использовалась система дифференциальных

уравнений, аппроксимирующих уравнения неустановившегося движения воды [3]:

1) уравнение динамического равновесия без учета инерционных членов

$$Z_{i-1} = Z_i + \frac{1}{K^2} \Phi_{i-1} Q_{i-1}^2 \operatorname{sign} Q_{i-1}, \quad (1)$$

где Z_{i-1} , Z_i – уровни воды в граничных створах; K – поправочный коэффициент на ледовые условия и зарастание; Φ_{i-1} – модуль гидравлических сопротивлений; Q_{i-1} – расход воды в верхнем граничном створе;

2) уравнение неразрывности (уравнение баланса воды):

$$Q_i = Q_{i-1} + R_i + \frac{dw_i}{dt}, \quad (2)$$

где R_i – боковой приток к i -ому расчетному участку; Q_i – расход воды в нижнем граничном створе.

Расчет прохождения паводка в условиях обвалования реки требует предварительной настройки модели для определения некоторых ее параметров, и в первую очередь коэффициентов шероховатости. С этой целью сначала было выполнено моделирование формирования наблюдавшегося паводка в естественных условиях поймы (без обвалования). Моделировался паводок 1976 г., поскольку по этому году имеются наиболее полные и достоверные данные гидрологических наблюдений, а морфологические характеристики отражают современное состояние поймы.

Расчет естественного режима на математической модели выполнен для участка р. Припять от в.п. Любязь до в.п. Мозырь.

Предварительно участок был разбит на 62 камеры средней длиной около 6,5 км исходя из условия, что перепад уровней между соседними расчетными створами не превышал 0,5 м. Для каждой расчетной камеры задавалась следующая морфометрическая информация: длина камеры по руслу и пойме, осредненные коэффициенты шероховатости отдельно для русла и для поймы, площади и смоченные периметры характерных сечений в диапазоне колебания максимального уровня с шагом по высоте 0,5 м.

Для обеспечения достоверности расчетов производилось деление некоторых камер. Окончательное их количество составило 94.

Исходными гидрологическими данными для расчета естественного режима были входной гидрограф на Припяти по в.п. Любязь, гидрографы по 26 притокам и 16 гидрографов склоновой приточности. В результате объединения гидрографов отдельных притоков и склоновой приточности всего в расчетах использовалось 37 гидрографов.

Расчеты естественного режима позволили: а) уточнить выбранную расчетную схему, т.е. определить необходимое количество и параметры расчетных камер; б) добиться устойчивости решения; в) уточнить коэффициенты шероховатости и тем самым добиться удовлетворительной сходимости вычисленных и наблюдаемых уровней и расходов и оценить точность моделирования.

В соответствии с принципами построения математической модели камерного типа одним из основных параметров является коэффициент шероховатости, который в данной постановке задачи представляет собой интегральную характеристику сопротивлений движению потока. Его величина определяется взаимодействием ряда факторов: общим состоянием поверхности поймы и характером растительности; особенностями местных сопротивлений; неравномерностью движения потока; возникновением водоворотных зон и обратных течений; взаимодействием пойменного и руслового потока и др. Путем визуального обследования поймы и использования материалов аэрофотосъемок для каждой камеры были определены пределы изменения коэффициентов шероховатости, а затем приняты осредненные коэффициенты. В процессе расчетов производилось сравнение результатов расчетов (расходов и уровней) с данными наблюдений. По результатам сравнения принятые за искомые коэффициенты шероховатости корректировались. Затем расчеты повторялись. За окончательные были приняты коэффициенты, совокупность которых дала наименьшее отклонение от данных наблюдений.

Средняя погрешность вычисления максимальных уровней составила примерно 10 см, наибольшая — 20 см, в процентах от амплитуды колебания горизонтов воды это равнялось соответственно 5,4 и 10%. Средняя погрешность вычисления максимальных расходов — примерно 9, наибольшая — 27%. Анализ показывает, что математическая модель позволила вычислить естественные уровни и расходы с точностью, соответствующей точности исходной информации. Это дает основание предположить, что погрешности расчетов и для условий обвалования не превышают допустимых значений.

Были рассмотрены три варианта сплошного обвалования Припяти на участке в.п. Речица — г. Мозырь с расстоянием между дамбами в среднем 2; 4 и 6 км. При этом учитывалось влияние, оказываемое защитными мероприятиями на исходные гидрологические и морфометрические характеристики. Изменения в морфометрической информации касались геометрических характеристик поперечных сечений. Гидрологические данные корректировались с учетом частичных изменений мест впадения притоков и сброса склоновой приточности. В связи с необходимостью увязки в календарном плане основных фаз максимального стока по основной реке, притокам и склоновой приточности в качестве расчетных для проектных условий были приняты 6 реальных лет — 1931, 1932, 1952, 1956, 1958, 1970, имеющих

1–18% обеспеченность по объему половодья и 5–10% – по максимально-му расходу, а также 1976 г. с максимальным расходом 25% обеспеченности.

Коэффициенты шероховатости для проектных условий уточнены на основе результатов исследований на физической модели. Принятые расчетные коэффициенты шероховатости в среднем на 10–12% меньше полученных при расчете естественного режима.

Общая протяженность расчетного участка 470 км (в. п. Речица – в. п. Мозырь). Участок был разбит на 120 расчетных камер. Для каждой камеры положение дамб задавалось расстоянием вправо и влево от оси реки. В результате расчетов, выполненных на ЭВМ ЕС–1020, получены уровни и расходы для каждой расчетной камеры по шести годам для трех вариантов обвалования.

С целью определения расчетных параметров максимального стока на клетчатку вероятностей с кривыми обеспеченности максимальных расходов и уровней в естественных условиях по водпостам были нанесены рас-

Т а б л. 1. Максимальные расходы и коэффициенты влияния дамб обвалования на максимальные расходы

Обеспеченность максимальных расходов	Варианты обвалования	Водпосты								
		Коробы			Гуров			Мозырь		
		$Q_{\text{ест}}$ м ³ /с	$Q_{\text{пр}}$ м ³ /с	$K = \frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{ест}}}$	$Q_{\text{ест}}$ м ³ /с	$Q_{\text{пр}}$ м ³ /с	$K = \frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{ест}}}$	$Q_{\text{ест}}$ м ³ /с	$Q_{\text{пр}}$ м ³ /с	$K = \frac{Q_{\text{пр}}}{Q_{\text{ест}}}$
	1	2210	—	—	3750	4425	1,18	6040	6570	1,09
1	2	2210	2330	1,05	3750	4650	1,20	6040	6740	1,12
	3	2210	2420	1,10	3750	4825	1,29	6040	6920	1,15
	1	1550	—	—	2650	3250	1,23	4200	4740	1,13
5	2	1550	1660	1,07	2650	3400	1,28	4200	4860	1,16
	3	1550	1740	1,12	2650	3650	1,38	4200	5040	1,20
	1	1240	—	—	2140	2725	1,27	3390	3880	1,14
10	2	1240	1340	1,08	2140	2860	1,34	3390	4000	1,18
	3	1240	1420	1,15	2140	3100	1,45	3390	4160	1,23
	1	832	—	—	1480	1990	1,34	2290	2720	1,19
25	2	832	910	1,10	1480	2120	1,43	2290	2840	1,24
	3	832	980	1,18	1480	2325	1,57	2290	2920	1,28

П р и м е ч а н и е: Вариант 1 – максимальное расстояние между дамбами, 3 – минимальное.

ходы и уровни, вычисленные для проектных условий. Проведенные по полученным точкам кривые обеспеченности максимальных расходов при обваловании параллельны соответствующим кривым в естественных условиях. Коэффициенты влияния обвалования на максимальные расходы (отношение расходов в проектных условиях к естественным) представлены в табл. 1.

Кривые обеспеченности уровней в проектных условиях не параллельны кривым обеспеченности естественных уровней (рис. 1). С уменьшением расстояния между дамбами кривые обеспеченности становятся более крутыми. Кривые обеспеченности максимальных уровней проектных вариан-

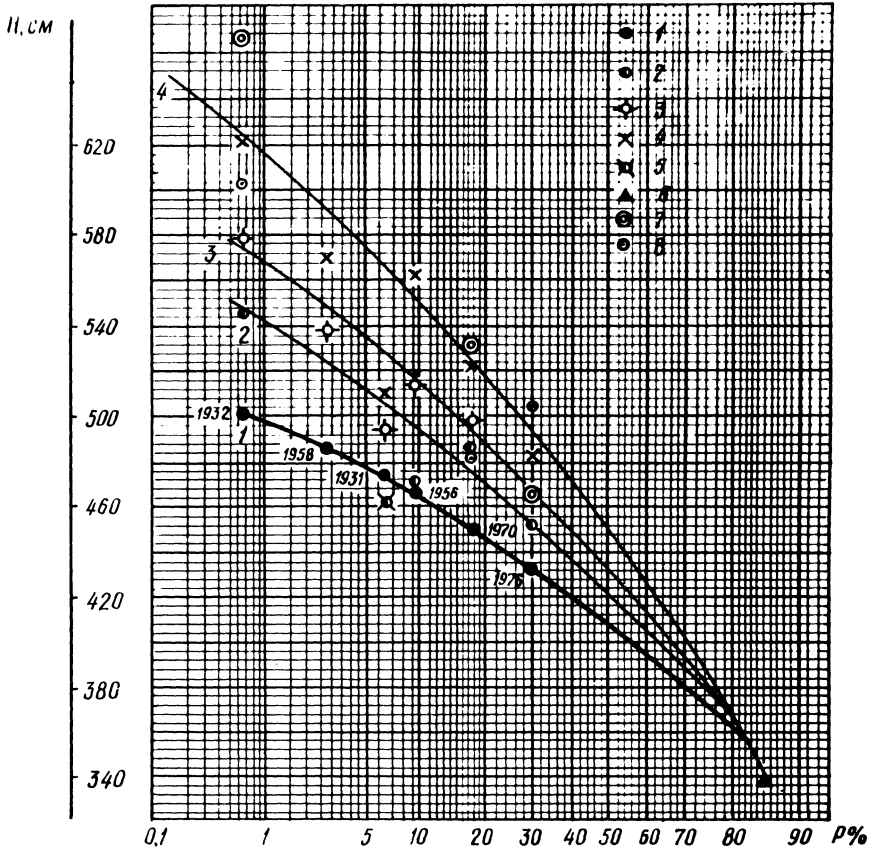


Рис. 1. Кривые обеспеченности максимальных уровней воды (р. Припять — в.п. Коробы) :

1 — естественный режим; 2,3,4 — проектные условия, соответствующие I, III и V вариантам расчета; 5 — данные расчета не приняты; 6 — выход воды на пойму; 7-8 — данные, полученные на гидравлической модели.

тов и естественных условий образуют пучок кривых, исходящих из точки, примерно соответствующей отметке выхода на пойму. Полученные величины превышения максимального уровня в проектных условиях над естественными при различных значениях обеспеченности представлены в табл. 2.

Сопоставление результатов расчетов режимов максимального стока 1932, 1970, 1976 гг., полученных на математической модели, с результатами гидравлического моделирования показало, что они согласуются удовлетворительно. Уровни на математической модели, как правило, несколько ниже уровней при соответствующих расходах на гидравлической модели. Так, по данным 1976 г., расхождения составили в среднем 6–8 и не превысили 10–13%, 1970 г. – в среднем 8–11 и не более 13–15%, 1932 г. – в среднем 17–19 и не более 20–23%.

Увеличение расхождений с ростом расходов объясняется, во-первых, использованием при математическом моделировании постоянных коэффициентов шероховатости. Специальные гидравлические исследования, а также результаты гидравлического моделирования участка Припяти в составе данных разработок показали, что в условиях закустаренных пойм с ростом уровня затопления в пределах высоты кустарника коэффициенты шероховатости возрастают.

Во-вторых, при определении параметров шероховатости для гидравлической модели в целях надежности, как правило, принимались верхние

Т а б л. 2. Превышение максимальных уровней воды в проектных условиях над естественными, см

Обеспеченность максимальных уровней, %	Варианты обвалования	Водпосты		
		Коробы	Туров	Петриков
1	1	40	95	140
	2	69	146	175
	3	118	197	230
5	1	34	86	113
	2	60	138	135
	3	96	182	175
10	1	28	85	95
	2	51	125	118
	3	82	169	150
25	1	19	64	65
	2	35	103	80
	3	53	140	103

пределы значений шероховатости, что способствовало некоторому завышению уровней на гидравлической модели.

Таким образом, выполненные исследования позволили оценить изменения режимов и параметров максимального стока под влиянием различных вариантов обвалования, определить надежные параметры системы обвалования и тем самым осуществить выбор наиболее экономичного варианта инженерной защиты территории от наводнений.

Л и т е р а т у р а

1. Г р и н е в и ч Л.А., Л у к о ш к о Р.Ф., Р у т к о в с к и й П.П. К определению рациональных режимов регулирования половодного стока водохранилищами при защите от наводнений сельскохозяйственных земель (на примере р. Птичь). — В сб.: Проблемы водного хозяйства. Минск, 1971.
2. Г р и н е в и ч Л.А. Принципы и методы оценки ущербов, причиняемых наводнениями, рациональные схемы инженерной защиты пойменных земель. — Тез. докл. Всесоюз. науч.-техн. совещ. "Комплексное использование водных ресурсов". Секция экономических проблем использования и охраны водных ресурсов. — Минск, 1975. 3.3 и в е р т А.А., Х е л м а н и с В.П. Расчет трансформации паводочных волн в русловых системах с учетом берегового регулирования. — Водные ресурсы, 1973, № 6.

УДК 628.17

И.К. Л а з а р ч и к

СОСТОЯНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ВНУТРЕННИХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

В настоящее время в жилищном строительстве имеет место тенденция к строительству зданий повышенной этажности (9,12,16 этажей или выше). Естественно, для них должны быть разработаны экономически выгодные проекты системы водоснабжения. Однако экономически обоснованных указаний по этому вопросу в литературе до сих пор недостаточно. Ввиду относительно небольшой стоимости внутренней водопроводной сети здания по сравнению с общей стоимостью дома на ее экономичность при проектировании высотных зданий особого внимания не обращают. Вместе с тем стоимость водопроводной сети можно несколько снизить, если правильно наметить количество вводов в здания, число зон водоснабжения и учесть наличие повысительных установок.

Из-за небольшого отставания развития системы водопроводов городов от интенсивного развития городской застройки в них ощущается некоторая нехватка воды. В то же время в зданиях, где имеет место большой напор на вводе, чем требуется по СНиПу, наблюдаются повышенные расходы воды (увеличение удельных расходов здесь достигает 25–40%, а в некоторых случаях — 60% [1]).

Борьба с потерей воды может вестись двумя методами:

1. Стабилизацией напора воды у потребителя [1,2] непосредственно перед водоразборной арматурой, на этаже или же на вводе в здание. Достигается это применением регуляторов напора или диафрагмированием. Положительной стороной этого метода является снижение превышения расходов воды и некоторое уменьшение расхода электроэнергии на подачу этого уменьшенного расхода воды.

2. Зонированием системы водоснабжения здания, когда вся сеть водопровода дома разбивается на несколько отдельных самостоятельных зон. В первую зону вода подается под напором городского водопровода, во вторую, третью и последующие зоны — по самостоятельным сетям (вводам, магистралям, стоянкам) повысительными установками, как правило, по параллельной схеме водоснабжения.

Наиболее целесообразно для зданий в 20–30 этажей принять параллельную схему зонного водоснабжения. При этом уменьшается расход воды (из-за уменьшения напора перед арматурой) и энергии, затрачиваемой на подъем воды и создание избыточного напора, по сравнению с незонированной системой. Вместе с тем увеличивается стоимость сети в связи с увеличением числа стояков, вводов и повысительных установок. Таким образом, зонирование водопровода ведет к росту его стоимости [3]. Стоимость внутренней сети при зонировании увеличивается в среднем на 35–40% [4].

На основании экспериментальных расчетов зонных схем водоснабжения 20 жилых районов Москвы, проведенных в МИСИ, установлено, что стоимость наружной сети при зонировании возрастает на 50–55% по сравнению с незонированной внутриквартирной сетью. Кроме того, при зонировании расход воды уменьшается на 11,7%, а электроэнергии — на 23,2% [5]. Увеличение стоимости зонных систем водоснабжения компенсируется уменьшением количества затрачиваемой электроэнергии.

Зонирование водопровода зданий осуществляется как по техническим, так и по экономическим требованиям. По техническим требованиям зонруются внутренние водопроводы производственных зданий и лабораторий (где зонирование обусловлено в основном разными рабочими напорами), многоэтажных зданий (с целью снижения гидростатического напора до допустимых величин — для хозяйственно-питьевых водопроводов 60 м вод.ст., противопожарных — 90 м вод.ст.).

При зонировании систем водопровода по экономическим соображениям необходимо исходить из минимума приведенных затрат. Наибольший экономический эффект зонирование получает при оптимальной высоте нижней зоны, что имеет большое значение для определения свободного напора в диктующей точке городской водопроводной сети. По исследованиям, проведенным в МИСИ [5], изменение высоты первой зоны незначительно сказывается на стоимости внутренней, а также наружной

(внутриквартальной)сети водопровода здания. При выборе оптимальной высоты нижней зоны основным и решающим фактором является наименьшее количество электроэнергии, расходуемой повысительной установкой [4]. Таким образом, зонирование систем водоснабжения жилых зданий приводит, с одной стороны, к увеличению стоимости сети водопровода, а с другой — к уменьшению потерь воды и снижению расхода электроэнергии [3].

Исходя из вышеизложенного, можно предположить, что более эффективным будет снижение напора путем зонирования систем внутреннего водопровода с одновременным дросселированием внутри зоны.

В настоящее время наблюдается рост зданий не только вверх, но и по "фронт". Уже построены жилые дома по 8, 12, 15 и даже 20 секций (при высоте 9 этажей). Естественно, возникает вопрос определения числа секций, которые экономически выгодно снабжать водой от одного ввода. Однако в практике проектирования это не учитывается: один ввод в здание принимают при количестве секций в нем до 5–6 и два — при большем их количестве. Причем ввод очень часто устраивают с торца здания, что значительно увеличивает потери напора во внутренней системе водопровода. Учитывая, что высота нижней зоны колеблется в пределах 5–8 этажей [4], зонировать девятиэтажные дома нецелесообразно. Поэтому любое снижение потерь напора в сети имеет существенное значение для снижения расхода электроэнергии.

При проектировании зонного водопровода здания одним из основных вопросов является выбор числа зон. Если зонирование устраивается исходя из экономических соображений, очевидно, экономически наиболее выгодное число зон будет соответствовать минимальной величине приведенных затрат на строительство и эксплуатацию системы. Конкретные рекомендации здесь почти отсутствуют. Лишь А.Л. Глезер дал формулу для определения числа этажей нижней зоны [2] и то исходя из технических, а не экономических условий.

Определение экономически выгодного числа этажей в верхних зонах также вопрос неясный.

Анализ схем водоснабжения микрорайонов, запроектированных институтом "Моспроект", позволил установить, что большинство их сводится к решениям, предусматривающим как общее повышение напора в сетях микрорайона насосами, расположенными в центральных тепловых пунктах (ЦТП), так и устройством местных повысительных установок в отдельных зданиях. Но при этом не учитывается увеличение потерь воды с повышением этажности зданий.

Считается, что параллельная схема зонного водопровода перспективна и при проектировании системы водоснабжения микрорайонов, застроенных зданиями разной этажности. По этой схеме нижняя зона (5–8 этажей)

обеспечивается напором от городской водопроводной сети, а лежащие выше — от повысительных установок, расположенных в ЦТП.

Однако при практических расчетах зонных систем возникает вопрос определения количества высотных зданий, для которых экономически выгодно создание общей зонной системы водопровода. Естественно, что с изменением расстояния между этими зданиями будет меняться и оптимальное количество самих зданий, объединяющихся общей системой зонного водопровода. На практике это не учитывается, так как отсутствуют соответствующие рекомендации.

Итак, исходя из вышеизложенного, можно сделать следующие выводы:

1. Необходимо определить экономически выгодное число вводов в жилые здания 5–9-этажной застройки в зависимости от количества секций в зданиях.

2. Для экономически выгодного решения внутреннего водопровода здания высотой до 25 этажей необходимо найти оптимальное количество зон в каждой из них.

3. Важно выявить минимальное количество зданий в зависимости от их величины и удаленности друг от друга, которые экономически выгодно объединять общей зонной системой водоснабжения или определить максимальное количество зданий в зависимости от их величины и удаленности друг от друга, для которых экономически целесообразна установка индивидуальных зонных повысительных установок (т.е. для каждого здания).

Л и т е р а т у р а

1. Ш о п е н с к и й Л.А. Эффективность регулирования напоров в системах внутренних водопроводов. — Водоснабжение и санитарная техника, 1964, № 8.
2. К е д р о в В.С. Санитарно-техническое оборудование зданий. — М., 1974.
3. А б р а м о в Н.Н. Обоснования и методы зонирования водопроводных систем. — М., 1949.
4. Г л е з е р А.Л. Эффективность зонирования систем микрорайонов со смешанной застройкой. — Водоснабжение и санитарная техника, 1968, № 9.
5. Г л е з е р А.Л. Зонные системы водоснабжения микрорайонов с застройкой зданиями разной этажности. — В сб.: Борьба с потерями воды в промышленности и коммунальном хозяйстве. М., 1969.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА МАТЕМАТИЧЕСКОГО ПЛАНИРОВАНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА ДЛЯ ИЗУЧЕНИЯ ВЛИЯНИЯ ФАКТОРОВ НА ЭФФЕКТИВНОСТЬ ЗОНИРОВАНИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

При изучении экономических задач, связанных с выбором схемы водоснабжения крупных городов, возникают вопросы анализа зонных систем [1]. Как правило, в нем участвует значительное количество факторов, обусловленных характером потребителя воды, местностью, на которой он расположен, и особенностями водопроводной системы. Для того чтобы как-то систематизировать хотя бы наиболее существенные факторы, оказывающие влияние на работу зонной схемы водоснабжения, была предпринята попытка применения метода математического планирования эксперимента к ее анализу [2,3,4].

В качестве основных факторов были приняты:

Свободный напор воды у потребителей ($h_{св}$) -X₁

Средний уклон местности (I) -X₂

Площадь территории города (F) -X₃

Расчетная норма водопотребления (W) -X₄

Плотность заселения территории (G) -X₅

Отношение ширины территории к ее длине (B/L) -X₆

Отношение направления подачи воды от источника до объекта к направлению движения воды по территории города (перпендикулярное, параллельное) -X₇

Схема зонирования (последовательная, параллельная) -X₈

Были выбраны параметры оптимизации:

Напор в зоне (H_3), м -Y₁

Число зон (n) -Y₂

Приведенные затраты по объекту в целом З, руб. -Y₃

Чтобы изучить влияние перечисленных факторов и получить уравнения искомых параметров оптимизации, была составлена табл. 1. Допускалось, что: свободный напор по всей сети одинаков, уклон местности равномерный, норма водопотребления для всего города, а также плотность населения постоянны, территория города имеет форму прямоугольника.

При восьми факторах на двух уровнях необходимо поставить 256 опытов что весьма трудоемко. Для уменьшения числа опытов принята дробная

Т а б л. 1

Показатели	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈
Основной урожай	25	0	31	250	150	0,55		
Верхний урожай (+1)	40	+3	51	350	250	1,0	Перпендикулярное	Последовательное
Нижний урожай (-1)	10	-3	11	150	50	0,1	Параллельное	Параллельное
Интервал варьирования	15	3	20	100	100	0,45		

реплика типа 2⁸⁻⁴. Заменены эффекты взаимодействия некоторых факторов линейными эффектами: X₅ = X₃·X₄; X₆ = X₂·X₄; X₇ = X₂·X₃; X₈ = X₂·X₃·X₄. Это позволило довести число экспериментов до 16.

Каждый расчет варианта (опыта) повторялся трижды при соблюдении ограничения напора в зоне не более 60 м вод.столба. Результаты расчетов приведены в табл. 2, матрица планирования эксперимента – в табл. 3.

Ошибки эксперимента для каждого из параметров оптимизации напора в зоне, числа зон и приведенных затрат соответственно составили:

$$S_{y_1} = \pm 8,76; S_{y_2} = \pm 5,5; S_{y_3} = \pm 0,9 \cdot 10^6 \text{ руб.}$$

Для нахождения количества коэффициентов в уравнении регрессии, их физического смысла необходимо найти генерирующие соотношения и определяющие контрасты, а также доверительный интервал коэффициентов регрессии..

Генерирующие соотношения и определяющие контрасты:

$$X_5 = X_3 \cdot X_4;$$

$$X_7 = X_2 \cdot X_3;$$

$$X_6 = X_2 \cdot X_4;$$

$$X_8 = X_2 \cdot X_3 \cdot X_4.$$

Обобщающий определяющий контраст:

$$\begin{aligned} 1 &= X_3 \cdot X_4 \cdot X_5 = X_2 \cdot X_4 \cdot X_6 = X_2 \cdot X_3 \cdot X_7 = X_2 \cdot X_3 \cdot X_4 \cdot X_8 = X_2 \cdot X_3 \cdot X_5 \cdot X_6 = \\ &= X_2 \cdot X_4 \cdot X_5 \cdot X_7 = X_2 \cdot X_5 \cdot X_8 = X_3 \cdot X_4 \cdot X_6 \cdot X_7 = X_4 \cdot X_7 \cdot X_8 = X_3 \cdot X_6 \cdot X_8 = \\ &= X_5 \cdot X_6 \cdot X_7 = X_4 \cdot X_5 \cdot X_6 \cdot X_8 = X_3 \cdot X_5 \cdot X_7 \cdot X_8 = X_2 \cdot X_6 \cdot X_7 \cdot X_8 = X_2 \cdot X_3 \cdot X_4 \cdot X_5 \cdot \\ & \cdot X_6 \cdot X_7 \cdot X_8. \end{aligned}$$

Табл. 2.

H - Y ₁ , м				n - Y ₂				З - Y ₃ , руб				Стоимость 1 м ³ воды, коп.
Y ₁ ^I	Y ₁ ^{II}	Y ₁ ^{III}	Y ₁	Y ₂ ^I	Y ₂ ^{II}	Y ₂ ^{III}	Y ₂	Y ₃ ^I 10 ⁻⁶	Y ₃ ^{II} 10 ⁻⁶	Y ₃ ^{III} 10 ⁻⁶	Y ₃	
51	70	53	58	35	25	24	28,0	17,3	13,9	14,1	15,1 10 ⁶	6,0
69	52	71	64	2,5	1,7	1,8	2,0	0,55	0,55	0,85	0,65 10 ⁶	3,8
56	44	59	53	8	13	9	10	0,9	0,6	0,6	0,7 10 ⁶	10,0
43	55	44,5	47,5	18	13	14	15	7,0	4,4	4,8	5,4 10 ⁶	1,0
35	48	37	40	2,6	1,6	1,8	2,0	0,52	0,82	0,52	0,62 10 ⁶	4,6
56,5	42,5	55,5	51,5	7	4	7	6	2,73	1,83	1,83	2,13 10 ⁶	2,5
88	66	86	80	4	9	8	7	1,86	2,96	2,86	2,56 10 ⁶	6,3
62	48	62,5	57,5	70	56	54	60	7,85	5,05	5,25	6,05 10 ⁶	10,9
73	54	56	61,0	5,2	3,3	3,5	4	1,45	0,95	1,05	1,15 10 ⁶	3,6
48	64	48,5	53,5	44	40	30	38,0	2,83	4,23	4,13	3,73 10 ⁶	0,8
62	51	61	58	7	3,5	4,5	5	1,22	0,72	0,82	0,92 10 ⁶	2,0
46	63	47	52	23	24	16	21	2,73	1,93	2,03	2,23 10 ⁶	9,0
55,5	73	54,5	61	4,5	7	3,5	5	1,14	0,84	0,84	0,94 10 ⁶	7,0
42	45	33	40	5	8	8	7	10,58	7,58	7,58	8,58 10 ⁶	3,0
56	54	43	51	8	13,6	8,4	10	2,16	1,56	1,56	1,76 10 ⁶	4,5
50	63	64	59	4	8	9	7	1,32	1,42	1,82	1,52 10 ⁶	5,0
0												
Уровень	30	36	33	2	2	2	2	1,9	1,3	2,5	1,9 10 ⁶	3,1
0												
Уровень	30	32	32	2	2	2	2	1,7	1,3	1,5	1,5 10 ⁶	2,8

Т а б л. 3.

Номер опыта	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈
1	+	+	+	+	+	+	+	+
2	-	+	-	+	-	+	-	-
3	+	-	-	+	-	-	+	+
4	-	-	+	+	+	-	-	-
5	-	-	-	+	-	-	+	+
6	+	-	+	-	-	+	+	-
7	-	+	+	-	-	-	-	+
8	+	+	+	-	-	-	-	+
9	-	-	-	-	+	+	-	+
10	+	-	+	+	+	-	-	-
11	-	-	+	-	-	+	+	-
12	+	+	-	-	+	-	+	-
13	+	+	-	+	-	+	-	-
14	-	+	+	+	+	+	+	+
15	+	-	-	-	+	+	-	+
16	-	+	-	-	+	-	+	-

Пренебрегая эффектами взаимодействия, начиная с третьего, получаем смешанные оценки:

$$\beta_1 = b_1;$$

$$\beta_2 = b_2 + b_{4,6} + b_{3,7} + b_{5,8};$$

$$\beta_3 = b_3 + b_{2,7} + b_{4,5} + b_{6,8};$$

$$\beta_4 = b_4 + b_{2,6} + b_{3,5} + b_{7,8};$$

$$\beta_5 = b_5 + b_{3,4} + b_{2,8} + b_{6,7};$$

$$\beta_6 = b_6 + b_{2,4} + b_{3,8} + b_{5,7};$$

$$\beta_7 = b_7 + b_{2,3} + b_{4,8} + b_{5,6};$$

$$\beta_8 = b_8 + b_{2,5} + b_{4,7} + b_{3,6}.$$

Таким образом, с величинами коэффициентов b_2, \dots, b_8 смешаны оценки двойных взаимодействий, которые предположительно равны нулю. Не смешаны коэффициенты: $b_{1,2}; b_{1,3}; b_{1,4}; b_{1,5}; b_{1,6}; b_{1,7}; b_{1,8}$.

Расчет коэффициентов регрессии осуществляется по формулам:

$$b_0 = \frac{\sum_{u=1}^N Y_u}{N}; \quad b_i = \frac{\sum_{iu} X_{iu} X_{ju} Y_u}{N},$$

где $X_{iu}; X_{ju}$ – значение фактора $X_i (X_j)$ в u -ом опыте; Y_u – значение параметра оптимизации в том же опыте; N – число опытов.

Доверительный интервал коэффициентов регрессии определяется по формуле $\Delta b_i = \pm t S_{bi}$, где t – табличное значение критерия Стьюдента, равное 2,12 [4]. $S_{bi} = \sqrt{\frac{S^2_y}{Nm}}$ где $m = 3$ – количество повторений

опыта. Для каждого из параметров оптимизации он составит: $\Delta b_1 = \pm 2,68$ (напор зоны – H); $\Delta b_2 = \pm 1,68$ (число зон – n); $\Delta b_3 = \pm 0,295 \cdot 10^6$ (приведенные затраты – 3).

Величины коэффициентов регрессии для параметров оптимизации приведены в табл. 4.

Таким образом, искомые уравнения регрессии запишутся:
для напора в зоне

$$Y_1 = 55,44 + 3,5 X_2 - 3,31 X_4 - 2,69 X_5 - 4 X_7 + 5 X_1 X_4 + 2,94 X_1 X_7;$$

для числа зон

$$Y_2 = 14,2 + 8,06 X_1 + 2,94 X_2 + 6,56 X_3 + 2,06 X_5 - 3,94 X_6 - 3,44 X_7 + \\ + 1,81 X_8 + 3,31 X_1 X_2 + 4,19 X_1 X_3 - 4,19 X_1 X_6 - 2,56 X_1 X_7 + 2,94 X_1 X_8;$$

для приведенных затрат

$$Y_3 = (3,38 + 0,7 X_1 + 1,33 X_2 + 2,18 X_3 + 1,09 X_4 + 1,56 X_5 + 0,53 X_6 + \\ + 0,6 X_7 + 1,19 X_8 + 0,67 X_1 X_2 + 0,49 X_1 X_3 + 0,38 X_1 X_6 + 0,36 X_1 X_7 + \\ + 0,64 X_1 X_8) \cdot 10^6.$$

Т а б л. 4.

Коэффициенты регрессии	Y_1	Y_2	Y_3
b_0	55,44	+14,2	+3,38
b_1	-0,75	+8,04	+0,7
b_2	+3,5	+2,94	+1,33
b_3	+0,31	+6,56	+2,18
b_4	-3,31	-0,81	+1,09
b_5	-2,69	+2,06	+1,56
b_6	+0,12	-3,94	+0,53
b_7	-4	-3,44	+0,6
b_8	-0,38	+1,81	+1,10
$b_{1,2}$	-1,06	+3,31	+0,67
$b_{1,3}$	+0,12	+4,19	+0,49
$b_{1,4}$	+5	-1,19	-0,05
$b_{1,5}$	+1,62	-0,06	+0,07
$b_{1,6}$	+0,56	-4,19	+0,38
$b_{1,7}$	+2,94	-2,56	+0,36
$b_{1,8}$	+0,56	-2,94	+0,64

Данные уравнения были проверены на остаточную адекватность. Для этого была вычислена остаточная дисперсия адекватности

$$S_{\text{ост}}^2 = \frac{1}{f_2} \sum_{i=1}^N (\bar{Y}_i - \hat{Y}_i)^2,$$

где \bar{Y}_i – среднее опытное значение параметра оптимизации; \hat{Y}_i – то же, вычисленное по уравнению регрессии; f_2 – число степеней свободы, равное $N-K$ (K – число коэффициентов регрессии, включая и b_0 , N – число опытов).

Затем определили критерий Фишера $F = \frac{S_{\text{ост}}^2}{S_I^2}$ и сравнили его с табличным значением $F_{\text{кр}}$ (табличное значение – 2,27) [4].

Для Y_1 : $F = 0,121 < F_{кр} = 2,27$;

для Y_2 : $F = 0,87 < F_{кр} = 2,27$;

для Y_3 : $F = 0,072 < F_{кр} = 2,27$.

Таким образом, все три уравнения адекватны.

Направление и вес того или иного фактора определяются соответственно знаком и величиной коэффициента регрессии перед ним. Используем это для анализа полученных уравнений.

1. Для определения напора в зоне.

Исследуя функцию отклика (Y_1), можно сказать, что для уменьшения напора, необходимого для подачи воды в данную зону, надо направить воду в наиболее низкую (по уклону местности) точку водопроводной сети (X_2). На величину напора в зоне существенное влияние оказывают величины расчетной нормы водопотребления (X_4) и принятой плотности населения территории (X_5). При увеличении нормы водопотребления экономически выгодные диаметры сети возрастают, а потери на единицу длины несколько снижаются. При увеличении плотности населения, помимо увеличения диаметра для того же района (по количеству населения), уменьшается длина сети, а отсюда и потери напора в ней.

При возможности выбора следует отдавать предпочтение тому источнику, направление подачи воды от которого будет перпендикулярно к направлению распределения общего потока воды в самой водопроводной сети (X_7). Имеются сведения о том, что величину свободного напора для отдельных микрорайонов выгодно допустить в пределах 5–8 этажей [5]. Взяв это условие за основу, можно принять $X_1 = 0$, так как $h_{св} = 25$ м вод. ст. есть нулевой уровень в составленной нами матрице проведения опытов. Следовательно, шестой и седьмой члены уравнения для выбора напора в зоне (Y_1) тоже будут равны нулю.

2. Для выбора числа зон (функции отклика – Y_2).

Как и следовало ожидать, число зон возрастает при увеличении свободного напора $h_{св}$ (X_1); площади территории города (X_3); уклона местности (X_2); плотности населения (X_5) при условии подачи воды снизу вверх и наличии последовательной схемы зонирования (X_8). При допущении $h_{св} = 25$ м (т.е. $X_1 = 0$) (для пятиэтажной застройки) остальные члены уравнения обращаются в нуль.

Уменьшает число зон: приближение формы снабжаемой территории к квадратной ($B/L=1$) и перпендикулярное направление подачи воды от источника к направлению общего потока в водопроводной сети.

3. Для определения приведенных затрат (функция отклика Y_3).

Наиболее значимыми факторами в данном уравнении являются площадь территории (X_3), плотность населения (X_5), уклон местности

(X_2), схема зонирования (X_8) и норма водопотребления (X_4). Несколько менее влияют такие факторы, как свободный напор воды у потребителя (X_1), взаимное расположение направления подачи воды от источника до объекта к направлению ее движения по территории города (X_7) и отношение ширины к длине территории города ($B/L, X_6$).

Таким образом, приведенные уравнения регрессии ($Y_1; Y_2; Y_3$), как адекватно описывающие влияние различных факторов на рассмотренные функции откликов, могут быть использованы в качестве интерполяционных формул для определения ряда зависимостей.

Л и т е р а т у р а

1. Л а з а р ч и к И.К. Критерий оптимальности для экономико-математической модели зонной системы хоз.-питьевого водопровода города. ЦНИИКИВР. — Минск, 1979. 2. Э л ь п е р В.Л., Б р у к-Л е в и н с о н Т.Л., Р я б и к о в Т.Т. Опыт применения математического планирования эксперимента в исследованиях по очистке воды. — Минск, 1971. 3. Т и х о м и р о в В.Б. Планирование и анализ эксперимента. — М., 1974. 4. А д л е р Ю.П. Введение в планирование эксперимента. — М., 1969. 5. Г л е з е р А.Л. Зонные системы водоснабжения микрорайонов с застройкой зданиями разной этажности. — В сб.: Борьба с потерями воды в промышленности и коммунальном хозяйстве. М., 1969.

УДК 628.143.001.2

В.П. Старинский

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОВОДОВ МИНИМАЛЬНОЙ ПРИВЕДЕННОЙ СТОИМОСТИ И ЗАДАННОЙ НАДЕЖНОСТИ ПОДАЧИ ВОДЫ ПОТРЕБИТЕЛЯМ

Водоводы относятся к тем основным элементам системы водоснабжения, которые в значительной мере определяют надежность и экономичность подачи воды потребителям. Поэтому понятен интерес к вопросам выбора параметров и расчета водоводов.

Из большого перечня этих вопросов важнейшими являются выбор расчетной скорости движения воды в трубах, назначение экономически наиболее целесообразного числа ниток труб, их диаметра, а также определение необходимого числа перемычек между нитками водовода. Их решение должно осуществляться комплексно. Однако конкретные рекомендации по осуществлению такого решения отсутствуют, а имеющиеся предложения по определению отдельных параметров водоводов являются неполными и требуют дальнейшего совершенствования [1,2,3,5].

СНиП П-31-74 рассмотренные параметры рекомендуют принимать на основе технико-экономических расчетов водоводов. Но такие расчеты в обычном своем представлении достаточно сложны и трудоемки и применение их может быть оправдано лишь для крупных объектов, по кото-

рым разрабатывается несколько вариантов инженерных решений. Поэтому представляется целесообразным иметь более простую, но достаточно надежную методику технико-экономического обоснования оптимальных параметров водоводов с учетом взаимосвязи технических и экономических решений, а также вопросов обеспечения требуемой надежности подачи воды потребителям. Эту общую задачу можно решать последовательно. При этом следует учитывать необходимость соблюдения соответствующих технических норм и правил проектирования водоводов.

В частности, скорость транспортирования воды по ниткам водовода должна приниматься в соответствии с их диаметром и условиями строительства. Выполнивший автором анализ приведенных в [5] данных по предельным экономическим скоростям движения воды в водопроводных трубах позволяет рекомендовать определять эту скорость по формуле

$$v_p = v_0 + a \sqrt{\frac{d}{\mathcal{E}}}, \quad (1)$$

где v_0 — часть скорости, не зависящая от диаметра и экономического фактора водовода и принимаемая равной 0,7 м/с для стальных, чугунных и железобетонных труб, 0,85 — асбестоцементных и 0,60 м/с — для пластмассовых труб; a — параметр, равный 0,70 — для стальных, 1,1 — чугунных и железобетонных, 1,5 — асбестоцементных и 2,5 — для пластмассовых труб; d — внутренний диаметр труб (в м); \mathcal{E} — экономический фактор.

Число ниток водовода рекомендуется назначать исходя из необходимости обеспечения заданной надежности подачи расчетного расхода воды при минимальных приведенных затратах. Для этого рассмотрим сначала условия обеспечения минимума приведенных затрат по водоводу.

Из [1,3,5] известно, что строительную стоимость одиночной линии водопроводной сети или водовода можно представить выражением вида $C_B = (A + Bd^\alpha) L$.

Если же водовод длиной L состоит из n_B ниток каждая диаметром d , то его строительную стоимость можно представить как

$$C_B = \varphi K_{II} n_B (A + Bd^\alpha) L, \quad (2)$$

где A и B — параметры экономической характеристики одной нитки, α — показатель степени этой характеристики; K_{II} — коэффициент, учитывающий возрастание стоимости водовода за счет устройства перемычек и камер переключения; φ — коэффициент, учитывающий удорожание или удешевление (в зависимости от местных условий) строительства водовода при совместной прокладке нескольких ниток.

Расчетная пропускная способность водовода с учетом (1) равна

$$Q_B = n_B \omega_B v_p = \frac{n_B \pi d^2}{4} (v_0 + a \sqrt{\frac{d}{3}}) . \quad (3)$$

Тогда удельные строительные затраты на единицу пропускной способности водовода составят

$$C_B = \frac{C_B}{Q_B} = \frac{4\varphi K_{II} (A + Bd^\alpha) L}{\bar{n} d^2 (v_0 + a \sqrt{\frac{d}{3}})} . \quad (4)$$

Поскольку $\alpha < 2$, во всех случаях с ростом d будет уменьшаться C_B , а следовательно, и его общая стоимость. Это значит, что для снижения строительной стоимости водовода необходимо стремиться к максимально возможному уменьшению числа его ниток и увеличению диаметра их труб. Предельным в смысле минимизации строительных затрат является водовод, состоящий из одной нитки труб.

Покажем, что этому условию удовлетворяет и требование минимума энергетических затрат на транспорт воды по водоводу. В частности, зависящую от n_B и d величину удельных затрат энергии представим как

$$w = \frac{\xi Q_B \Delta H}{\eta Q_B} = \frac{\xi}{\eta} \Delta H , \quad (5)$$

где ξ — коэффициент пропорциональности, учитывающий размерность входящих в выражение (5) величин; Q_B — подача воды по водоводу; ΔH — потери напора в водоводе; η — к.п.д. насосного оборудования.

Известно, что потери напора в водоводе, работающем в области квадратичных сопротивлений, можно представить в виде

$$\Delta H = s_0 L \left(\frac{Q_B}{n_B} \right)^2 = \frac{s_0}{n_B^2} L Q_B^2 . \quad (6)$$

Если вместо величины Q_B подставить ее значение по (3), а коэффициент удельного сопротивления s_0 выразить известной формулой $s_0 = k : d^m$, то зависящие от n_B и d удельные затраты энергии на транспорт по водоводу воды представятся как

$$w = \frac{k \xi \bar{n}^2 L d^4}{16 \eta d^m} \left(v_0 + a \sqrt{\frac{d}{3}} \right) . \quad (7)$$

Здесь k и m – коэффициент и показатель степени, характеризующие гидравлические свойства применяемых труб. Поскольку $m = 5,1 \div 5,3 > 4$, то из (7) следует, что с ростом d и соответственно с уменьшением n_v водовода величина удельных и общих энергетических затрат на транспорт по нему воды уменьшается. Значит, и по энергетическим затратам водоводы с минимальным числом ниток являются наиболее эффективными.

Естественно, с уменьшением числа ниток и увеличением их диаметра снижаются амортизационные отчисления от стоимости водоводов, а также эксплуатационные затраты. Снижаются поэтому и их полные приведенные затраты.

На основании изложенного число ниток при проектировании водоводов необходимо принимать минимально возможным, исходя только из условия обеспечения необходимой надежности подачи воды потребителям. Иногда приходится учитывать и другие факторы, например наличие труб определенного сортамента, необходимость наращивания производительности водовода в несколько этапов в соответствии с расширением подопотребления и т.п.

В последнем случае учитываем разновременность капиталовложений, приводя их к выбранному расчетному сроку сравнения. Чтобы избежать значительного "замораживания" средств, нередко приходится прибегать к некоторому завышению числа ниток водовода за счет соответствующего уменьшения их диаметров. Производительность же водовода наращивают поэтапно, путем последовательного увеличения работающих ниток. Число ниток на каждом этапе принимают в соответствии с необходимостью подачи расчетных расходов воды с требуемой надежностью. Эффективность такого мероприятия всегда будет целесообразной при соблюдении условия

$$E \sum_{i=1}^n \frac{C_{Bi}}{(1+E_H)^{t_i}} + I_t \leq EC_{BO} + I_0, \quad (8)$$

где E – нормативный коэффициент эффективности капиталовложений в водоснабжение – 0,12; E_H – норматив для приведения разновременных затрат к выбранному базисному сроку – 0,08; C_{Bi} – капиталовложения в строительство водовода на отдельных этапах его развития; t_i – период приведения этих капиталовложений к базисному сроку в годах, равный разности времени осуществления капиталовложений по рассматриваемым этапам развития водовода и времени его одноэтапного осуществления; I_t и I_0 – конечные годовые эксплуатационные издержки водовода, создаваемого по варианту многоэтапного и единовременного его строительства; C_{BO} – разовые капиталовложения в строительство водовода по варианту единовременного его существования.

В практике проектирования число ниток принимается обычно равным двум при одноэтапном и трем-четырем — при многоэтапном их строительстве.

Во всех случаях проектирования водоводов диаметры их отдельных ниток рекомендуется принимать по возможности одинаковыми во избежание последующих затруднений в эффективном использовании их из-за неравномерной загрузки

Величина диаметра ниток определяется из (3) путем последовательного уточнения расчетов по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4Q_B}{n_B n (v_0 + a \sqrt{\frac{d}{\varepsilon}})}} \quad (9)$$

Фактический расход воды, перекачиваемой по запроектированному изложенным способом водоводу, зависит от величины высоты ее подъема H_{Γ} по пути транспортирования, свободного напора H_{CB} в конце водовода и параметров насосного оборудования. Если на насосной станции установлены n_H одинаковых насосов с напорными характеристиками $H_H = H_0 - S_H Q_H^2$, то в неаварийных ситуациях фактическую подачу воды можно определить из условия $H_H = H_B$ или из равенства

$$H_0 - \frac{S}{n^2} Q^2 = H_{\Gamma} + H_{CB} + \frac{s_0}{n_B^2} L Q^2 \quad (10)$$

Откуда

$$Q = \sqrt{\frac{H_0 - H_{\Gamma} - H_{CB}}{\frac{s_0}{n_B^2} L + \frac{S_H}{n^2}}} \quad (11)$$

где H_0 — напор насосной станции, развиваемый при закрытых задвижках на напорных линиях; S_H — фиктивное сопротивление насосного агрегата станции; n_H — число подключенных на совместную (параллельную) работу насосных агрегатов.

Участки, которые выходят из строя, с помощью перемычек выключаются из работы. В результате коэффициент гидравлического сопротивления водовода возрастает, а подача по нему воды падает. Чем больше перемычек на водоводе, тем меньше снижение подачи и наоборот. Поэтому

необходимое число перемычек между нитками определяется из условия гарантированного обеспечения подачи расчетного аварийного расхода воды $Q_{\text{авар}}$.

Если между n_B нитками водовода длиной L установить по z равноотстоящих друг от друга перемычек, то средняя длина участка водовода между перемычками составит $l = L : (z + 1)$. Предположим, что одновременно может выйти из строя по одной нитке водовода на e последовательных его участках. Тогда коэффициент гидравлического сопротивления водовода будет равен

$$S_B = K \left[\frac{z+1-e}{z+1} L \frac{s_0}{n_B^2} + \frac{e}{z+1} L \frac{s_0}{(n_B-1)^2} \right] =$$

$$= K L s_0 \left[\frac{z+1-e}{(z+1)n_B^2} + \frac{e}{(z+1)(n_B-1)^2} \right], \quad (12)$$

где K — коэффициент, учитывающий дополнительное сопротивление потоку воды при протекании его по перемычкам и равный 1,05–1,10 в зависимости от числа и конструкции перемычек.

Расход воды, подаваемый насосной станцией по водоводам, в этом случае можно найти из условия

$$H_0 - \frac{S}{n_H^2} Q^2 = H_r + H_{св} + K L s_0 \left[\frac{z+1+e}{(z+1)n_B^2} + \frac{e}{(z+1)(n_B-1)^2} \right] Q^2. \quad (13)$$

Сопоставив его с допустимым аварийным расходом $Q_{\text{авар}}$, можно прийти к выводу о допустимости принятого числа перемычек на водоводе. Однако такой подход к решению задачи неудобен. Проще задаться величиной аварийного расхода

$$Q_{\text{авар}} = \psi_{\text{авар}} Q_B, \quad (14)$$

подставить его в выражение (13) вместо величины Q и из него определить требуемое число перемычек

$$z = \frac{en_B^2 - (e + Nn_B^2 - 1)(n_B - 1)^2}{(Nn_B^2 - 1)(n_B - 1)^2}, \quad (15)$$

где

$$N = \frac{H_0 - H_\Gamma - H_{св} - \frac{S_H}{n^2} \psi_{авар}^2 Q_B^2}{KLS_0 \psi_{авар}^2 Q_B^2}. \quad (16)$$

Здесь $\psi_{авар}$ — коэффициент, учитывающий допустимое снижение расчетного расхода воды в аварийных ситуациях на водоводе.

Но выход из строя отдельных ниток водовода возможен и по другой схеме. Например, самым неблагоприятным может оказаться случай, когда одновременно выйдет из строя e ниток на одном его участке. В этом случае коэффициент гидравлического сопротивления водовода

$$S_B = K \left[\frac{zL}{z+1} \frac{s_0}{n_B^2} + \frac{L}{z+1} \frac{s_0}{(n_B - e)^2} \right] =$$

$$= KLS_0 \left[\frac{z}{(z+1)n_B^2} + \frac{1}{(z+1)(n_B - e)^2} \right]. \quad (17)$$

Как и в предыдущем случае, подаваемый насосной станцией расход воды по водоводу или необходимое число перемычек z для обеспечения подачи заданного аварийного расхода $Q_{авар} = \psi_{авар} Q_B$ можно определить из выражения

$$H_0 - \frac{S_H}{n^2} Q^2 = H_\Gamma + H_{св} + KLS_0 \left[\frac{z}{(z+1)n_B^2} + \frac{1}{(z+1)(n_B - e)^2} \right] Q. \quad (18)$$

В частности, требуемое число перемычек при рассматриваемой схеме аварий должно быть равным

$$z = \frac{n_B^2 [1 - N(n_B - e)^2]}{(n_B - 1)^2 (Nn_B^2 - 1)}, \quad (19)$$

где N — та же величина, что и в предыдущем случае.

Сопоставляя полученные выражения (15) и (19) для определения z , легко убедиться, что второй вариант схемы возникновения аварий на

водоводе является более тяжелым, требуя большего числа перемычек.

Поэтому этот вариант выхода из строя отдельных участков должен приниматься как расчетный.

Для двухниточных водоводов рассматриваемые варианты надежности подачи по ним воды являются равноценными. В этом случае $n_B = 2$ и $e = 1$, и поэтому число перемычек

$$z = \frac{4(1 - N)}{4N - 1}, \quad (20)$$

что вытекает одновременно из формул (15) и (19) при подстановке в них соответствующих значений величин n_B и e .

При проектировании гравитационных (самотечных) водоводов H_0 и S_H равны нулю из-за отсутствия в системе подачи воды насосного оборудования. Поэтому

$$N = \frac{H_r - H_{CB}}{KL_s \psi^2 \frac{Q^2}{авар\ в}}, \quad (21)$$

что выводится из (16) при подстановке значений $H_0 = 0$ и $S_H = 0$ и с учетом в данном случае отрицательного знака величины геометрического подъема H_r .

Используя приведенные расчетные зависимости, можно осуществить не только рациональное проектирование водоводов, но и найти режимы их работы в различных эксплуатационных ситуациях. Например, изменяя величины n_B , n_H и e , можно определять, каким образом будет изменяться подача системы насосная станция — водовод при различном сочетании числа работающих насосных агрегатов, количества ниток водовода, их отдельных участков и т.д. Для этого необходимо разрешить относительно Q выражения (13) и (18) и подставить в них соответствующие величины n_B , n_H , e .

Следовательно, при проектировании водоводов необходимо учитывать не только высоту подъема и количество перекачиваемой по ним воды, но и особенности наращивания пропускной способности водоводов во времени, параметры оборудования работающей на водовод насосной станции и др.

Большинство из этих данных задаются или принимаются в соответствии с проектом системы водоснабжения. Что же касается параметров насосного оборудования S_H и H_0 , то они принимаются как справочные величины для намеченных или предполагаемых к использованию типов на-

сосов. В тех случаях, когда эти данные по различным причинам отсутствуют, но имеются рабочие характеристики интересующего нас насосного оборудования, их можно получить расчетом по следующим рекомендуемым зависимостям:

$$S_H = \frac{H_1 - H_2}{Q_2^2 - Q_1^2} \quad \text{и} \quad H_0 = 0,5 [H_1 + H_2 + S_H(Q_1^2 + Q_2^2)] \quad (22)$$

Здесь H_1 и H_2 — напоры насоса, взятые из его рабочей характеристики соответственно для левой и правой крайних точек области рекомендуемого применения насоса; Q_1 и Q_2 — соответствующие этим напорам подачи воды.

Необходимо отметить, что для определения параметров S_H и H_0 насосов величины H_1 , H_2 , Q_2 принципиально можно принимать в любых двух крайних точках напорной характеристики насосов из области их возможной работы. Однако рекомендуемые выше точки дают более точные результаты и поэтому их учет предпочтительнее.

Определение с помощью рассмотренной методики оптимальных параметров водоводов при заданной надежности подачи по ним воды производится по следующему алгоритму:

1. Назначают несколько вариантов водовода по числу ниток труб и времени ввода их в эксплуатацию.

2. По формуле (1) определяют экономически наиболее целесообразные скорости транспортирования воды по их ниткам. При этом предварительно намечают диаметр ниток по формуле (9), задавшись примерным значением v_p в пределах 1,0–2,0 м/с.

3. По найденным таким образом скоростям определяют по (9) необходимые диаметры ниток водовода.

4. Исходя из полученных данных, находят необходимые параметры основного оборудования насосной станции и по (11) проверяют возможность обеспечения расчетного расхода воды по всем вариантам водовода.

5. По формулам (15), (19) или (20) в зависимости от конкретных условий определяют число перемычек между нитками для всех вариантов водовода.

6. С использованием формул (2) или другими способами, например составлением смет, устанавливают строительную стоимость и эксплуатационные расходы по всем вариантам водовода и с помощью (8) выбирают экономически выгодный вариант.

Л и т е р а т у р а

1. А б р а м о в Н.Н. Водоснабжение. — М., 1974.
2. И в а н о в К.И. Гидравлические и технологические расчеты по водоснабжению. — М., 1963.
3. М о ш н и н Л.Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. — М., 1950.
4. Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий. — М., 1977.
5. Ш е в е л е в Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. — М., 1973.

УДК 628.152

С.П. С е д л у х а

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ ДЛЯ НЕЗАВИСИМО РАБОТАЮЩИХ ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЙ С УЧЕТОМ МЕСТНЫХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Наиболее простой и удобный метод технико-экономического расчета водопроводных сетей предложен Л.Ф. Мошниним [1,2]. Им же введено понятие "пределный расход". При независимо работающей линии предельным для данного диаметра трубы является такой расход, при котором этот диаметр оказывается экономически равноценным сортаментному диаметру. Иначе говоря, диаметр d_i экономически выгодно применять при подаче по нему расхода, лежащего между предельными для диаметров d_{i-1} и d_i .

В формулу для расчета предельных расходов по методу Л.Ф. Мошнина, помимо ряда других величин, входят коэффициент b и показатель степени α из формулы

$$C = b_0 + bd^\alpha, \quad (1)$$

определяющей стоимость строительства единицы длины трубопровода диаметром d , а также показатели степени n и m из эмпирической формулы гидравлического уклона вида

$$i = k \frac{q^n}{d^m}, \quad (2)$$

аппроксимирующей формулы Ф.А. Шевелева [1,3].

В связи с трудностью определения параметров формулы (1) для конкретных условий строительства предельные расходы в большинстве случаев определяются по таблицам, рассчитанным для осредненных условий [3]. Выполненные нами исследования для условий Целиноградской области показали, что табличные значения предельных расходов для от-

дельных диаметров отличаются от оптимальных значений до 46%, а увеличение приведенных затрат при пользовании таблицами может достигать 16,6% [4]. Эти исследования выполнялись путем расчета построения и анализа зависимостей приведенных затрат от расхода для всех сортаментных диаметров труб.

Применение вычислительной техники позволяет рассчитывать предельные расходы для конкретных условий строительства и эксплуатации непосредственно по формулам, предложенным Л.Ф. Мошным, определяя параметры формулы (1) по методу наименьших квадратов. Точность расчетов при этом значительно повышается. Однако для части диаметров погрешность определения предельных расходов останется довольно высокой. Это объясняется значительным несоответствием между фактической стоимостью строительства единицы длины трубопровода для этих диаметров и стоимостью, определяемой по эмпирической формуле (1), а также использованием в методике Л.Ф. Мошина степенной формулы (2) гидравлического уклона [5].

Предлагаемый метод позволяет отказаться от использования эмпирических зависимостей (1) и (2), применяя вместо них фактическую стоимость строительства единицы длины трубопровода каждого сортаментного диаметра и принятые в настоящее время для гидравлических расчетов формулы Ф.А. Шевелева. В этом случае приведенные затраты на единицу длины трубопровода в функции расхода выразятся уравнением

$$\Pi = C(1 + RT) + K \frac{mIq^3}{0,102 \eta d^y} \left(24 \times 365 \gamma \sigma_p + \frac{K_3}{\cos \varphi} \sigma_y \right), \quad (3)$$

где C – полная сметная стоимость строительства единицы длины трубопровода при расчетном диаметре d , руб./м; R – сумма годовых амортизационных отчислений, включая отчисления на текущий ремонт, доли ед.; T – нормативный срок окупаемости, годы; q – расход, м³/с; η – к.п.д. насосных агрегатов в долях единицы; d – расчетный внутренний диаметр трубы, м; K_3 – коэффициент запаса мощности двигателей; $\cos \varphi$ – коэффициент мощности двигателей; γ – коэффициент неравномерности расходования электроэнергии; σ_p – стоимость расходуемой электроэнергии, руб./кВт·ч; σ_y – оплата за установленную мощность, руб./кВА·год; m, y, K – параметры, входящие в формулу Ф.А. Шевелева для определения гидравлического уклона

$$i = K \frac{m}{d^y} q^2, \quad (4)$$

а именно:

m, y – коэффициент и показатель степени, зависящие от материала трубы; K – коэффициент, учитывающий неквадратичность зависимости потерь напора от средней скорости движения воды v и определяемый по формулам, общий вид которых:

$$\text{а) при } v \geq v_K \quad K = 1; \quad (5)$$

$$\text{б) при } v < v_K \quad K = K_1 \left(K_2 + \frac{K_3}{v} \right)^\alpha \quad (6)$$

($v_K, K_1, K_2, K_3, \alpha$ – величины, зависящие от материала трубы).

Формула (6) представлена в обобщенном виде, удобном для расчета на ЭВМ.

Очевидно, при расходе, равном предельному для диаметра d_i , справедливо равенство

$$P_i = P_{i+1}. \quad (7)$$

Подставляя в (7) значения приведенных затрат, согласно (3), и решая полученное уравнение относительно q , найдем

$$(q_{\text{пр}})_i = \sqrt[3]{\frac{0,102\eta(1+RT)(C_{i+1}-C_i)}{mT(24 \times 365 \gamma \sigma_p + \frac{K_3}{\cos \varphi} \epsilon_y)}} \cdot \sqrt[3]{\frac{K_i}{d_i^y} - \frac{K_{i+1}}{d_{i+1}^y}}. \quad (8)$$

Расчет предельных расходов по формуле (8) необходимо вести методом итераций, принимая в первом приближении значение коэффициентов неквадратичности K_i и K_{i+1} равными единице, а на последующих шагах – в соответствии с формулами (5) и (6). Сходимость итеративного процесса во всех случаях очень хорошая. Для практических расчетов можно ограничиться первым приближением. Ошибка при этом только в отдельных случаях может достичь нескольких процентов [6].

По формуле (8) могут быть вычислены предельные расходы для всех диаметров труб сортамента, за исключением последнего. Если считать, как это принято в работе [3], что предельным для последнего диаметра будет такой расход, при котором этот диаметр окажется экономически равноценным двум таким же параллельно работающим, то формула для его расчета примет вид

$$\sqrt[3]{\frac{0.102 \tau C_j (1+RT)}{mT (24 \times 365 \gamma \epsilon_p + \frac{K_3}{\cos \varphi} \epsilon_y)}}$$

$$(q_{\text{пр}})_j = \frac{\sqrt[3]{\frac{K_j - 0,25 K_{2j}}{d_j^y}}}{\dots}, \quad (9)$$

где коэффициенты неквадратичности K_j и K_{2j} определяются для одной и двух параллельно работающих труб соответственно.

В качестве примера в таблице приведены значения предельных расходов, рассчитанных для конкретных условий строительства водопроводных сетей из асбестоцементных труб ВТ-9 во втором поясе Московской области [7]. Расчеты выполнены по формуле (8) и по методике Л.Ф. Мошнина с определением параметров формулы (1) по методу наименьших квадратов. Приведены также значения, рекомендуемые в работе [3].

Из табл. 1 видно, что найденное по формуле (8) значение предельного расхода для трубы диаметром 141 мм имеет меньшую величину, чем для предыдущего диаметра. Следовательно, труба диаметром 141 мм не может быть экономически выгодной ни при каких значениях расхода, и

Т а б л. 1. Расчет предельных расходов трубопроводов

Расчетный диаметр, мм	Стоимость строительства 1 м трубопровода, руб.	$Q_{\text{пр}}$ по формуле (8), л/с	По таблицам Ф.А. Шевелева		По методике Л.Ф. Мошнина	
			$Q_{\text{пр}}$, л/с	отклонение, %	$Q_{\text{пр}}$, л/с	отклонение, %
50	11,48	2,90	2,2	-24,0	2,72	-6,1
75	12,18	7,48	5,2	-30,4	6,34	-15,1
100	13,44	13,00	9,1	-29,9	11,13	-14,3
119	14,57	24,89	13,8	-44,5	16,74	-32,6
141	17,63	21,19	23,6	+11,4	28,48	+34,4
189	18,75	52,54	44,0	-16,2	52,78	+ 0,5
235	21,84	53,47	71,0	+32,8	84,20	+57,5
279	22,80	151,70	103,0	-32,0	141,31	-6,7
368	33,60	259,21	217,0	-16,2	255,28	-1,4
456	44,85	581,61	505,5	-13,1	—	—

этот диаметр при данных условиях из рассмотрения следует исключить. Практически можно исключить и трубы диаметром 235 мм. В результате изменятся предельные расходы для оставшихся смежных диаметров труб. Их уточненные значения, рассчитанные по формуле (8) для диаметров 119, 189 и 279 мм, составляют соответственно 23,66; 52,76 и 151,70 л/с.

Найденные по предлагаемому методу предельные расходы для независимо работающих линий могут использоваться и при технико-экономическом расчете сложных кольцевых и разветвленных сетей, учитывающем роль каждого участка в работе всей сети. В результате такого расчета можно определить приведенные расходы для всех участков и по ним, пользуясь таблицей предельных расходов для независимо работающих линий, выбрать оптимальные сортаментные диаметры [1].

Л и т е р а т у р а

1. М о ш н и н Л.Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. — М., 1950. 2. Технико-экономический расчет водопроводных сетей/ Л.Ф. М о ш н и н, М.А. С о м о в, Г.Л. Х а м ц о в а, А.С. Ч е п ц о в. Водоснабжение и санитарная техника. 1969, № 7. 3. Ш е в е л е в Ф.А. Таблицы для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. — М., 1973. 4. С е д л у х а С.П., Д ь я к о в Г.П., П л о т н и к о в Т.Н. Расчет экономических выгодных диаметров водопроводных труб. — Алгоритмы и программы, П001643. Информ.бюл., 1976, № 2. 5. С е д л у х а С.П. Расчет экономических расходов и приведенных затрат на строительство и эксплуатацию для водопроводных труб. — Алгоритмы и программы, П002797. Информ. бюл. № 2. 6. С е д л у х а С.П. Расчет предельных экономических расходов по минимуму суммы приведенных затрат в течение расчетного срока эксплуатации трубопровода. — В сб.: VI науч.-техн. конф. Целиноградского инженерно-строительного ин-та. Целиноград, 1973. 7. У крупненные сметные нормы на сооружения водоснабжения и канализации. — В сб.: № 10-1. Внешние сети. М., 1972.

УДК 628. 1/2

Л.М. Л и в ш и ц, В.И. С а ч к о в, Н.И. Ю х и м у к

ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ БЕССТОЧНЫХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Среди многочисленных аспектов проблемы охраны окружающей среды решающей является защита водоемов от загрязнений различного рода отходами хозяйственной деятельности человека.

Основную долю загрязнений по-прежнему несут в водоемы неочищенные либо недостаточно очищенные сточные воды. Наиболее опасными в этом отношении являются промышленные сточные воды. Однако до настоящего времени отсутствуют типовые проекты по обезвреживанию производственных химически загрязненных сточных вод.

Следует отметить, что существует довольно много способов и принципиальных схем обработки промышленных стоков, основанных на механических, физико-химических и электрохимических методах, применяемых, как правило, в различных комбинациях в зависимости от категории сточных вод, химсостава, концентрации, утилизации отдельных компонентов и т.д.

Но так или иначе идеальным решением задачи по прекращению загрязнений водных бассейнов промышленными стоками является организация бессточных схем производственного водоснабжения, т.е. перевод всех производственных и поверхностных загрязненных вод в замкнутые циклы локальных или групповых бессточных систем водоснабжения.

В последние годы институт "Белпромпроект" в содружестве с рядом научно-исследовательских организаций и лабораторий ведет поиски приемлемых технико-экономических решений по организации бессточных систем водоснабжения.

Последние достижения отечественной науки и техники в области очистки сточных вод позволяют организовать подобные системы для отдельных отраслей машиностроения, приборостроения и некоторых других.

В зависимости от требуемого качества воды разными потребителями и качества подпиточной воды в проектах ряда предприятий, разрабатываемых институтом, предусматриваются несколько бессточных систем. Очистные локальные установки в составе этих систем размещаются, как правило, в одном блоке водоподготовки.

Пополнение безвозвратных потерь в бессточных системах свежей водой из источника водоснабжения сводится до минимума за счет дренажных (грунтовых) вод, аккумуляирования и очистки поверхностного стока либо за счет устройства закрытых двухконтурных циркуляционных систем, где подпитка практически не требуется.

Например, в утвержденном ТЭО "Разработка систем сбора и очистки дождевых и производственных стоков с возвратом их на нужды производства" завода холодильников предусматриваются три бессточные системы водоснабжения с пополнением потерь воды в этих системах за счет аккумуляированного поверхностного стока.

На Брестском заводе "Газоаппарат" запроектированы две бессточные системы водоснабжения с пополнением потерь в них за счет дренажных (грунтовых) вод. Такое решение не только защищает водоем от загрязнения, но и снижает расход свежей воды, как правило, часто дефицитной и дорогостоящей. Выбор схем канализования и системы очистных сооружений при этом предопределяется сочетанием локальных и общезаводских систем и установок.

В условиях научно-технического прогресса, широкого внедрения средств автоматизации и управления экономически и технически целесо-

образно вести очистку от специфических загрязнений отдельных цеховых стоков на локальных сооружениях. В данном случае на общезаводские сооружения должны направляться только те сточные воды, для которых допускаются одинаковые методы очистки. При таких схемах канализования предприятий отпадает необходимость в строительстве протяженных и дорогостоящих трубопроводов из дефицитных материалов, упрощается и удешевляется система доочистки.

Локальная очистка концентрированных стоков дает возможность утилизировать ценные компоненты. Так, на одном из машиностроительных заводов Министерства электротехнической промышленности нами внедряется опытно-производственная установка регенерации отработанных растворов хромовой кислоты для их повторного использования в гальваническом цехе. Указанное позволит прекратить сброс токсичных отходов в количестве 66,0 т/год.

Возможность создания бессточных систем водоснабжения промышленных предприятий может быть обеспечена только применением высокопроизводительных, эффективных и экономичных очистных сооружений.

Известно, что большинство так называемых традиционных методов очистки (реагентных, механических и др.) являются несовершенными, а применяемые для их осуществления сооружения — дорогостоящими и малоэффективными.

Поэтому создание бессточных систем водоснабжения при проектировании промышленных предприятий стало возможным в основном при внедрении (в совокупности с другими) электрохимических методов очистки сточных вод, в частности электрокоагуляции и электрофлотации [1], с последующей глубокой доочисткой сточных вод на механических и адсорбционных угольных фильтрах и обессоливании воды ионообменными смолами [2].

При этом для осветления предусматриваются компактные тонкослойные отстойники, позволяющие значительно сократить объем традиционных отстойников и повысить эффект осветления сточных вод.

Широкое применение в практике проектирования очистных установок получил метод напорной механической флотации для осветления воды от механических взвесей, нефтепродуктов и СПАВ, содержащихся в сточных водах.

В последние 4–5 лет институт широко применяет очистку сточных вод на электрокоагуляторах, электрофлотаторах и электродиализаторах. Эти установки обеспечивают разрушение и удаление: растворенных соединений в результате анодного окисления и катодного восстановления с образованием нетоксичных и выпадающих в осадок нерастворимых веществ; органических и неорганических веществ в процессе электрокоагуляции и электрофлотации; растворимых примесей методом электродиализа.

Фильтрация сточных вод на механических и адсорбционных угольных фильтрах обеспечивает максимальное освобождение жидкости от взвесей, гидроокисей, нефтепродуктов и СПАВ.

В зависимости от требований к качеству очищенной воды в технологические схемы включаются установки обессоливания стоков на ионообменных смолах. В основном глубокая доочистка стоков (в полном объеме или частично) на ионообменных смолах применяется нами при возврате в производство сточных вод цехов гальванопокрытий.

При этом сточные воды гальванических цехов подаются на очистку отдельными потоками в различной комбинации: как правило, они разделяются на потоки кислотно-хромовых промывных вод, щелочных промывных вод, цианосодержащих промывных; отработанных: кислых электролитов, щелочных электролитов, хромовых электролитов, цианистых электролитов и др.

Практика проектирования бессточных систем водоснабжения отдельных производств с применением современных электрохимических методов и ионообменных установок показывает достаточно высокую эффективность этих систем, несмотря на некоторый рост в отдельных случаях единовременных капитальных затрат на строительство локальных очистных сооружений предприятий.

Однако при этом сокращаются капитальные вложения на водозаборные сооружения и водопроводные сети, на городские очистные сооружения и канализационные сети за счет снижения водопотребления и водоотведения на предприятиях.

Так, предусмотренное в проекте решение бессточной системы водоснабжения на Заводе электродвигателей в г. Лунинце (расход воды в прямоточной системе водоснабжения составляет $5100,0 \text{ м}^3/\text{сут}$) при увеличении затрат на строительство внутриводоочисточных сетей и сооружений локальной очистки на 795 тыс.руб. позволило отказаться от строительства водозаборных сооружений и внешних сетей значительной протяженности общей стоимостью 1 млн.500 тыс.руб., а также от расширения городских очистных сооружений и сетей канализации стоимостью 180,0 тыс.руб. Снижение капитальных вложений составило 885,0 тыс.руб., эксплуатационных затрат – на 274,4 тыс.руб. Расход реагентов снизился на 670,0 т. в год. Годовой экономический эффект составил 365,8 тыс.руб. По данным технико-экономической части проектов завода электрохолодильников и завода газовой аппаратуры, водопотребление которых по прямоточному варианту составляет соответственно $2600,0$ и $1900,0 \text{ м}^3/\text{сут}$., годовой экономический эффект при внедрении бессточных систем составит 124,5 и 60,9 тыс.руб.

Одновременно, по нашему мнению, указанные бессточные системы производственного водоснабжения следует рассматривать не с точки зре-

ния получения временной экономической выгоды, а с позиции кардинального решения проблемы предотвращения загрязнений водных бассейнов. Кроме того, решается проблема водного дефицита для отдельных районов.

Л и т е р а т у р а

1. Технические указания по применению метода электрокоагуляции флотации для очистки сточных вод. — Ровно, 1974. 2. Отраслевые методические материалы по расчету и проектированию установок очистки промышленных сточных вод и электролитов специализированных отделений и участков хромирования методом ионного обмена. — Волгоград, 1977.

УДК 628.001.2:622.765

Ю.П. С е д л у х о

К МЕТОДИКЕ РАСЧЕТА И ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ВОДНО-ХИМИЧЕСКОГО РЕЖИМА СИСТЕМ ОБОРОТНОГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ ГОРНОХИМИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Детальные исследования, проведенные на одной из обогащательных фабрик по переработке труднообогатимых фосфатных руд, позволили установить, что основное влияние на процесс флотационного обогащения оказывают соли водорастворимых минералов. Остаточные концентрации флотореагентов оказывают гораздо меньшее влияние и, чаще всего, положительное [1,2].

При оборотном водоснабжении флотационных фабрик неизбежно накопление в воде различных ионов, к которым в первую очередь следует отнести ионы кальция, натрия, сульфатов, хлоридов и другие.

Изменение качества воды в оборотной системе может быть рассчитано на основе уравнений материального баланса [3].

При неизменном количестве воды в системе уравнение баланса примет вид (рис. 1):

$$Q_{\text{д}} + Q_{\text{р}} - Q_{\text{к}} - Q_{\text{х}} - Q_{\text{сб}} - Q_{\text{ф}} - Q_{\text{и}} + Q_{\text{а}} = 0, \quad (1)$$

где $Q_{\text{д}}$ — количество воды, добавляемое в систему; $Q_{\text{р}}$ — количество воды, поступающее с сырьем; $Q_{\text{к}}$ — потери воды с готовым продуктом; $Q_{\text{х}}$ — количество воды, выводимое из системы вместе с отвальской породой при ее складировании; $Q_{\text{сб}}$ — количество воды, сбрасываемое из системы для ее освежения (продувки); $Q_{\text{ф}}$ — потери воды в результате фильтрации из гидротехнических сооружений; $Q_{\text{и}}$ — потери воды в результате испарения с водной поверхности; $Q_{\text{а}}$ — количество атмосферных осадков.

При мощности предприятия P концентрата (т в сутки, год) уравнение (1) можно представить в виде

$$Q_{\text{д}} = \frac{W_{\text{к}} P}{100} + \frac{W_{\text{х}} P}{\gamma} \left(1 - \frac{\gamma}{100}\right) + Q_{\text{сб}} + F k_{\text{ф}} + \frac{F h_{\text{и}}}{1000} - \frac{F h_{\text{а}}}{1000} - \frac{W_{\text{р}} P}{\gamma}, \quad (2)$$

где γ – выход продукта (концентрата), %; $W_{\text{р}}$, $W_{\text{к}}$, $W_{\text{х}}$ – влажность соответственно руды, готового продукта и складируемой отвальной породы, %; F – площадь зеркала воды наружных гидротехнических сооружений, м^2 ; $k_{\text{ф}}$ – коэффициент фильтрации ложа гидротехнических сооружений, м/сут (мм/год); $h_{\text{и}}$, $h_{\text{а}}$ – испарение с водной поверхности гидротехнических сооружений и атмосферные осадки, выпадающие на нее, мм/сут (мм/год). Уравнение солевого баланса принимает следующий вид:

$$S_{\text{д}} + S_{\text{р}} + S_{\text{т}} - S_{\text{к}} - S_{\text{х}} - S_{\text{сб}} - S_{\text{ф}} - S_{\text{и}} + S_{\text{а}} - S_{\text{ос}} - S_{\text{к}}^{\text{т}} - S_{\text{х}}^{\text{т}} = 0, \quad (3)$$

где $S_{\text{т}}$ – количество солей, вводимое в виде флотореагентов; $S_{\text{ос}}$ – количество солей, выводимое из системы в результате химических, физических и биологических процессов, происходящих в хвостохранилищах и прудах-отстойниках; $S_{\text{к}}^{\text{т}}$, $S_{\text{х}}^{\text{т}}$ – количество солей, выводимое из системы в результате адсорбции твердой фазой концентрата и хвостов; $S_{\text{д}}$, $S_{\text{р}} \dots S_{\text{а}}$ – количество солей, вводимое и выводимое из системы с жидкой фазой (индексы аналогичны уравнению (1)).

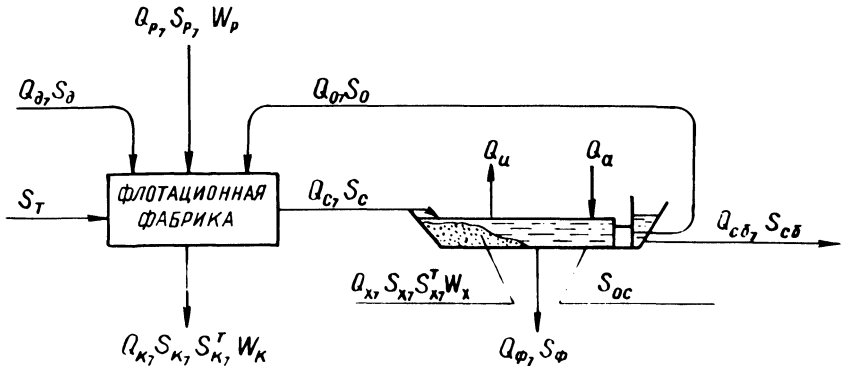


Рис. 1. Расчетная схема материального баланса системы оборотного водоснабжения флотационной фабрики.

Солевое содержание оборотной воды стабилизируется, если количество солей, вносимых с добавочной водой, флотореагентами и рудой, станет равным количеству солей, выводимых из системы. Так как $S=QC$ (где S – концентрация соответствующих солей, г/т, которую в испаряемой воде и в атмосферных осадках можно принять равной нулю), после преобразования получим

$$\begin{aligned}
 C_{\text{д}} \left[Q_{\text{сб}} + \frac{F_{\text{н}}}{1000} - \frac{F_{\text{а}}}{1000} + \frac{W_{\text{к}} P}{100} + \frac{W_{\text{х}} P}{\gamma} \left(1 - \frac{\gamma}{100} \right) + F_{\text{кф}} - \frac{W_{\text{р}} P}{\gamma} \right] + \\
 + \frac{P100}{\gamma} C_{\text{р}} + \frac{P100}{\gamma} C_{\text{т}} = Q_{\text{сб}} C_{\text{сб}} + \frac{W_{\text{к}} P}{100} C_{\text{к}} + \frac{W_{\text{х}} P}{\gamma} \left(1 - \frac{\gamma}{100} \right) C_{\text{х}} + \\
 + F_{\text{кф}} C_{\text{ф}} + \frac{P100}{\gamma} C_{\text{ос}} + PC_{\text{к}}^{\text{т}} + \frac{P}{\gamma} (100 - \gamma) C_{\text{х}}^{\text{т}} . \quad (4)
 \end{aligned}$$

Выражение (4) содержит много трудноопределяемых величин и практически не пригодно для расчетов. Кроме того, современные оборотные системы ставят на повестку дня проблему прогнозирования качества воды.

Ряд авторов [4,5], решая вопросы регулирования качества воды оборотных систем различных производств, приходит к упрощенным балансовым уравнениям, по которым могут быть рассчитаны только предельные концентрации растворенных солей. Такой подход к расчету водно-химического режима обогатительных фабрик (особенно при наличии интенсивных адсорбционных и ионообменных процессов) малопригоден ввиду того, что необходимо прогнозировать уровень концентраций солей в любой период эксплуатации системы, а теоретически учесть все особенности данных систем не представляется возможным. В то же время, проведя несложную экспериментальную работу, можно определить суммарное изменение концентрации солей $C_{\text{н}}$ в оборотной воде в зависимости от времени t или кратности оборота N в виде функции $C_{\text{н}} = f(t)$ или $C_{\text{н}} = f(N)$.

Для определения указанных зависимостей были проведены исследования на специально созданной для этой цели укрупненной полупроизводственной установке. Было испытано 4 схемы оборотного водоснабжения флотационной фабрики. За время полупроизводственных исследований было переработано более 50 т руды и выполнено около 4000 анализов состава оборотных и технологических сточных вод. По результатам анализов для каждой схемы были построены графики изменения концентраций отдельных ионов в зависимости от кратности использования воды в технологическом процессе.

При анализе экспериментальных данных было найдено, что изменение концентрации солей в оборотной воде в общем случае достаточно точно описывается простым выражением вида

$$C_n = C_0 + bN^d, \quad (5)$$

где C_n — концентрация ионов в любой период эксплуатации оборотной системы, мг-экв/л; C_0 — начальная концентрация соответствующих ионов в свежей воде, мг-экв/л; N — кратность водооборота; b и d — постоянные для данных ионов, характеризующие скорость и величину изменения концентраций.

Выражение (5) удобно для расчетов и может описывать достаточно большое количество различных вариантов изменения функции $C_n = f(N)$ (рис. 2).

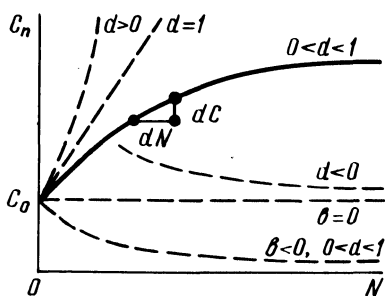


Рис. 2. Характер изменения зависимости $C_n = C_0 + bN^d$ для различных ионов от кратности водооборота.

Относительная погрешность вычисления отдельных ионов по формуле (5) для основных солей не превышала 5–8%, что можно считать вполне допустимым для использования ее при расчетах водно-химического режима систем оборотного водоснабжения флотационных фабрик.

Значения постоянных b и d зависят только от выбранной схемы водооборота. Так, при полном использовании смеси всех стоков в технологическом процессе значения параметров b и d для сульфатов, общей щелочности и суммы натрия и калия были равны соответственно 8,3; 2,9; 11,2 и 0,72; 0,78; 0,74. При этом наблюдалось постоянное повышение концентрации указанных солей. При постоянном снижении концентрации ионов отрицательным получалось значение b , а при начальном возрастании с последующим плавным снижением — d (см. рис. 2).

Имея зависимость, аналогичную (5), можно легко определить концентрации солей в любой период эксплуатации системы. Задаваясь же предельно допустимыми их величинами, возможно найти допустимую кратность использования оборотной воды

$$N_{\text{доп}} = \sqrt{\frac{d}{b} \frac{C_{\text{доп}} - C_0}{C_{\text{доп}}}}, \quad (6)$$

где $C_{\text{доп}}$ — предельно допустимая концентрация растворенных солей.

При этом количество добавочной воды (с концентрацией соответствующих солей C_0), необходимое для того, чтобы концентрация солей в оборотной воде не превысила допустимой, определяется как

$$Q_d = \frac{100}{N_{\text{доп}}} \% \quad (7)$$

Если это количество не превышает количества безвозвратных потерь, определенных из уравнения баланса (2), то такая система может работать без сброса оборотных или сточных вод.

Подобную задачу можно решить и обратным путем: зная неизбежные безвозвратные потери, а следовательно, и необходимую подпитку, узнать кратность оборота и предельную концентрацию солей в оборотной воде. Если она не превышает допустимую, то для ее поддержания достаточно свежей воды, компенсирующей потери.

В случае неизбежности сброса части оборотной воды для освежения системы его количество находится как разница между подпиткой, определяемой из выражения (7), и количеством безвозвратных потерь.

При определенных условиях количество сбрасываемой воды может оказаться значительным, что потребует увеличения капитальных и эксплуатационных затрат на ее очистку. Тогда возможен другой подход.

Из практики эксплуатации хвостовых хозяйств обогатительных фабрик известно, что в паводочный период происходит интенсивное разбавление воды хвостохранилищ и прудов-отстойников. При этом концентрации растворенных солей снижаются до значений C_0 и ниже.

Тогда за расчетный период эксплуатации оборотной системы T_p можно принять время между двумя паводками.

Продолжительность одного цикла водооборота определяется из следующего выражения:

$$t = \frac{W}{Q_0} = \frac{W}{PQ_{\text{уд}}} \quad (8)$$

где t – продолжительность одного цикла, сут; W – объем гидротехнических сооружений системы, м^3 ; Q – расход оборотной воды, $\text{м}^3/\text{сут}$; $Q_{\text{уд}}$ – удельный расход воды, $\text{м}^3/\text{сут}$; P – производительность предприятия, $\text{т}/\text{сут}$.

Тогда за расчетный период кратность водооборота

$$N = \frac{T_p}{t} = \frac{T_p P Q_{\text{уд}}}{W} \quad (9)$$

Изменяя объем гидротехнических сооружений, можно достичь такого положения, когда за расчетный период оборотная вода будет использована такое же количество раз, как и при определении по формуле (6).

Подобный подход возможен и должен быть обоснован технико-экономическим анализом в зависимости от затрат на очистку сточных вод и увеличения емкости гидротехнических сооружений оборотной системы.

Приведенные расчеты необходимо выполнить для всех основных лимитируемых солей и принять N (откуда и Q_d , а возможно, и W) наименьшим из полученных.

Зависимость (5) можно использовать для прогнозирования качества оборотной воды при любых вариантах оборотных систем.

Если эксперимент для определения указанной зависимости поставлен с нахождением оборотной воды в хвостохранилище в течение непродолжительного времени, которое недостаточно для моделирования всех происходящих в природе процессов, необходимо в расчетные формулы ввести поправочный коэффициент, учитывающий изменение концентраций при длительном пребывании оборотной воды в отстойных сооружениях. По ряду обогатительных фабрик коэффициент снижения концентраций растворенных солей составил: для солей жесткости — 0,9; сульфатов, хлоридов, суммы натрия и калия — 0,8.

Л и т е р а т у р а

1. С е д л у х о Ю.П. О рациональном использовании сточных вод в системах оборотного водоснабжения флотационных фабрик. — Информ. бюл. Сер.: "Промышленность горнохимического сырья", вып. 4. М., 1973. 2. Определение ПДК растворенных солей в жидкой фазе пульпы при флотации фосфоритов/С.М. Ш и ф р и н, Ю.П. С е д л у х о, Т.Г. Л у к а ш и н а, М.Г. К л е в ц о в — В сб.: Санитарная техника. Тр. ЛИСИ, 87. Л., 1974. 3. Т у р ч и н о в и ч В.Т., Л а п ш и н М.И. Основы регулирования качества воды. — М., 1950. 4. Р о к ш е в с к а я А.В. Исследование сточных вод производств по переработке серных руд и условий их повторного использования. Автореф. канд. дис. — М., 1972. 5. С о л о в ь е в Ф.С. Исследование условий регулирования качества оборотной воды в травильных производствах и возможность его улучшения. Автореф. канд. дис. — Горький, 1973.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ УРОВНЕЙ ГРУНТОВЫХ ВОД
ОСУШАЕМОЙ ТЕРРИТОРИИ В СИСТЕМЕ КАНАЛ—КОЛЛЕКТОР—ДРЕНЫ

Водный режим территории с осушительной сетью формируется сочетанием приходных и расходных составляющих водного баланса. Причем при формировании уровня грунтовых вод существенно воздействие регулирующей и проводящей сети осушительно-увлажнительных систем.

Анализ литературных данных показывает, что в решениях по совместному влиянию открытых каналов и дренажа на параметры последнего [1], а также динамику грунтовых вод [2] допускаются значительное упрощение реальных процессов и пренебрежение потерями напора по длине мелиоративной сети. В работах [3,4] рассмотрены задачи для одиночных дрен взаимно перпендикулярных с проводящей сетью.

В настоящей работе описана математическая модель режима уровней грунтовых вод и стока территории, осушаемой систематическим дренажем совместно с открытой проводящей сетью (рис. 1).

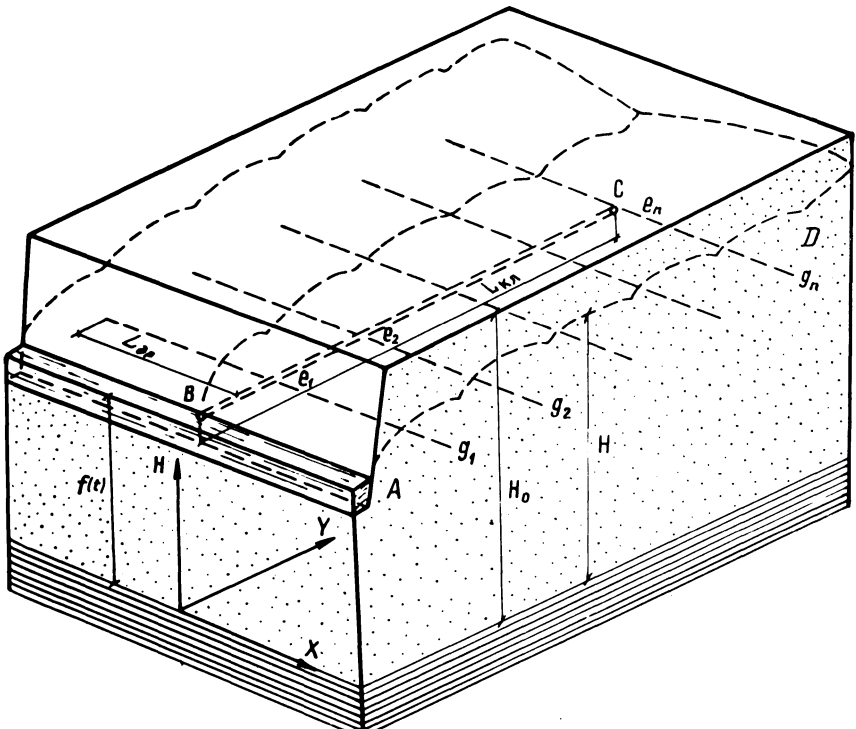


Рис. 1. Расчетная схема.

Симметрия моделируемого мелиоративного объекта позволяет ограничиться рассмотрением расчетной ячейки, ограниченной каналом [AB], коллектором [BC] и водоразделами смежных дренажных систем [CD] и [DA], внутри которой отрезки $[e_i, g_i]$, $i = 1, 2, \dots, n$ соответствуют регулирующим дренам. Динамика грунтовых вод в рассматриваемой области моделируется уравнением

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{K_{\phi}}{\mu} (H \nabla H) + \frac{E(x,y)}{\mu} + \frac{q_{др}(x,y)}{\mu}, \quad (1)$$

где $H(x,y)$ – напор грунтовых вод, отсчитываемый от горизонтального водоупора; K_{ϕ} – коэффициент фильтрации; μ – коэффициент водоотдачи; $E(x,y)$ – интенсивность испарения; $q_{др}(x,y)$ – интенсивность присоединения воды к дренам:

$$q_{др}(x,y) = K_{\phi} H \left. \frac{\partial H}{\partial y} \right|_+ - K_{\phi} H \left. \frac{\partial H}{\partial y} \right|_- = \begin{cases} 0, & y \notin [e_i, q_i] \\ q_{др,i}(x), & y \in [e_i, q_i]. \end{cases} \quad (2)$$

Привлечение нелинейного уравнения фильтрации (1) обусловлено тем, что при $H \leq 5$ м использование линеаризованных аналогов (1) дает расхождение в решении $\approx 5\%$.

Граничными условиями для уравнения (1) являются:

1) на открытом канале [AB]:

$$H - L_{нк} \left. \frac{\partial H}{\partial y} \right|_{y=0} = f(t), \quad (3)$$

где $f(t)$ – напор в канале на момент t ; $L_{нк}$ – фильтрационное сопротивление для открытого канала, принимаемое по С.Ф.Аверьянову;

2) по линии коллектора [BC]:

$$K_{\phi} H \left. \frac{\partial H}{\partial x} \right|_{x=0} = 0,5q_{кл}(y), \quad (4)$$

где $q_{кл}(y)$ – приточность к коллектору из грунта;

3) по водоразделам [CD], [DA]:

$$\left. \frac{\partial H}{\partial y} \right|_{y=L_{кл}} = 0; \quad \left. \frac{\partial H}{\partial x} \right|_{x=L_{др}} = 0. \quad (5)$$

Начальное распределение УГВ по территории:

$$H/t=0 = H_0(x, y). \quad (6)$$

Для моделирования динамики движения воды в дренах и коллекторе использованы стационарные уравнения Коновалова-Петрова:

$$\frac{dh_{дрi}}{dx} = -\frac{2Q_{дрi} q_{дрi}}{g \omega_{др}^2} + \frac{Q_{дрi} |Q_{дрi}|}{K_{дрi}^2}; \quad (7)$$

$$\frac{dh_{кл}}{dy} = -\frac{2Q_{кл} q_{кл}}{g \omega_{кл}^2} + \frac{Q_{кл} |Q_{кл}|}{K_{кл}^2},$$

где $h_{др}$, $h_{кл}$ – напоры в дренах и коллекторах; $q_{др}$; $q_{кл}$ – расходы присоединения; $Q_{дрi}$, $Q_{кл}$ – расходы в любом сечении i -той дрены и коллекторе; g – ускорение силы тяжести; $K_{дрi}$, $K_{кл}$ – расходные характеристики дрены и коллектора, $K = \omega \sqrt{R}$.

Рассматривать нестационарные уравнения для моделирования движения воды в дренах и коллекторах нерационально, так как реальные волновые процессы, обусловленные временными производными, затухают за 1–10 мин, что намного меньше времени опускания уровня воды в канале (1–10 суток).

Присоединение грунтовых вод к дренажному стоку принимается по линейному закону [5]

$$q_{дрi}(x) = \alpha_{др} (H - h_{дрi}); \quad (8)$$

$$q_{кл}(y) = \alpha_{кл} (H - h_{кл}),$$

где $\alpha_{дрi}$, $\alpha_{кл}$ – коэффициенты водообмена; H – напор в грунте, $h_{дрi}$, $h_{кл}$ – напоры в дренах и коллекторе;

$$q_{дрi} = -\frac{dQ_{дрi}}{dx}; \quad q_{кл} = -\frac{dQ_{кл}}{dy}. \quad (9)$$

В узлах слияния дрен с коллектором действуют балансовые соотношения:

$$Q_{\text{кл}}(y_i)_+ - Q_{\text{кл}}(y_i)_- + 2Q_{\text{др}i}(0) = 0; \quad (10)$$

$$h_{\text{кл}}(y_i) = h_{\text{др}i}(0), \quad (11)$$

где индексами (+) и (-) отмечены расходы в коллекторе до и после узла слияния.

Граничные условия для уравнений (7)–(8)

$$Q_{\text{др},i}/x = L_{\text{др}} = 0; \quad H_{\text{кл}}(0) = f(t) \quad (12)$$

замыкают постановку задач (7)–(12).

Стыковка сформулированных задач осуществляется на уровне граничного условия (4), функции источников (2) и линейных законов присоединения (8), поскольку только эти соотношения содержат параметры обеих задач.

Основная идея алгоритма решения общей задачи заключается в последовательном решении для каждого расчетного интервала (шага) времени сначала задачи (7)–(12), а затем на основании полученных значений $Q_{\text{кл}}(y)$ и $q_{\text{др},i}(x)$ – задачи (1)–(6).

Алгоритм решения общей задачи (1)–(12) – пошажное (временное) расщепление – разработан и апробирован авторами в работе [4].

Для скоростей изменения уровня воды в канале порядка 1 м/сут предлагаемый алгоритм не требует дополнительных уточняющих итераций как по нелинейным членам уравнения (1), так и при стыковке общих параметров (1)–(6) и (7)–(12).

Численная реализация задачи (1)–(6) основана на методе конечных разностей (неявная схема второго порядка точности по пространству и первого по времени) и осуществлялась продольно-поперечными прогонами

Алгоритм решения (7)–(12) также основан на конечно-разностной аппроксимации дифференциальных уравнений и осуществлен методом линейных итераций. Поскольку запись разностных уравнений весьма громоздка, в настоящей статье она не приводится.

Расчеты процессов осушения выявили хорошую результативность выбранной математической модели и численного алгоритма: точность, сходимость, устойчивость решения в широком диапазоне определяемых параметров.

Так, расчет ниже предлагаемого варианта на ЭВМ ЕС-1020 требует около 2 ч машинного времени при погрешности решения 2%.

Моделировалась дренажная система, включающая коллектор диаметром $d = 10$ см, длиной 320 м, к которому двусторонне подключались по 10 дрен диаметром $d = 5,0$ см, длиной 100 м и расстоянием между дренами 30 м. Шероховатость дрен и коллектора $p = 0,014$, дрены работают в

затопленном состоянии. Мощность водоносного горизонта 10 м, коэффициент фильтрации $K_{\phi} = 3,0$ м/сут, коэффициент водоотдачи $\mu = 0,1$. Начальный уровень в канале и уровень на осушаемой территории одинаковы и в канале уровень равномерно понижается в течение полутора суток с интенсивностью 0,5 м/сут, затем он сохраняет постоянное положение.

Полученные результаты распределения напоров в дренах и по коллектору дренажной системы и кривые депрессии на последовательные моменты времени показывают, что в связи с непрерывным присоединением воды по длине коллектора и дрен потери напора интенсивно возрастают на начальных участках, а закон изменения напоров в регулирующих дренах существенно отличается от заданного в принимающем канале (рис. 2) и неодинаков для дрен, находящихся на различном удалении от принимающего канала.

Кривые депрессии по территории формируются главным образом в соответствии с ходом изменения давления в дренах. Здесь в определенной мере сказывается осушительное действие канала.

Чтобы выяснить влияние канала на понижение уровней грунтовых вод по осушаемой территории, выполнены расчеты режима УГВ для вариантов дренажной системы принятых выше параметров, но с последовательным исключением ближайших к каналу одной, двух, трех и четырех дрен.

На рис. 3 приведены кривые депрессии уровней грунтовых вод, соответствующие базовому варианту и вариантам с исключением двух и трех дрен.

Полученные результаты показывают, что осушительное действие канала в течение расчетного периода продолжительностью 6–10 сут сказывается на территории, примыкающей непосредственно к каналу. Так, при исключении первых двух дрен уровни грунтовых вод в зоне второй междренней полосы в течение первых суток оставались на исходных отметках, а на последнем междренье снижались.

Более интенсивное снижение УГВ на самом удаленном междренье наблюдалось в течение 5 суток. И только к концу 7-х суток горизонты уравнились. Это имеет место в условиях моделирования совершенного канала. В реальных условиях несовершенного канала осушительное действие его на прилегающую территорию меньше. При исключении трех дрен уровни на территории между каналами и дренами снижались менее интенсивно, нежели в самой удаленной точке дренажной системы. В этом случае появлялся вторичный эффект, имело место более интенсивное снижение УГВ на второй половине дренажной системы в сопоставлении с базисным вариантом. Обусловлен этот эффект меньшими суммарными потерями напора в устьевой части коллектора и соответствующим возрастанием действующего напора в отмеченной части дренажной системы.

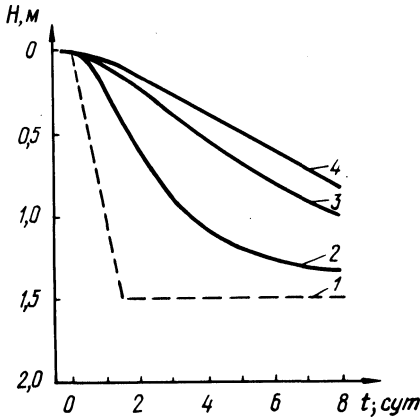


Рис. 2. Изменение напора: в канале (---), в дренах (—).
 1 — $h=f(t)$ в канале; 2 — $h=f_1(t)$ в 1-й дрене; 3 — $h=f_4(t)$ в 4-й; 4 — $h=f_7(t)$ в 7-й дрене.

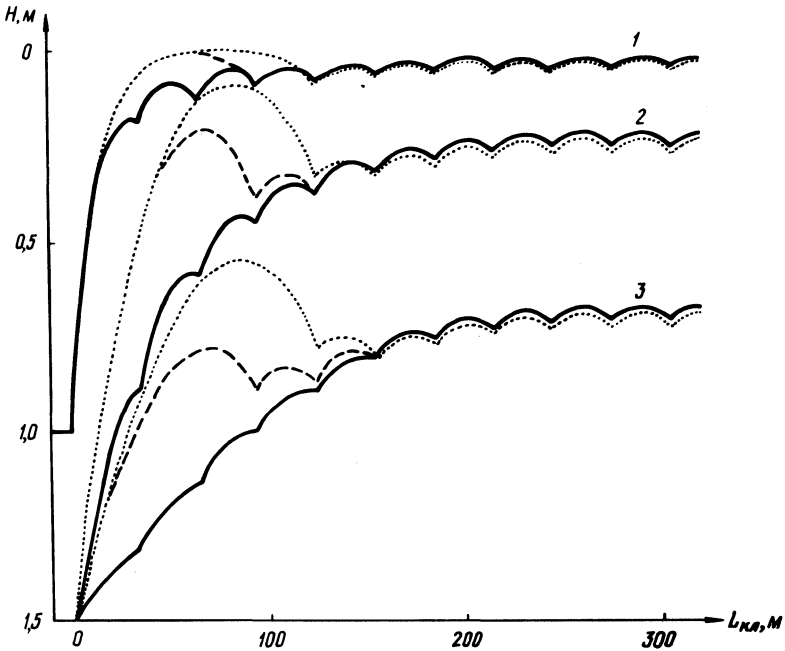


Рис. 3. Кривые депрессии на осушаемой территории: базовой системы (—); с уменьшенным числом дрен у канала: на две дрены (---), на три дрены (. . .) при изменении уровней воды в канале с интенсивностью 0,5 м/сут в течение полутора суток и постоянном горизонте воды в последующие дни; 1 — первые сутки, 2 — третьи, 3 — седьмые сутки.

Полученные результаты показывают, что расстояние, на котором прослеживается осушительное действие канала, несущественно изменяется за расчетный период времени. Фактором, определяющим зону прямого оттока в канал, являются ближайшие к каналу дренажные линии.

Л и т е р а т у р а

1. И в и ц к и й А.И. Теория расчета расстояний между дренами с учетом осушительного действия проводящей сети. — ДАН БССР, т. XII, 1968, №11.
2. Б р у с и л о в с к и й Ш.И., П и с е ц к и й Г.А. Теория расчета динамики грунтовых вод при одновременном действии водопроводящей и регулирующей сети. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1977, т. XXV, 1977.
3. Решение задачи о распределении напоров по длине и междренном пространстве в условиях неустановившейся фильтрации/ П.И. З а к р ж е в с к и й, Г.И. А ф а н а с и к, О.Р. А р м о н и к и д р. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1977, вып. 7.
4. З а к р ж е в с к и й П.И., Н о в и к о в А.А. Некоторые вопросы прогноза уровней грунтовых вод. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1979, т. XXVI.
5. З а к р ж е в с к и й П.И., В а х о н и н Н.К. Экспериментальные исследования водоприемной способности затопленных дрен. — В сб.: Конструкция и расчеты осушительно-увлажнительных систем. Минск, 1978, вып. 3.

УДК 532.546

И.А. В е р е м ч у к

ФИЛЬТРАЦИЯ ИЗ КАНАЛА С ОДНОВРЕМЕННЫМ ПОЛИВОМ ПОЛОСООБРАЗНОГО УЧАСТКА

Важное значение при орошении имеет возможность теоретического определения уровня грунтовых вод. Настоящая работа посвящена определению уровня этих вод при полосообразном поливе дождевальными установками и фильтрации из канала.

В однородном анизотропном пласте, подстилаемом непроницаемым грунтом, вдоль одного из главных направлений анизотропии (ось Ox_1) прорезан канал с вертикальными стенками до непроницаемого грунта (рис. 1). В начальный момент уровень грунтовых вод постоянный и равен H_0 . Затем с целью поднятия уровня грунтовых вод канал перекрывают, и тогда в одной его части (при $x_2 > 0$) уровень воды с течением времени поднимается по закону $H_2 e^{c_2 t}$ (H_2 и $c_2 - \text{const}$), а в другой — при $x_1 < 0$ поддерживается равным H_1 ($H_1 - \text{const}$). Одновременно над полосой $h_1 < y_2 < h_2$ ($0 < h_1 < h_2$) происходит полив с изменяющейся во времени интенсивностью по закону $\epsilon = q_0 t^\alpha$ (где q_0 и α — положительные константы). При $q_0 < 0$ полив надо физически истолковывать как испарение.

Требуется найти уравнение свободной поверхности $z_1 = H(x_1, y_1, t)$ для верхней полуплоскости.

Будем рассматривать задачу в гидравлической постановке, поэтому искомый уровень грунтовых вод $H(x_1, y_1, t)$ удовлетворяет уравнению [1]

$$\frac{\partial H}{\partial t} = a^2 \left(k_1 \frac{\partial^2 H}{\partial x_1^2} + k_2 \frac{\partial^2 H}{\partial y_1^2} \right) + \frac{\epsilon}{m}, \quad (1)$$

где $a^2 = \frac{h}{m}$, h – средняя высота потока (обычно принимают равной H_0).

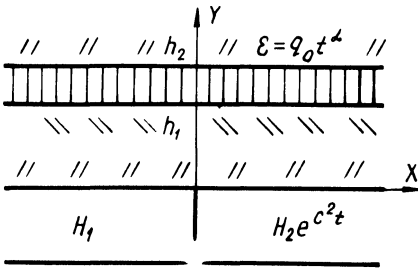


Рис. 1. Канал в анизотропном грунте.

Вводя замену

$$x = x_1 / \sqrt{k_1}, y = y_1 / \sqrt{k_2}, \tilde{H} = H - H_0, \quad (2)$$

сведем уравнение (1) к виду

$$\frac{\partial \tilde{H}}{\partial t} = a^2 \left(\frac{\partial^2 \tilde{H}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \tilde{H}}{\partial y^2} \right) + \frac{\epsilon}{m} \quad (3)$$

с нулевым начальным условием, т.е. $H(x, y, 0) = 0$.

Решение уравнения (3) ищем в виде суммы двух функций:

$$H(x, y, t) = u(x, y, t) + v(x, y, t). \quad (4)$$

Функция $u(x, y, t)$ является решением уравнения (3) при следующих условиях:

$$u(x, y, 0) = 0, \quad \epsilon = 0,$$

$$u(x, 0, t) = \begin{cases} H_1 - H_0 & \text{при } x < 0 \\ H_2 e^{c^2 t} - H_0 & \text{при } x > 0, \end{cases} \quad (5)$$

функция $v(x, y, t)$ является решением того же уравнения при условиях

$$v(x, y, 0) = 0$$

$$\epsilon = \begin{cases} q_0 t^\alpha, & \text{если } -\infty < x < \infty, \tilde{h}_1 < y < \tilde{h}_2; \\ 0, & \text{если } -\infty < x < \infty, 0 < y < \tilde{h}_1, \tilde{h}_2 < y < \infty. \end{cases} \quad (6)$$

Здесь $\tilde{h}_i = h_i / \sqrt{k_2}$ ($i = 1, 2$).

Значение $u(x, y, t)$ при условии (5) ищем в следующем виде [2]

$$u(x, y, t) = \frac{y(H_1 - H_0)}{4\pi a^2} \int_0^t d\tau \int_{-\infty}^{\infty} \frac{e^{-\frac{(x-\xi)^2 + y^2}{4a^2(t-\tau)}}}{(t-\tau)^2} d\xi + \\ + \frac{y}{4\pi a^2} \int_0^t (H_2 e^{c^2\tau} - H_0) d\tau \int_0^{\infty} \frac{e^{-\frac{(x-\xi)^2 + y^2}{4a^2(t-\tau)}}}{(t-\tau)^2} d\xi. \quad (7)$$

Для определения $v(x, y, t)$ воспользуемся известным в математической физике методом источников и стоков [3]. Тогда с учетом (6)

$$v(x, y, t) = \frac{q_0}{4\pi m a^2} \int_0^t \frac{\tau^\alpha}{t-\tau} d\tau \int_{-\infty}^{\infty} \frac{e^{-\frac{(x-\xi)^2}{4d^2(t-\tau)}}}{(t-\tau)^2} d\xi \times \\ \times \int_{\tilde{h}_1}^{\tilde{h}_2} \left(e^{-\frac{(y-\eta)^2}{4a^2(t-\tau)}} - e^{-\frac{(y+\eta)^2}{4a^2(t-\tau)}} \right) d\eta. \quad (8)$$

После упрощения формул (7) и (8), учитывая (2) и (4), найдем окончательно

$$H(x_1, y_1, t) = H_0 \operatorname{erf}(\lambda_1) + \frac{H_1}{2} \operatorname{erfc}(\lambda_1) + \frac{H_2}{4} [\operatorname{erfc}(\lambda_1 -$$

$$\begin{aligned}
& -c\sqrt{t} \exp(-2\lambda_1 c\sqrt{t}) + \operatorname{erfc}(\lambda_1 + c\sqrt{t}) \exp(2\lambda_1 c\sqrt{t})] + \\
& + \frac{q_0}{2m} \frac{t^{\alpha+1}}{\alpha+1} \sum_{i=1}^2 (-1)^{i+1} \sum_{j=1}^2 \operatorname{erf}(\beta_{ij}) + \frac{H_2 - H_1}{\pi} y_1 \int_0^{\lambda x_1} \exp \rightarrow \\
& \rightarrow \left(-\frac{\eta^2 + y_1^2}{4a^2 k_2 t} \right) \frac{d\eta}{\eta^2 + y_1^2} + \frac{H_2 c^2}{\pi} y_1 \exp(c^2 t) \int_0^t \exp \rightarrow \\
& \rightarrow (-c^2 \theta) d\theta \int_0^{\lambda x_1} \exp\left(-\frac{\eta^2 + y_1^2}{4a^2 k_2 \theta}\right) \frac{d\eta}{\eta^2 + y_1^2},
\end{aligned}$$

$$\text{где } \beta_{ij} = \frac{y_1 + (-1)^j h_i}{2a \sqrt{k_2 t}}, \quad \lambda_1 = \frac{y_1}{2a \sqrt{k_2 t}}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{k_2}{k_1}}.$$

В формуле (9) содержится ряд сложных функций, для которых составлены на ЭВМ таблицы. Однако ввиду громоздкости они не помещены в данной статье.

Если в формуле (9) предположить $c = q_0 = 0$ и $k_1 = k_2 = k$, то получим решение частного случая этой задачи, данное в работе [1].

Л и т е р а т у р а

1. Полубаринов А.Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. — М., 1952.
2. Карслоу Х.С. Теория теплопроводности. — М., 1947.
3. Тихонов А.А., Самарский А.А. Уравнения математической физики. — М., 1966.

УДК 631.6:626.86

А.У. Рудой, В.М. Макоед

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОСУШИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ ДРЕНАЖА В ПОЧВАХ РАЗНОЙ СТЕПЕНИ ЗАБОЛОЧЕННОСТИ

В практике мелиорации заболоченных минеральных почв очень часто приходится иметь дело с объектами со сложной структурой почвенного покрова. Однако вопросы гидрологического действия дренажа в разных частях этой сложной естественной системы, а также влияния осушения отдельных почвенных разновидностей на водный режим всей почвенной катены изучены пока еще недостаточно. Частичное восполнение этого

пробела в условиях Припятского Полесья Белорусской ССР и является целью настоящего сообщения.

Исследования проводились на опытно-производственном участке "Молотковичи" Пинского района Брестской области в 1974–1978 гг. и охватили разные по водности годы.

Получены данные о режиме уровней грунтовых вод и дренажного стока в почвах разной степени заболоченности: 1974/75, 1976/77, 1977/78, 1975/76 гидрологических лет. Сумма годовых осадков имела обеспеченность соответственно 5, 30, 45 и 60%.

Почвенный покров объекта представлен весьма сложной структурой. Наиболее низкую центральную часть занимают торфяно-глеевые почвы (мощность торфа 0,5–0,7 м), которые по периферии переходят в торфянисто-глеевые, а затем в дерново-или дерново-подзолисто-глеевые. Повышенные элементы рельефа занимают глееватые разновидности минеральных почв.

Основными почвообразующими породами на объекте являются пески и супеси, а также торф низинного типа. Подстилающие породы повсеместно представлены песками и супесями. Коэффициент фильтрации песков составляют 0,54–13,4, супесей 0,02–0,4, торфа 2,4–8,3 м/сут.

По механическому составу минеральные почвы разной степени заболоченности мало отличаются. Содержание физической глины в верхнем слое глеевых почв (0–40 см) составляет 8,25, глееватых – 11,72%, а на глубине 90–100 см – соответственно 8,29 и 8,19%. Плотность пахотного слоя изменяется от 2,43 г/см³ в глеевых до 2,48 в глееватых разновидностях минеральных почв легкого механического состава. В нижележащих горизонтах численные значения плотности на всех видах почв были примерно одинаковыми и колебались по глубине от 2,61 до 2,66 г/см³. Практически одинакова и объемная масса подпахотных горизонтов (1,68–1,72 г/см³). В пахотном слое численные значения объемной массы, измеренные в разное время, колебались от 1,0 до 1,4 г/см³.

Водное питание минеральных гидроморфных почв происходит за счет атмосферных осадков, а мелкозалежного торфяника – атмосферных осадков и притока поверхностных вод с примыкающих минеральных земель.

Как показали наблюдения, режим уровней грунтовых вод дренированных (расстояние между дренами 20 м) почв разной степени заболоченности складывался по-разному. Если в торфяно-глеевых почвах уровни продолжительное время находились в верхнем полуметровом слое почвы, то в глеевых разновидностях минеральных почв, даже в весьма влажном 1974/75 гидрологическом году, подтопление этого слоя имело место только на протяжении 12 сут, а подъем грунтовых вод в пахотный горизонт (0–25 см) не превышал 3 сут (табл. 1).

Следует заметить, что осушение мелкозалежного торфяника (торфяно-глеевые почвы) оказало существенное влияние на режим УГВ примы-

Т а б л. 1. Продолжительность стояния уровня грунтовых вод на разной глубине в зависимости от вида почв на дренаже (расстояние между дренами 20 м), сут

Гидрологический год	Почва	Вегетационный период (IV–IX, месяц)				Гидрологический период (X–IX, месяц)			
		0–25, см	0–50, см	0–100, см	0–150, см	0–25, см	0–50, см	0–100, см	0–150, см
1974/75	Дерново-глеевая	3	5	35	160	3	12	125	281
	Торфянисто-глеевая	4	9	60	169	11	50	160	290
	Торфяно-глеевая	3	33	131	183	10	101	252	304
1975/76	Дерново-глеевая	0	5	48	153	0	8	74	336
	Торфянисто-глеевая	2	6	53	153	8	14	93	353
	Торфяно-глеевая	10	22	89	183	18	39	267	336
1976/77	Дерново-глеевая	—	8	65	180	—	8	95	362
	Торфянисто-глеевая	2	9	96	183	2	14	143	365
	Торфяно-глеевая	2	22	164	183	2	38	258	365
1977/78	Дерново-глеевая	0	2	55	183	8	18	116	365
	Торфянисто-глеевая	0	4	102	183	4	32	251	365
	Торфяно-глеевая	3	8	103	183	32	55	285	365

П р и м е ч а н и е. По 1974/75 гидрологическому году приведены данные с 1 декабря 1974 г. по 30 сентября 1975 г.

кающих к нему минеральных гидроморфных почв. Например, на контрольном (недренированном) участке глееватых почв, расположенном в виде отдельного островка среди осушенных почв более высокой степени заболоченности (см. табл. 1), уровни только на 1–3 сут поднимались выше отметки 75 см от поверхности, а в слое 0–100 см находились 6–7 сут в сухие и средние годы и немногим более 20 сут в весьма влажном 1974/75 гидрологическом году. Полгода и более в этом варианте уровни находятся глубже 150 см. Поскольку для глееватых почв лимитирующим фактором развития сельскохозяйственных растений является режим УГВ поверхностных горизонтов, то, учитывая изложенное, можно предположить, что с точки зрения осушения в таких условиях применение дренажа нецелесообразно.

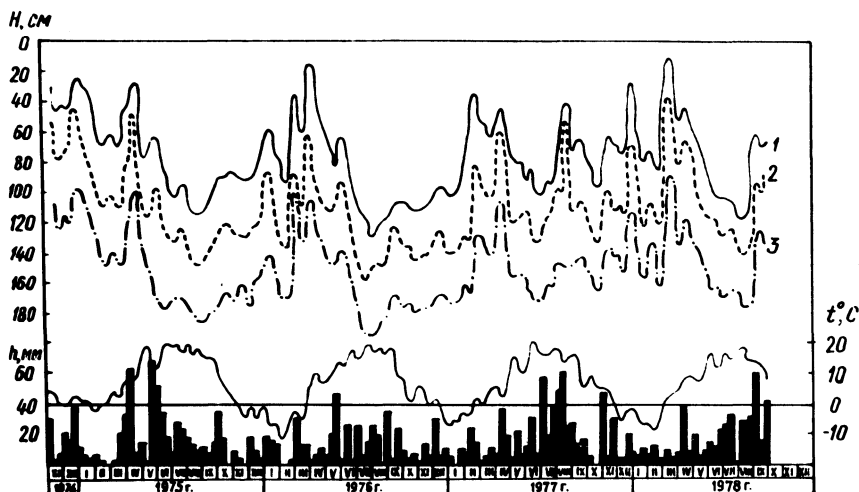


Рис. 1. График колебания среднедекадных УГВ, осадков и температуры воздуха на объекте "Молотковичи". Почвы: 1 — дренажные торфяно-глеевые ($E=20$ м), 2 — дренажные дерново-глеевые ($E=20$ м), 3 — дерново-глеевые (без дренажа), Н — глубина уровня грунтовых вод, h — осадки, t — температура воздуха.

Сезонные изменения уровней грунтовых вод (рис. 1) обусловлены метеорологическими факторами. Максимальный подъем УГВ приурочен, как правило, к весеннему периоду (март–апрель). В бездождные периоды уровни довольно интенсивно снижаются, а в невегетационный период при выпадении за декаду порядка 20–25 мм осадков наблюдается подъем УГВ на всех разновидностях почв. Причем во время зимних оттепелей в торфяно-глеевых почвах данный процесс происходит более интенсивно. Это объясняется тем, что мелкозалежный торфяник занимает самые низкие, практически безуклонные участки, на которые при наличии мерзлоты про-

Т а б л. 2. Распределение внутригодового дренажного стока

Гидрологи - ческий год	Почва	Расстоя- ния меж- ду дрена- ми, м	Слой стока, мм					Продолжительность стока, сут				
			осень	зима	весна	лето	всего	осень	зима	весна	лето	всего
1974/75	Дерново-глеевая	20	54,2	30,4	12,9	0,2	97,7	61	62	18	2	143
		30	60,8	28,5	11,4	0,3	101,1	61	62	19	2	145
	Торфяно-глеевая	20	269,8	227,8	75,8	4,6	578,0	61	90	88	9	248
1975/76	Дерново-глеевая	20	0	0	10,3	0,3	10,6	0	0	24	5	29
		30	0	0	19,2	0,2	19,4	0	0	31	6	37
	Торфяно-глеевая	20	0	0	53,2	0,5	53,7	0	0	56	4	60
		30	1,8	10,5	56,7	0,7	69,7	9	29	77	9	124
1976/77	Дерново-глеевая	20	0	1,2	20,6	4,5	26,3	0	5	44	20	69
		30	0	5,7	26,3	4,5	36,5	0	19	35	63	117
	Торфяно-глеевая	20	0	17,0	49,3	36,4	102,7	0	16	65	33	127
		30	0	19,4	59,3	21,7	100,9	0	18	75	53	146
1977/78	Дерново-глеевая	20	1,1	20,5	18,2	4,9	44,7	15	21	66	18	120
		30	2,5	43,0	30,5	1,0	77,0	25	28	66	11	130
	Торфяно-глеевая	20	5,9	35,7	118,9	4,0	164,5	37	70	79	21	207
		30	4,4	41,6	100,7	5,5	152,2	30	85	81	30	226

исходит довольно интенсивное стекание талой воды с выше расположенных минеральных гидроморфных почв.

Важным показателем гидрологического действия дренажа является сток. Формирование дренажного стока, как и уровней грунтовых вод в почвах разной степени заболоченности, происходило неодинаково. Наиболее продолжительное время работал дренаж в торфяно-глеевых почвах.

В минеральных гидроморфных почвах во влажные годы продолжительность действия дренажа в 2–3 раза меньше, чем в мелкозалежном торфянике. В сухие годы это различие еще значительнее. В связи с этим и объем стока, отводимый дренажем с минеральных почв, был в 3–5 раз меньше, чем на соответствующих вариантах мелкозалежного торфяника. Внутригодовое распределение дренажного стока весьма неравномерно (табл. 2) и находится в тесной взаимосвязи с метеорологическими условиями исследуемых лет. В весьма влажном 1974/75 гидрологическом году основной сток пришелся на осенне-зимний период, в течение которого осадки превысили норму в 1,7 раза, а зима была теплой, с дождями и без промерзания почвы. В осенний период 1975/76 гидрологического года осадков выпало меньше нормы, а зима была практически без оттепелей. Поэтому сток в этом году имел место преимущественно весной. Основная масса стока в 1976/77 и 1977/78 гидрологических годах прошла в декабре–апреле. В летнее время, за исключением влажного 1977 г., дренажный сток был незначительным как в минеральных, так и в торфяно-глеевых почвах. Во влажное лето 1977 г. сток с мелкозалежного торфяника был в 5–9 раз выше, чем с минеральных почв.

Следовательно, основной сток, отводимый дренажем с глеевых разновидностей минеральных почв, приходится на вневегетационный и начало вегетационного (апрель) периода. Уже в начале мая от гравитационной воды, как правило, освобождался слой почвы мощностью 100 см и более, способный вместить значительное количество выпадающих осадков без просачивания их до уровня грунтовых вод. Поэтому летом в таких условиях дренажный сток практически отсутствовал. В торфяно-глеевых почвах мощность аккумулярующего слоя была на 30–40 см меньше и не превышала даже в сухое лето 1976 г. 125 см, а в июне-июле 1977 г. достигала всего 99–101 см, что и обусловило после выпадения в июле-августе 264 мм осадков (норма 151 мм) сток порядка 21,7–36,4 мм. На глееватых же почвах, даже на участке без дренажа, расположенном среди осушенных более высокой степени заболоченности почв, уровни от таких осадков поднялись на 22 см и находились на расстоянии 128 см от поверхности, т.е. ниже рекомендуемой глубины закладки дрен.

В связи с изложенным следует отметить, что на мелиоративных объектах со сложной структурой почвенного покрова важно строго дифференцированно подходить к осушению почв разной степени заболоченности.

Наиболее интенсивного осушения в этом сложном естественном комплексе в условиях Полесья требуют торфяно-глеевые почвы. В глееватых почвах легкого механического состава, расположенных в виде небольших островков среди осушенных почв более высокой степени заболоченности, среднедекадные УГВ даже во время паводков не поднимались выше 90 см. Это дает основание полагать, что в таких условиях при проведении осушения можно ограничиться мероприятиями по организации поверхностного стока.

УДК 626.862

И.В. Минаев

ПРИВЕДЕНИЕ ФУНКЦИЙ ЦЕЛИ К ВИДУ, УДОБНОМУ ДЛЯ РАСЧЕТА ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖА

Функция цели, для расчета оптимальных параметров дренажа формируемая раскрытием формулы приведенных затрат и ущербов, обычно состоит из суммы функций-слагаемых, выражающих варианты затраты по отдельным элементам физической системы, параметры которой оптимизируются. Такую функцию цели ($F(z_m)$) можно представить в виде

$$F(z_m) = \frac{A_1 f_1(z_1)}{A_2 f_2(z_2)} + A_3 f_3(z_3) + \frac{A_4 f_4(z)}{f_0(z_0)} + A_5 f_5(z_5) + \dots, \quad (1)$$

где $A_j \in D$; $z_j \geq 0$ ($j = 1, 2, \dots, m$) – многомерные векторы, координаты которых являются параметрами физической системы; $f_0(z_0)$ – постоянная величина.

Если функция цели записывается для одного параметра (z), решение задачи сводится к взятию производной с приравнением последней к нулю ($\frac{dF(z)}{dz} = 0$). Полученное уравнение позволяет найти оптимальное значение параметра ($z_{\text{опт}}$). Если же функция цели зависит от нескольких переменных (варьирующих параметров), можно применить градиентные методы, для чего необходимо взять частные производные по каждой переменной.

Рассмотрим функцию (1), выражающую удельные (на 1 га) приведенные затраты и ущербы от двух наиболее существенных переменных – B и h (расстояние между дренами и глубина их заложения), для системы "дрены-коллектор" (рис. 1). Система "дрены-коллектор" является

”блоком” или самостоятельной подсистемой, присутствующей в каждой более развитой системе, и состоит из коллектора и присоединенных к нему дрен.

Физические переменные удобно представить в виде относительных переменных, используя формулы линейного преобразования:

$$u_i = \frac{N(h_i - h_{\min}) + \Delta h}{10 \Delta h} ; v_i = \frac{N(B_i - B_{\min}) + \Delta B}{10 \Delta B} , \quad (2)$$

где N – коэффициент укрупнения шага переменной (целое число); h_i, B_i – текущие физические координаты; u, v – текущие относительные координаты ($u \in [0,1; 0,9]$; $v \in [0,1; 0,9]$); $\Delta h, \Delta B$ – шаг изменения соответствующей переменной.

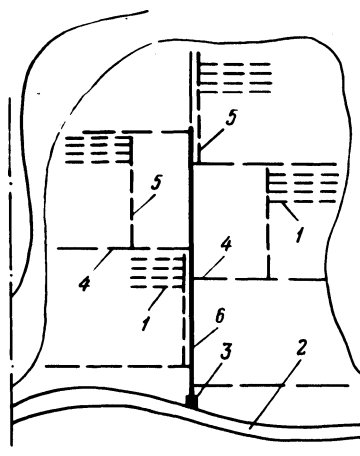


Рис. 1. Дренажная система:
1 – дрен; 2 – река-водоприемник; 3 – оголовок коллектора; 4 – коллектор I порядка; 5 – коллектор II порядка; 6 – магистральный канал.

Тогда функцию цели, сформированную раскрытием формулы приведенных затрат [1] и ущербов ($S_i = E_n k_i + C_i + Y_i \rightarrow \min, Y_i$ – ущерб от недобора урожая), можно записать в виде

$$\bar{S}_{\text{пр}}(u, v) = \frac{S_{\text{др}}(u)}{F_{\text{др}}(v)} + \frac{S_{\text{кл}}^I(u)}{F_{\text{кл}}} + \frac{S_{\text{кл}}^{II}(u, v)}{F_{\text{кл}}} + \frac{Y(u, v)}{F_{\text{кл}}} + C_0 \rightarrow \min, \quad (3)$$

где $S_{\text{др}}(u), S_{\text{кл}}^I(u)$ – функции, выражающие приведенные затраты (соответственно) по устройству одной дрены и коллектору; $F_{\text{др}}(v)$ – площадь (га), обслуживаемая одной дренажной системой; $S_{\text{кл}}^{II}(u, v)$ – функция затрат по трубкам коллектора переменного диаметра по его длине; $F_{\text{кл}}$ – площадь (га),

обслуживаемая коллектором, стабильная при постоянной длине дрен;
 $Y(u, v)$ – функция ущерба от недобора урожая в связи с неоптимальным водным режимом почвы при варьировании параметров $u(h)$, $v(B)$; C_0 – постоянная величина затрат.

Хотя первая функция-слагаемое зависит от двух переменных, каждая из функций-сомножителей обуславливается значением одной переменной; функция $S_{др}(u)$ экспериментальная (расчетная) и обычно линейна относительно переменной $u(h)$.

Функция $F_{др}(v)$ линейная и выражает размер площади (га) при постоянной длине дрен ($l_{др}$, м):

$$F_{др}(v(B)) = l_{др} B \cdot 10^{-4} = 2,5 \cdot 10^{-3} l_{др} (2v + 1), \quad (4)$$

v – вычисляется по (2);

$$F_{кл} = l_{др} \cdot L_{к} \cdot 10^{-4}, \quad (5)$$

$L_{к}$ – постоянная длина коллектора (м).

Т а б л. 1. Приведенные затраты (руб./га) (числитель) и ущербы (руб./га) по трубкам коллектора (знаменатель)

h \ u \ v		B	30	40	50	60	70
		u \ v	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
0,9	0,1		<u>5,242</u>	<u>4,392</u>	<u>3,822</u>	<u>3,452</u>	<u>3,183</u>
			0	2,533	7,820	14,110	21,930
1,0	0,3		<u>5,633</u>	<u>4,730</u>	<u>4,106</u>	<u>3,688</u>	<u>3,384</u>
			0	1,805	6,005	11,254	18,530
1,1	0,5		<u>6,024</u>	<u>5,006</u>	<u>4,390</u>	<u>3,924</u>	<u>3,585</u>
			0	0	4,588	9,320	15,725
1,2	0,7		<u>6,415</u>	<u>5,404</u>	<u>4,674</u>	<u>4,160</u>	<u>3,786</u>
			0	0	3,366	7,837	13,651
1,3	0,9		<u>6,806</u>	<u>5,741</u>	<u>4,958</u>	<u>4,396</u>	<u>3,987</u>
			0	0	2,312	6,800	12,070

Применение градиентных методов для вычисления оптимальных значений u и v исключается из-за функций

$$\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(u,v) = \frac{S_{\text{кл}}^{\text{II}}(u,v)}{F_{\text{кл}}}, \quad \bar{Y}(u,v) = \frac{Y(u,v)}{F_{\text{кл}}}$$

Первая из этих функций вычисляется с использованием формул неустановившегося притока воды к дренам ввиду их сложности [2]; взятие производной невозможно. Вторая — экспериментальная функция, выражающая потерю урожая от опоздания со сроком сева культур в весенний период из-за высокого положения УГВ при некоторых значениях параметров u (h), v (B).

Для природных условий, описанных в [3], вычислены значения $\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(u,v)$; функция ущерба взята из работы [4] и представляет сложную зависимость от времени (t) снижения УГВ, которое определяется параметрами h и B . Значения функций $\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(u,v)$ и $\bar{Y}(u,v)$ приведены в табл. 1.

Аппроксимация двух функций $\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(u,v)$ и $\bar{Y}(u,v)$ от двух переменных простыми зависимостями позволяет разрешить вопрос о применении градиентных методов для отыскания оптимальных параметров подсистемы "дрены-коллектор". Способ подбора (аппроксимации) зависимостей от двух и более переменных на ограниченном отрезке их изменения основывается на использовании конечных разностей многочленов [5] и нулевых комбинациях ординат (НКО) [6].

Существование НКО, содержащих (для тех же многочленов) количество ординат большее, чем в минимальной конечной разности, доказывается с помощью результата. Список НКО для многочленов различных степеней приведен в работе [6]. Для многочленов степеней $n = 2 ; 1 ; 0$ справедливы следующие НКО по 5 ординатам:

$$n = 2; \text{ НКО 3-го порядка: } \Delta_{1-5}^{(3)} y_i = 2y_{31} - y_{32} - 9y_{33} + 13y_{34} - 5y_{35} = 0;$$

$$n = 1; \text{ НКО 2-го порядка: } \Delta_{1-5}^{(2)} y_i = 3y_{21} - y_{22} - y_{23} - 7y_{24} + 6y_{25} = 0;$$

$$n = 0; \text{ НКО 1-го порядка: } \Delta_{1-5}^{(1)} y_i = (y_{12} - y_{11}) + (y_{13} - y_{12}) + (y_{14} - y_{13}) + (y_{15} - y_{14}) = 0.$$

Свободный член многочлена вычисляется с использованием НКО \varnothing -нулевого порядка: $\Delta_{1-5}^{(0)} = -\frac{\sum y_{0i}}{N_i}$, где N_i — число ординат.

В нижеприведенном примере использованы НКО на 5 ординатах с шагом 0,2 ($\Delta u = 0,2$; $\Delta v = 0,2$).

Для вычисления коэффициентов многочлена второй степени

$$y_3 = a_2 x^2 + a_1 x + a_0$$

используется НКО 2-го, 1-го и нулевого порядков:

$$y_{3i} - a_2 x_i^2 = y_{2i},$$

где $y_{2i} = a_1 x_i + a_0$; i – номера узлов интерполяции (или используемых в НКО ординат).

Для многочлена первой степени справедлива НКО $\Delta_{1-5}^{(2)} y_{2i}$, подставим вместо ее ординат разность $(y_{3i} - a_2 x_i^2)$:

$$3(y_{31} - a_2 x_1^2) - (y_{32} - a_2 x_2^2) - (y_{33} - a_2 x_3^2) - 7(y_{34} - a_2 x_4^2) + 6(y_{35} - a_2 x_5^2) = 0.$$

Отсюда находим:

$$a_2 = \frac{3y_{31} - y_{32} - y_{33} - 7y_{34} + 6y_{35}}{3x_1^2 - x_2^2 - x_3^2 - 7x_4^2 + 6x_5^2}.$$

Полученное значение коэффициента a_2 подставляем в разность $(y_{3i} - a_2 x_i^2)$ и находим ординаты $y_{2i} = a_1 x_i + a_0$. Находим снова разность

$(y_{2i} - a_1 x_i) = y_{1i}$, где $y_{1i} = a_0$. Однако для многочлена нулевой степени ($n=0$) справедлива НКО $\Delta_{1-5}^{(1)} y_{1i}$. Подставив вместо ее ординат разность

$(y_{2i} - a_1 x_i)$, находим коэффициент a_1 . Коэффициент a_0 вычисляется с помощью конечной разности 0-го порядка ($a_0 = \frac{\sum y_{0i}}{N_i}$; $N_i = 5$) (табл. 2 и 3).

По переменной v для исходных данных, приведенных в табл. 1 (числитель), подходит многочлен 2-й степени

$$Y_B = a_{2v}^{(h)} v^2 + a_{1v}^{(h)} v + a_{0v}^{(h)}. \quad (6)$$

Для вычисления коэффициентов $a_{2v}^{(0,9)}$, $a_{1v}^{(0,9)}$, $a_{0v}^{(0,9)}$ использованы данные первой строки табл. 1 (числитель). Вычисления коэффициентов приведены в табл. 2.

Т а б л. 2. Расчет коэффициентов функции (6) с использованием НКО

$$(\Delta_{1-5}^{(2)} y_i), (\Delta_{1-5}^{(1)} y_i), (\Delta_{1-5}^{(0)} y_i)$$

B_i	$h=0,9$				
	30	40	50	60	70
v_i	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
$\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(v_i)$	5,242	4,392	3,822	3,452	3,183

$$a_{2V}^{(0,9)} = \frac{3,5,242 - 4,392 - 3,822 - 7,3,452 + 6,3,183}{3 \cdot 0,1 - 0,3 - 0,5 - 7,0,4 + 60,9} = 2,1839$$

$S_1^{\text{II}}(v_i) - \bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(v_i) - a_{2V}^{(0,9)} v_i^2 =$	5,2202	4,1954	3,2760	2,3819	1,1839
--	--------	--------	--------	--------	--------

$$a_{1V}^{(0,9)} = \frac{(4,1954 - 5,2202) + (3,2760 - 4,1954) + (2,3819 - 3,2760) + (1,4140 - 2,3819)}{(0,3 - 0,1) + (0,5 - 0,3) + (0,7 - 0,5) + (0,9 - 0,7)} = -4,7578$$

$\bar{S}_0^{\text{II}} = \bar{S}^{\text{II}}(v_i) - a_{1V}^{(0,9)} v_i =$	5,6960	5,6227	5,6549	5,7123	5,6960
---	--------	--------	--------	--------	--------

$$a_{0V}^{(0,9)} = \frac{5,6960 + 5,6227 + 5,6549 + 5,7123 + 5,6960}{5} = 5,6764$$

$y_B^{(0,9)}$	5,223	4,446	3,844	3,416	3,164
---------------	-------	-------	-------	-------	-------

В результате вычислений получены коэффициенты многочлена (6)

$$y_B^{(0,9)} = 2,1839 v^2 - 4,7578 v + 5,6764. \quad (7)$$

Значения $y_B^{(0,9)}$, вычисленные по (7), приведены в последней строке табл. 2, они близки к исходным данным. Рекомендуется произвести проверку и для других строк, чтобы убедиться, что квадратный многочлен

Т а б л. 3. Расчет коэффициентов функции (8) g_{ij} с использованием НКО

$$\left(\Delta_{1-5}^{(1)} a_{2v}^{(h)} ; \Delta_{1-5}^{(o)} a_{2v}^{(h)} \right)$$

h	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
u	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
$a_{2v}^{(h)}$	2,1839	3,2777	2,3732	2,4670	2,5616

$$g_{11} = \frac{(2,2777-2,1839) + (2,3732-2,2777) + (2,467-2,3732) + (2,5616-2,467)}{(0,3-0,1) + (0,5-0,3) + (0,7-0,5) + (0,9-0,7)} = 0,4721$$

$(a_{2v}^{(h)} - g_{11}u)$	2,1367	2,1361	2,1372	2,1365	2,1367
----------------------------	--------	--------	--------	--------	--------

$$g_{21} = \frac{2,1367 + 2,1361 + 2,1372 + 2,1365 + 2,1367}{5} = 2,1366$$

Вычисленные $a_{2v}^{(h)}$	2,1838	2,2782	2,3726	2,4671	2,5615
----------------------------	--------	--------	--------	--------	--------

(6) действительно хорошо аппроксимирует исходные данные по переменной В на отрезке [30; 70].

Далее подбирается аппроксимирующая функция по другой переменной — u. Для исходных данных, приведенных в табл. 1 (числитель), аппроксимирующей оказывается линейная функция

$$Y_h^{(B)} = a_{1u}^{(B)} u + a_{0u}^{(B)}$$

Таким образом, для исходных данных табл. 1 (числитель) получены две зависимости: по строкам — квадратный многочлен (6), по столбцам — многочлен первой степени (7). Далее из этих двух функций формируется одна функция от двух переменных:

$$\bar{S}_{uv}^{II} = [u \ 1] \begin{bmatrix} g_{11} & g_{12} & g_{13} \\ g_{21} & g_{22} & g_{23} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v^2 \\ v \\ 1 \end{bmatrix} =$$

$$\begin{aligned}
 &= (g_{11}u + g_{21})v^2 + (g_{12}u + g_{22})v + (g_{13}u + g_{23}) = \\
 &= a_{2v}^{(h)} v^2 + a_{1v}^{(h)} v + a_{0v}^{(h)}. \quad (8)
 \end{aligned}$$

(Возможен и обратный порядок записи трех матриц, но тогда квадратная матрица будет содержать два столбца и три строки элементов g_{ij}). Для вычисления коэффициентов $a_{iv}^{(h)}$, $i = 1, 2, 3$ в функции (8) используются 5 значений ординат $\bar{S}^{II}(u)$ из табл. 1 (числитель). Для первой строки вычисления приведены в табл. 2, для остальных они совершенно идентичны. В результате расчетов получены следующие коэффициенты

$$\begin{array}{lll}
 a_{2v}^{(0,9)} = 2,1838; & a_{1v}^{(0,9)} = -4,7578; & a_{0v}^{(0,9)} = 5,6764; \\
 a_{2v}^{(1,0)} = 2,2777; & a_{1v}^{(1,0)} = -5,0889; & a_{0v}^{(1,0)} = 6,1010; \\
 a_{2v}^{(1,1)} = 2,3732; & a_{1v}^{(1,1)} = -5,4213; & a_{0v}^{(1,1)} = 6,5253; \\
 a_{2v}^{(1,2)} = 2,4670; & a_{1v}^{(1,2)} = -5,7533; & a_{0v}^{(1,2)} = 6,9947; \\
 a_{2v}^{(1,3)} = 2,5616; & a_{1v}^{(1,3)} = -6,0854; & a_{0v}^{(1,3)} = 7,3750.
 \end{array}$$

Для вычисления коэффициентов g_{ij} , $i = 1, 2, 3$; $j = 1, 2$ в функции (8) используются НКО на пяти ординатах. При этом ординатами для их вычисления теперь служат коэффициенты $a_{2v}^{(h)}$, $a_{1v}^{(h)}$, $a_{0v}^{(h)}$. Для столбца коэффициентов $a_{2v}^{(h)}$ вычисления приведены в табл. 3.

Последняя строка табл. 3 вычислена по формуле

$$a_{2v}^{(h)} = 0,4721 u + 2,1366. \quad (9)$$

Аналогичным образом вычислены все коэффициенты (g_{ij} , $i = 1, 2, 3$; $j = 1, 2$). Подставив их в (8), получаем функцию от двух переменных:

$$\begin{aligned}
 \bar{S}_{uv}^{II} &= 0,4721 v^2 u + 2,1366 v^2 - 1,6595 v u - 4,5916 v + \\
 &+ 2,1232 u + 5,4641. \quad (10)
 \end{aligned}$$

Т а б л. 4. Приведенные затраты (руб./га) по трубкам коллектора, вычисленные по формуле (10) (числитель), и значения ущербов (руб./га), вычисленные по формуле (12) (знаменатель)

		B	30	40	50	60	70
		v	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
h	u						
0,9	0,1		<u>5,223</u>	<u>4,446</u>	<u>3,844</u>	<u>3,416</u>	<u>3,164</u>
			–	2,525	7,668	14,140	21,941
1,0	0,3		<u>5,615</u>	<u>4,779</u>	<u>4,126</u>	<u>3,655</u>	<u>3,366</u>
			–	1,812	6,054	11,526	18,628
1,1	0,5		<u>6,007</u>	<u>5,113</u>	<u>4,402</u>	<u>3,893</u>	<u>3,568</u>
			–	–	4,561	9,344	15,761
1,2	0,7		<u>6,400</u>	<u>5,446</u>	<u>4,690</u>	<u>4,132</u>	<u>3,771</u>
			–	–	3,297	7,780	13,624
1,3	0,9		<u>6,792</u>	<u>5,780</u>	<u>4,973</u>	<u>4,371</u>	<u>3,973</u>
			–	–	2,277	6,768	12,056

В табл. 4 приведены значения \bar{S}_{uv}^{II} , вычисленные по формуле (10) (числитель).

В табл. 1 приведены значения ущербов (знаменатель); оба вида зависимостей $Y(h)$ и $Y(B)$ (по столбцам и строкам) аппроксимируются многочленными функциями второй степени, из которых сформирована функция от двух переменных:

$$\begin{aligned}
 y(u,v) &= [u^2 u_1] \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v^2 \\ v \\ 1 \end{bmatrix} = \\
 &= (b_{11}u^2 + b_{21}u + b_{31})v^2 + (b_{12}u^2 + b_{22}u + b_{32})v + (b_{13}u^2 + \\
 &+ b_{23}u + b_{33}) = b_{2v}^{(h)} v^2 + b_{1v}^{(h)} v + b_{0v}^{(h)}. \quad (11)
 \end{aligned}$$

Коэффициенты функции (11) вычислены с помощью НКО (аналогично табл. 2 и 3).

В результате получены все коэффициенты функции (11):

$$y(u, v) = -45,3147 u^2 v^2 + 36,9202 uv^2 + 13,3759 v^2 + 75,4607 u^2 v - 77,7484 uv + 19,4434 v - 23,6828 u^2 + 20,1828 u - 4,479. \quad (12)$$

В табл. 4 приведены значения функции ущербов, вычисленные по (12) (знаменатель).

Сравнение значений табл. 1 и табл. 4 показывает, что полученные функции (10) и (12) хорошо аппроксимируют исходные данные.

Аппроксимирующие многочленные функции легко продифференцировать, поэтому можно применить градиентные методы (например, метод наискорейшего спуска) и вычислить оптимальные параметры дренажа. Переход от $u_{\text{опт}}$ и $v_{\text{опт}}$ к $h_{\text{опт}}$ и $V_{\text{опт}}$ осуществляется с помощью формул (2).

Л и т е р а т у р а

1. Инструкция (методика) по определению экономической эффективности капитальных вложений в орошение и осушение земель и обводнение пастбищ. — М., 1972. 2. Мурашко А.И., Сапожников Е.Г. Фильтрационные расчеты горизонтального трубчатого дренажа. — Науч. тр. БелНИИМВХ "Конструкции и расчеты осушительно-увлажнительных систем". Минск, 1976, вып. 2. 3. Минаев И.В. Определение оптимальных параметров дренажа с учетом его влияния на прилегающие земли. — Вестник с.-х. науки, 1978, № 2. 4. Минаев И.В. Проектирование дренажных систем с оптимальными параметрами. — Гидротехника и мелиорация, 1974, № 9. 5. Гельфонд А.О. Исчисление конечных разностей. Изд. 3-е. — М., 1967. 6. Минаев И.В. Формулы для вычисления коэффициентов некоторых функций, применяемых в мелиорации. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1976, вып. 6.

УДК 626.86.003.1

С.В. В а л и ц к и й

ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ СОКРАЩЕНИЯ СРОКОВ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕЛИОРАТИВНЫХ ОБЪЕКТОВ

Одним из значительных резервов интенсификации сельскохозяйственного производства является ускорение ввода в действие мелиоративных мощностей и объектов.

Вопрос о целесообразном сокращении продолжительности строительства мелиоративных объектов нуждается в экономическом обосновании и

оценке [1]. Требуется анализ и вопрос влияния фактора времени на использование фондов, себестоимость СМР, величину незавершенных капитальных вложений, а также на эффект от досрочного функционирования части вводимых мощностей и в целом объекта.

Продолжительность строительства мелиоративных объектов непосредственно оказывает влияние на мощность организации, выраженную величиной фондов (интенсивностью потребления фондов $I_{\Phi} = \frac{\Phi}{T}$, где Φ – фонды строительной организации; T – время использования фондов).

Между выполняемыми объемами (W) и размерами основных фондов существует прямая зависимость, а между продолжительностью строительства и размерами фондов – обратная.

Стоимость основных фондов определяется формулой [2]

$$\Phi_{\text{осн}} = \Phi_{\text{м}} + \Phi_{\text{тр}} + \Phi_{\text{пр.зд}} + \Phi_{\text{обор}} + \Phi_{\text{проч}} + \Phi_{\text{непр}}, \quad (1)$$

где стоимости: $\Phi_{\text{осн}}$ – основных фондов; $\Phi_{\text{м}}$ – мелиоративных машин и механизмов; $\Phi_{\text{тр}}$ – транспортных средств; $\Phi_{\text{пр.зд}}$ – производственных зданий и сооружений; $\Phi_{\text{обор}}$ – силового и производственного оборудования; $\Phi_{\text{проч}}$ – прочих основных фондов (инструментов, приспособлений и т.д.); $\Phi_{\text{непр}}$ – непроизводственных фондов.

Проанализируем характер изменения величины отдельных групп основных производственных фондов при изменении продолжительности строительства.

При неизменной технологии все работы по строительству объекта характеризуются неизменной трудоемкостью или машиноемкостью (машина-смен). Изменение продолжительности строительства от $T_{\text{н}}$ до $T_{\text{ф}}$ при $T_{\text{ф}} < T_{\text{н}}$ ведет к пропорциональному изменению стоимости основных фондов, участвующих в строительстве объекта (строительных машин и механизмов) от $\Phi_{\text{м}}^{\text{н}}$ до $\Phi_{\text{м}}^{\text{ф}}$. Тогда дополнительная стоимость (затраты) фондов [2]:

$$\Delta \Phi_{\text{м}} = \Phi_{\text{м}}^{\text{ф}} - \Phi_{\text{м}}^{\text{н}} = \Phi_{\text{м}}^{\text{н}} \left(\frac{T_{\text{н}}}{T_{\text{ф}}} - 1 \right). \quad (2)$$

Величина $\left(\frac{T_{\text{н}}}{T_{\text{ф}}} - 1 \right)$ характеризует относительное сокращение срока строительства объекта. В дальнейшем $\left(\frac{T_{\text{н}}}{T_{\text{ф}}} - 1 \right)$ назовем коэффициентом сокращения нормативного срока строительства $K_{\text{т}}$. Тогда

$$\Delta \Phi_{\text{м}} = K_{\text{т}} \Phi_{\text{м}}^{\text{н}}, \quad (3)$$

где T_n, T_ϕ – нормативное и фактическое время строительства объекта;

Φ_M^H, Φ_M^Φ – стоимость машин и механизмов, соответственно при T_n и T_ϕ .

Таким же образом изменение сроков строительства объекта вызывает пропорциональное увеличение стоимости $\Phi_{тр}$ от $\Phi_{тр}^H$ до $\Phi_{тр}^\Phi$.

Возрастания объемов работ, выполняемых в один и тот же отрезок времени, вызывает увеличение затрат по остальным группам фондов:

$\Phi_{пр.зд}, \Phi_{об}, \Phi_{проч}, \Phi_{непр}$.

В таком случае можно записать

$$\Delta \Phi_{осн} = K_t \Phi_{осн} \quad (4)$$

Следуя вышеизложенному предположению, при сокращении сроков строительства обратно пропорционально изменяется потребление оборотных фондов, которые включают: 1) производственные запасы материалов; 2) средства в производстве (незавершенное производство СМР).

Исходя из утверждения, что величина оборотных средств пропорциональна объемам работ при неизменности их характера, выполняемым в один и тот же период, можно записать:

$$\Delta \Phi_{обор} \doteq K_t \Phi_{обор} \quad (5)$$

Таким образом, при сокращении срока строительства мелиоративных объектов имеет место экономический ущерб, обусловленный ростом стоимости привлекаемых фондов на строительство данного объекта [3].

Прирост производственных фондов можно осуществить за счет дополнительных капитальных вложений в производственные фонды или капитальных вложений, выделяемых отрасли мелиоративного строительства в целом. Это вызовет сокращение объемов СМР на других объектах данной отрасли. В связи с вышеизложенным размер ущерба следует оценивать исходя из передвижения на более поздний срок работ по другим объектам, т.е. отдаления по этим объектам возврата капитальных затрат и получения прибыли [2].

На первой стадии в приближенных расчетах указанный ущерб с учетом возможного выполнения объемов работ на других объектах следует определять отвлекаемыми фондами Q :

$$Q = K_t K_\phi T_\phi (\Phi_{осн} + \Phi_{обор}), \quad (6)$$

где K_ϕ – показатель фондоотдачи в мелиоративном строительстве; $K_t (\Phi_{осн} + \Phi_{обор})$ – размер ежегодных дополнительных основных и оборотных фондов при сокращении строительства от T_n до T_ϕ .

Ежегодная отдача дополнительных фондов, обуславливающая искомый экономический ущерб (Y_1), будет равна:

$$Y_1 = K_t K_\Phi K_\Pi E_n^I T_\Phi (\Phi_{\text{осн}} + \Phi_{\text{обор}}), \quad (7)$$

где K_Π – коэффициент перехода от объема СМР к величине производственных фондов мелиорации; E_n^I – нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений в мелиорации.

Следующий вид экономического ущерба составляют дополнительные затраты (непроизводственные затраты – $\Phi_{\text{непр}}$; прочие – $\Phi_{\text{проч}}$, временные здания и сооружения – $\Phi_{\text{вр}}$);

$$Y_2 = K_t (\Phi_{\text{непр}} + \Phi_{\text{проч}} + \Phi_{\text{вр}} - Л), \quad (8)$$

где $Л$ – размер ликвидной стоимости фондов при T_n .

Таким образом, экономический ущерб при сокращении срока строительства наиболее приоритетного объекта обуславливает ущерб, равный

$$Y_{\text{общ}} = Y_1 + Y_2. \quad (9)$$

Общий экономический эффект при сокращении строительства на данном объекте рассчитывается по формуле [1,4]

$$\mathcal{E}_{\text{общ}} = \mathcal{E}_n + \mathcal{E}_d + \mathcal{E}_p + \mathcal{E}_c, \quad (10)$$

где эффект от сокращения условно-постоянной части накладных расходов [4]

$$\mathcal{E}_n = N_{\text{усл.пост}} \left(1 - \frac{T_\Phi}{T_n}\right) = \frac{K_t N_{\text{усл.пост}}}{K_t + 1}; \quad (11)$$

эффект от дополнительного выпуска продукции на досрочно введенном объекте [4]:

$$\mathcal{E}_d = E_n^I \Phi (T_n - T_\Phi); \quad (12)$$

эффект от более рационального распределения капитальных вложений [4]

$$\mathcal{E}_p = E_n (K_n \cdot T_n - K_\Phi \cdot T_\Phi), \quad (13)$$

средний за период строительства нормативный и фактический размер капитальных вложений $K_{н.ф}$; эффект от использования землепользователем введенных площадей в период строительства [1]

$$\mathcal{E}_c = F_n \cdot Д \cdot P_1 \cdot P_2, \quad (14)$$

F_H — площадь (нетто) мелиорируемых земель по объекту, га; D — чистый доход с 1 га мелиорируемой площади, руб./га; P_1 — часть площади, используемая землепользователем в период строительства; P_2 — часть дополнительного чистого дохода с 1 га площади, введенной и используемой землепользователем в период строительства.

Следовательно, при сокращении сроков строительства наиболее приоритетного мелиоративного объекта имеет место как ущерб, так и экономический эффект. Сокращение срока строительства, естественно, будет экономически выгодно в случае

$$\mathcal{E}_{\text{общ}} > Y_{\text{общ}} \text{ или } \mathcal{E}_{\text{общ}} - Y_{\text{общ}} = \max. \quad (15)$$

Таким образом, ускорение ввода объектов и мощностей в мелиоративном строительстве должно рассматриваться не однозначно. Необходимо выработать комплекс экономических оценок, дающих в условиях сложных взаимосвязей факторов наиболее оптимальное решение.

Л и т е р а т у р а

1. В а л и ц к и й С.В. Экономическое стимулирование мелиоративно-строительных организаций. НТИ Мелиорация и водное хозяйство. — Минск, 1979, вып. 10. 2. Ч е б о т к о в Б.Г. Принципы технико-экономического обоснования продолжительности строительства оросительных систем. — В сб.: Строительное производство. Киев, 1968, вып. 8. 3. П и ч у г и н С.А., Б а р а н о в П.Ю. Эффективность потребления ресурсов в строительстве. — Харьков, 1978. 4. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. — М., 1972.

УДК 639.3.003.13

А.П. Д а в ы д о в

ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЫБОХОЗЯЙСТВЕННОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОЗЕР БЕЛОРУССИИ

Вопросы развития озерного рыболовства и рыбоводства имеют чрезвычайно актуальное значение.

Северные озера нашей республики (Белорусское Поозерье) отличаются разнообразием естественных условий и ихтиофауны по сравнению с южными. В составе уловов северных озер встречаются также ценные виды рыб: лещ, судак, щука, угорь, сазан, дающие примерно 1/4 годового вылова.

В условиях южных озер (Белорусское Полесье) из ценных видов рыб промысловое значение имеют только лещ (около 1%) и щука (около 10%). Значительное место в уловах полесских озер занимает серебряный карась, акклиматизация которого проводилась с 1932 г. [1].

В видовом составе уловов за последние десятилетия резких изменений не наблюдалось. Количественное же соотношение видов находится в зависимости от интенсивности рыболовства и доступности рыбного стада облову [2].

Основными фондодержателями озер являются пять озерных товарных рыбных хозяйств (ОТРХ), рыбокомбинаты и некоторые прудовые хозяйства Упррыбхоза БССР.

Среднегодовой вылов озерной рыбы, по данным промысловой статистики, с 1946 г. по пятилеткам и за 1976—1978 гг. приведен в табл. 1.

Анализ состояния озерного рыболовства за послевоенные годы показывает, что высокий вылов рыбы в течение двух первых послевоенных пятилеток обеспечивался запасами, накопленными в военные годы. Затем начался спад уловов, и с 1966 г. вылов стабилизировался на среднегодовом уровне — 15,0 тыс.ц.

Одной из причин уменьшения вылова рыбы предприятиями гослова и колхозного сектора в последние годы является сокращение численности рыбаков и количества используемых орудий лова, в частности неводов.

Одновременно с падением интенсивности промысла на естественных водоемах, осуществляемого гословом и колхозным сектором, возрастал вылов рыбы рыбаками-любителями.

Сейчас в Белоруссии любительским рыболовством занимается около 200 тыс. человек (в том числе рыбаковы-любители, состоящие в общест-

Т а б л. 1. Среднегодовой вылов рыбы из озер Белоруссии

Показатели	Годы								
	1946— 1950	1951— 1955	1956— 1960	1961— 1965	1966— 1970	1971— 1975	1976	1977	1978
Среднего- довой вы- лов, тыс.ц	20,1	25,6	23,5	18,3	15,5	15,7	15,6	15,1	13,1
В процен- тах к об- щему вы- лову из естест- венных водое- мов	79,1	81,5	78,1	69,6	68,0	70,4	68,7	75,9	59,5
Рыбopro- дукция, кг/га	17,0	21,7	19,9	15,5	13,1	13,2	13,1	12,7	11,1

Т а б л. 2. Характеристика рыбоводства на озерах Белоруссии

Показатели	Годы													
	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978
Площадь озер товарного ры- боводства, тыс. га	4,4	4,4	4,4	7,1	7,2	8,7	8,7	8,7	8,3	16,4	17,8	17,6	17,5	20,0
Общий вылов рыбы, тыс.ц	2,2	0,5	0,6	2,3	1,4	1,5	1,5	1,7	2,3	4,7	4,3	4,1	3,7	4,1
в том числе зарыблен- ных видов, тыс. ц	0,8	0,2	0,2	1,1	0,5	0,7	0,7	0,8	1,5	1,7	0,8	1,3	0,9	0,5
Удельный вес зарыбленных видов в общем вылове, %	36,5	37,1	38,3	47,1	34,7	49,2	49,7	47,0	68,4	37,1	19,3	30,7	24,0	12,2

вах). Согласно исследованиям, рыбаками-любителями ежегодно вылавливается 90–100 тыс. ц рыбы. Необходимо подчеркнуть, что 1/3 выловленной рыбаками-любителями рыбы составляют ценные виды [3]. Это является одной из причин того, что в уловах последних лет предприятий Управления рыбного хозяйства при СМ БССР стали преобладать мелкочастиковые виды (карась, уклея, густера и пр.), в то время как вылов крупночастиковых видов (щука, лещ и др.) уменьшается.

Пути повышения эффективности озерного рыболовства, таким образом, – это упорядочение любительского рыболовства, а также интенсификация озерного рыболовства, включающая увеличение улова на единицу промыслового усилия, кратность облова озер (кратность облова озер республики в настоящее время равна 0,7–0,8, при норме, рассчитанной БелрыбНИИ проектом, 2,0).

Например, повысить улов на единицу промыслового усилия можно путем увеличения длины невода (основного орудия озерного рыболовства): у длинных неводов уловы в 6–8 раз выше, чем у коротких.

Мощным фактором повышения эффективности рыбохозяйственной эксплуатации озер служит дальнейшее развитие рыбоводства, т.е. замена тугорослой аборигенной ихтиофауны более быстрорастущим комплексом ценных видов рыб.

Организация рыбоводства на озерах является основным рычагом целенаправленного воздействия человека на качественный и количественный состав ихтиофауны озер и включает три важных этапа:

1. Подготовку озер к зарыблению и последующему облову (биологическая и техническая мелиорация).

2. Зарыбление озер.

3. Облов озер.

Эти этапы находятся в тесной взаимосвязи и взаимозависимости.

Невыполнение одного из них снижает конечные результаты озерного рыбоводства.

Некоторая работа по акклиматизации ценных видов рыб в озерах Белоруссии начала проводиться еще в довоенный период (зарыбление озер икрой и личинками чудского сига и ряпушки). Однако результаты были незначительными.

Основные работы по акклиматизации ценных видов рыб и зарыблению озер были продолжены с 1948 г. В ряд озер были вселены амурский сазан, серебряный карась, чудской сиг, ладожский рипус, пелядь и другие виды. С 1956 г. начались массовое зарыбление озер стекловидной формой угря, расселение судака, в том числе и молоди, завозимой из рыбопитомников Куршского залива (Литовская ССР), зарыбление карпом. С 1971 г. проводятся опыты по зарыблению озер белым амуром и пестрым толстолобиком. Однако некоторый экономический эффект получен только по угрю

и серебряному карасю. Другие же виды рыб лишь в незначительных количествах встречались в уловах, и то в первые годы после зарыбления [2].

Таким образом, результаты рыбоводных мероприятий на озерах республики в целом пока еще очень низки (табл. 2).

Такое состояние озерного рыбоводства в республике связано с рядом причин: острой нехваткой кадров, низким уровнем подготовки озер к зарыблению и последующему облову, дефицитом рыбопосадочного материала как в количественном, так и в видовом отношении (причем используемый рыбопосадочный материал низкого качества); слабой производственно-технической базой, не соответствующей требуемому уровню развития озерного рыбоводства; неудовлетворительной охраной рыбных запасов озер, находящихся в режиме товарного рыбоводства; неудовлетворительной организацией труда и заработной платы, базирующейся на принципе рыболовства и не учитывающей того, что в озерных товарных рыбных хозяйствах существует и рыбоводство [3].

Выбор озер для акклиматизации и зарыбления ценными видами часто осуществляется без достаточного обоснования, без учета соответствующих условий для нормального роста и развития вселенцев.

Планируя мероприятия по зарыблению водоемов новыми видами, необходимо прежде всего учитывать соответствие их биологических свойств экологии водоема. Только в этом случае можно ожидать желаемых результатов. Уже тот факт, что в озерах республики исчезли ранее обитавшие здесь сиговые (сиг обыкновенный, корюшка и др.), а в настоящее время идет интенсивный процесс исчезновения ряпушки, отсутствуют сазан, растительноядные рыбы, уменьшается численность судака и многих других ценных рыб, свидетельствует об отсутствии в водоемах условий для нормального их обитания. Наиболее существенным фактором подобного положения является прогрессирующая эвтрофикация озер, сопровождаемая заилением донных отложений и чрезмерным размножением в озерах малоценных и сорных видов (густера, плотва, окунь, ерш, укляка и др.), являющихся конкурентами в питании молоди ценных видов и пожирающими их икру и личинку [4].

Существенно также и то, что озерное рыболовство до сегодняшнего дня остается отсталой областью рыбного хозяйства. Отсутствие надежных и дешевых способов селективного и тотального облова озер затрудняет их рыбохозяйственную подготовку к зарыблению (хотя бы максимальное подавление численности хищников). Существующие же способы облова озер тягловыми и ставными орудиями лова дорогостоящи и требуют большого количества квалифицированных рыбаков, специальная подготовка которых практически не ведется.

В настоящее время консервные и копильные цехи озерных товарных рыбных хозяйств (ОТРХ) республики наряду с рыбой собственного вылова в качестве сырья используют морскую и океаническую рыбу. Причем

Т а б л. 3. Структура капвложений в рыбное хозяйство Белоруссии в XI пятилетке

Показатели	Площадь			
	прудовая		озерная	
	нагульная	питомная	нагульная	питомная
Ввод площадей, тыс. га	9,6	1,0	36,8	2,8
Капвложения, млн.руб.	42,2		18,8	

количество завозного сырья в 1,8–1,9 раза превышает количество выловленной из естественных водоемов республики рыбы.

ОТРХ не всегда заинтересованы в совершенствовании рыболовства и рыбоводства в закрепленных за ними водоемах, добиваясь выполнения плана по основным показателям за счет поставок рыбного сырья со стороны.

В связи с вышесказанным становится очевидной целесообразность перевода рыбоводных подразделений ОТРХ республики на хозяйственный расчет.

Переработку же завозного рыбного сырья в перспективе следует централизовать на одном из рыбозаводов республики при расширении его мощностей. Эта централизация будет также способствовать совершенствованию рыбоконсервного и рыбокопильного производства.

Структура планируемых капвложений по вводу площадей прудовых и озерных хозяйств в XI пятилетке (1981–1985 гг.) по Упррыбхозу БССР характеризуется данными табл. 3.

Из всех капвложений в озерные хозяйства 10,2 млн.руб. направляется на строительство рыбопитомников и лишь 8,6 млн. руб. на работы по вводу в эксплуатацию 36,8 тыс. га озерной нагульной площади, что явно недостаточно. Работы по озерной нагульной площади предусматривают в основном строительство заграждений в проточных нагульных озерах, препятствующих выходу разводимых видов рыб и заходу хищников, а также подготовку тоневого площадок.

Пока не планируются мероприятия по технической мелиорации, связанные с подготовкой ложа нагульных озер к облову объектов рыбоводства. Это, как уже говорилось, будет отрицательно сказываться на конечных результатах деятельности озерных товарных рыбных хозяйств, занимающихся рыбоводством.

На наш взгляд, для создания рентабельных озерных рыбоводных хозяйств необходимы совместные усилия ученых и практиков рыбного хозяйства республики.

Л и т е р а т у р а

1. Б о р о в и к Е.А. Рыбопромысловые озера Белоруссии. — Минск, 1970.
2. Ж у к о в П.И. Рыбные богатства Белоруссии. — Минск, 1974.
3. Д а в ы д о в А.П. Некоторые вопросы организации озерных товарных рыбных хозяйств. — Минск, 1977.
4. С а в и н а Н.О. Рыбные ресурсы озер Белорусской ССР и перспективы их улучшения. Тр. Бел. отдел. ВНИОРХ, т. I. Минск, 1957.

УДК 627.514.001.57

Г.В. В а с и л ь ч е н к о, Р.Ф. Л у к о ш к о

ИССЛЕДОВАНИЕ УРОВЕННОГО РЕЖИМА ПОЛОВОДИЙ НА ФИЗИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ УЧАСТКА р. ПРИПЯТЬ ПРИ ОБВАЛОВАНИИ РЕКИ ДАМБАМИ

Обвалование р. Припять является одним из вариантов защиты земель ее поймы от затопления весенними половодьями. Связанная с этим задача выбора системы обвалования и параметров дамб для объекта со сложной морфологией и недостаточной гидрологической и гидравлической изученностью вызвала необходимость осуществления специальных исследований уровня режима половодий с использованием математического и физического моделирования. Физическое моделирование должно было обеспечить:

- прогноз уровня режима на некотором характерном участке р. Припять при наличии дамб обвалования с различными расстояниями между ними для максимальных расходов различной обеспеченности и сопоставление их с результатами математического моделирования;
- определение характера течения воды на исследуемом участке с оценкой средних скоростей в отдельных створах поймы и русла;
- оценку величин руслового и пойменного расходов (между дамбами обвалования);
- оценку скоростей у дамб обвалования в зависимости от закустаренности поймы;
- оценку возможных размывов поймы и откосов дамб.

Кроме того, физическое моделирование обеспечило наглядное изучение режимов пропуска паводковых расходов между дамбами и распространение этих сведений на другие, аналогичные по гидравлическим сопротивлениям участки реки.

На основании анализа топографических материалов по всему протяжению р. Припять, гидрологических данных и данных натуральных исследований для моделирования был выбран участок длиной 15 км ниже железнодорожного моста дороги Лунинец-Сарны.

По рельефу и растительности участок достаточно типичен для р. Припять. На верхней границе участка расположен в.п. Коробы с периодом наблюдений за стоком 47 лет. Несмотря на то что в паводок с максимальными уровнями 1% обеспеченности ширина разлива достигает 22 км, моделированию подлежала только часть поймы между дамбами; поэтому ширина исследуемого участка была принята равной 4 км.

Исходя из цели моделирования, расчетным был принят паводок 1% обеспеченности: $Q_{H1\%} = 2220 \text{ м}^3/\text{с}$. При этом число Рейнольдса и коэффициент гидравлического сопротивления для расчетных условий оказались равными:

$$Re_H = 650000, \quad \lambda_H = 0,0182,$$

а наименьшее допустимое число Рейнольдса в квадратической области сопротивления

$$Re_{кр} = 3150 < Re_H = 650000 \text{ при } \left(\frac{R}{\Delta}\right)_H = 7 = f(Re_H, \lambda).$$

В соответствии с этим минимально допустимый масштаб модели с учетом глубины потока $h_H \ll B \ll L$ (где B и L – ширина и длина участка) мог быть принят равным 1:35, что следует из требования тождественности критериев Фруда [1,2], т.е.

$$M_{\min} = (M_{Re})^{2/3} = \left(\frac{Re_H}{Re_{кр}}\right)^{2/3} = \left(\frac{650000}{3150}\right)^{2/3} = 35.$$

Несмотря на то что модель участка р. Припять в масштабе 1:35 обеспечила подобие моделирования ($Fr_M = Fr_H = 0,008$), она не могла быть принята к исполнению по следующим соображениям: для строительства модели такого масштаба потребовалась бы гидравлическая площадка 428 x 114 м. Кроме того, целью работы являлось получение достоверных значений средних глубин и скоростей, а не всех кинематических, динамических и турбулентных характеристик потока. В этих условиях наиболее целесообразным является путь решения задачи на модели с искажением ее масштабов. В таком случае водный поток в натуре и на модели уже описывается не системой уравнений Рейнольдса, а уравнениями Сен-Венана [3].

Из уравнений Сен-Венана с помощью масштабных коэффициентов M_H , M_I , M_V , M_{iTP} и некоторых преобразований можно получить три определяющих моделирование комплекса:

$$-\frac{Mv^2}{M_g M_h} = 1; \quad \frac{M_{i_{тр}}}{M_{i_0}} = 1; \quad \frac{M_v M_t}{M_1} = 1. \quad (1)$$

Подставив в (1) вместо масштабных коэффициентов соответствующие величины, можно получить известные критерии подобия:

$$\frac{v^2}{gh} = idem = Fr \quad (\text{критерий Фруда}), \quad \frac{vt}{l} = idem = N_0$$

(критерий гомохронности), $\frac{i_{тр}}{i_0} = idem = E_{тр}$ (критерий трения).

Выполнение условий (1) обеспечивает подобие глубин и скоростей открытых потоков, причем как без искажения, так и с искажением геометрических масштабов модели, ибо вывод критериев не требует выполнения каких-либо дополнительных условий.

Для гидравлического моделирования медленно изменяющихся неравномерных потоков (к ним относится и рассматриваемый случай) достаточно выполнения условий $Fr = idem$ и $E_{i_{тр}} = idem$. Выполнение $Fr = idem$ обеспечивается правильным заданием режима расхода и глубин на модели. Более сложно реализовать условие $E_{i_{тр}} = idem$, поскольку повышение уклонов на модели требует увеличения сопротивления русла за счет применения повышенной шероховатости. Однако, учитывая, что $i_{тр} = \frac{\tau_0}{\rho g R}$, критерий $E_{i_{тр}}$ можно представить в виде

$$E_{i_{тр}} = \frac{\tau_0}{\rho g R i_0} = \frac{\tau_0 \times l}{\rho g \omega l i_0} = \frac{P_{тр}}{P_b}. \quad (2)$$

Это означает, что $E_{i_{тр}}$ представляет собой отношение силы сопротивления к составляющей силы тяжести, которая ее преодолевает. Для расчета коэффициентов сопротивления существуют различные методы, описанные в литературе [1,3,4].

Оценка условий проведения модельных исследований, затрат на создание модели, цели моделирования и достоверности ожидаемого результата подтвердили допустимость осуществления исследований на модели с искажением планового и вертикального масштабов в 17 раз. В соответствии с этим плановый масштаб был принят равным 1:600, вертикальный — 1:35. Значительное различие планового и вертикального масштабов

($\frac{M_l}{M_h} = \frac{600}{35} \approx 17$) потребовало уточнить методику исследований по

сравнению с общепринятой на основе анализа топографии и характера растительности рассматриваемого участка реки и ее поймы.

На исследуемом участке пойма ровная и имеет весьма незначительные поперечные уклоны рельефа. Поэтому ее сжатие в поперечном направлении (при сохранении продольного и вертикального размеров неизменными) не может существенно исказить план течений потока и распределение осредненных скоростей по его глубине. В частности, для рассматриваемого случая $B = 3$ км (между дамбами обвалования) средняя глубина потока на пойме может быть не более $3 - 5$ м, т.е. $\frac{B}{h} \gg 6$.

Поскольку модель сжимается не только в поперечном, но и в продольном направлении (при сохранении неизменными вертикальных размеров), это уже существенно влияет на увеличение продольного уклона и искажение эпюр продольных скоростей. Для того чтобы средние характеристики течения: средние скорости и глубины в различных сечениях на модели, имеющей различный плановый и вертикальный масштаб, были подобны соответствующим характеристикам натурального потока, необходимо осуществить условия, при которых поток подчиняется основным масштабным соотношениям [1]:

$$M_v = \sqrt{M_h}; M_Q = M_l M_h^{3/2}; M_c = \sqrt{\frac{M_l}{M_R}} \quad (3)$$

К этим соотношениям следует присоединить еще масштаб уклонов M_i . Масштаб гидравлического радиуса можно записать через отношения масштабов площади живого сечения и смоченного периметра $M_R = \frac{M_\omega}{M_x} = \frac{M_l M_h}{M_x}$.

$$\text{Для широких русел } (B \gg h) M_R \approx M_h, M_x = M_l, M_c^2 = \frac{M_l}{M_h} = \frac{M_x}{M_h}, M_\lambda = \frac{1}{M_c^2} = \frac{M_h}{M_c}$$

Из изложенного выше следует, что при моделировании пойменного потока в рассматриваемом случае имеет место неравенство $M_{i_H} < M_{i_M}$. Поэтому

основной задачей обеспечения подобия средних характеристик течения на пойме является подбор соответствующей повышенной шероховатости. Более существенно влияние искажения планового масштаба на режим движения потока в русле реки. Это следует из соотношения $M_c = \sqrt{\frac{M_x}{M_B}}$, т.е.

масштаб сопротивлений определяется масштабами периметра и его глубины. Поперечное сжатие русла реки приводит к существенному изменению геометрии сечения с резким уменьшением отношения $\frac{B}{h}$ и как след-

ствие – к усилению тормозящего влияния на поток боковых стенок. Узкое русло имеет более высокую сопротивляемость движению потока (за счет более сильного влияния стенок и вторичных течений).

С учетом этого шероховатость русла модели подбиралась на основе данных натуральных исследований о прохождении паводочного расхода 75% (251,5 м³/с), наблюдавшегося в 1977 г. Максимальный уровень весеннего половодья соответствовал началу выхода воды на пойму при среднем уклоне водной поверхности на участке реки $i = 0,000052$. На основании соответствующих этому случаю данных Q_M , λ_M и Re_M с помощью графика

$\lambda = f(Re, \frac{R}{\Delta})$ установлена относительная шероховатость моделируемого русла $\frac{R}{\Delta} = 16,0$, изготовленного из бетона с применением заполнителя из песка со средним диаметром частиц 0,18 см. При пропуске расхода $Q_H = 251,5 \text{ м}^3/\text{с}$ было установлено, что погрешность определения глубин на модели составляет не более 10% в пересчете на натуру.

Следующий этап модельных исследований потребовал изучения характера прохождения паводков с обеспеченностями менее 75%, т.е. при движении потока по пойме и при различных расстояниях между дамбами. Этот этап исследований был реализован на модели в двух сериях исследований: без растительности на пойме и с растительностью, которая была определенным образом смоделирована.

Физическая модель участка р. Припять в пределах максимального расстояния между дамбами 3 км выполнена из песка с последующим закреплением сформированных морфологических элементов поймы и русла слоем бетона толщиной 3 ÷ 5 см. Для создания рельефа поймы и русла использованы карты М 1:10000 и 1:2000, а также материалы топографической съемки, выполненной Союзгипромелиоводхозом.

Исследования влияния дамб обвалования на уровенный режим весенних половодий выполнены при расстояниях между дамбами 3,0, 2,0 и 1,5 км для максимальных расходов 0,1 ÷ 75% обеспеченности для естественных условий прохождения паводка, т.е. без дамб обвалования. Задание в исследованиях расходов менее 1% обеспеченности обусловлено неопределенностью возможных колебаний максимальных расходов из-за предполагаемого изменения условий прохождения паводков выше в.п. Коробы под влиянием проектируемых инженерных мероприятий.

Моделирование шероховатости поймы, покрытой на 74% кустарником различной плотности (высота до 3 ÷ 3,5 м), луговой растительностью и песчаными отложениями (26%), основывается на данных натуральных и лабораторных исследований 1976–1978 гг. Основной их целью был подбор искусственной шероховатости на модели, при которой обеспечивалось бы подобие величины и распределения скоростей по высоте растительности на модели и в натуре.

Экспериментально было установлено, что шероховатость растительности поймы может моделироваться полиэтиленовой стружкой с различной плотностью ее укладки. Эксперименты также показали, что величины коэффициентов шероховатости в значительной степени зависят от глубины потока z на пойме (рис. 1), в частности подъем уровня воды до затопления растительности сопровождается увеличением коэффициента шероховатости в $1,5 \div 2,0$; дальнейшее увеличение глубины потока приводит к уменьшению коэффициента шероховатости, и при глубине потока, превышающей высоту шероховатости в 4–5 раз, коэффициент шероховатости остается постоянным.

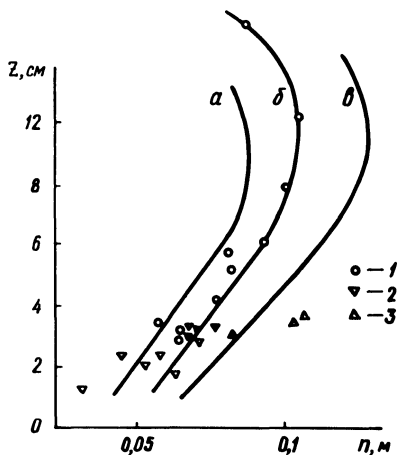


Рис. 1. Зависимость коэффициента моделируемой шероховатости n от глубины потока Z :

данные эксперимента : а — редкий кустарник, б — средней плотности, в — густой.

Натурные данные: 1 — редкий кустарник, 2 — средней плотности, 3 — густой.

В соответствии с этим для оценки коэффициентов искусственной шероховатости при малых глубинах потока ($1 \div 1,5$ м) использовались натурные данные о прохождении паводка 1978 г., а больших — данные измерения эпюр осредненных скоростей ветра в приземном слое воздушного потока в натуральных условиях (1977 г.) над кустарниковой растительностью.

Оценка возможных размывов поймы и откосов дамб обвалования выполнена путем расчета актуальных придонных скоростей (на основе модельных данных о средних на вертикалях скоростях) и сопоставления их с размывающими для данного грунта.

Из общих результатов оценки влияния дамб обвалования на режим прохождения половодий на исследуемом участке Припяти можно отметить следующее:

— при изменении расстояния между дамбами от 3 до 1,5 км среднее превышение уровня над естественным (при 1% обеспеченности) составляет от 1,0 до 2,0 м;

— растительность на пойме реки оказывает существенное влияние на уровеньный режим половодий, например, полное ее удаление приводит к среднему снижению уровней половодья (при 1% обеспеченности) на 1,0–0,5 м по сравнению с уровнем в естественных условиях;

— уменьшение междамбового расстояния вызывает увеличение русловой части расхода по сравнению с пойменной, вследствие чего повышение средних скоростей в русле больше, чем на пойме;

— на участках поймы, покрытых растительностью, где отсутствуют сосредоточенные течения (влияние рельефа местности и растительности), опасность размывов отсутствует при всех рассмотренных вариантах расположения дамб;

— при устройстве дамб обвалования из местных песков следует учитывать минимально допустимое приближение их к руслу реки и наличие сосредоточенных течений, обусловленных рельефом местности, наличием кустарника, устройством вдоль дамб траншей.

Л и т е р а т у р а

1. Л е в и И.И. Моделирование гидравлических явлений. — М.—Л., 1960.
2. Г и л я р о в Н.П. Моделирование речных потоков. — Л., 1973.
3. Р о з о в с к и й И.Л., Е р е м е н к о Е.В., Б а з и л е в и ч В.А. Неустановившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. — Киев, 1967.
4. Справочник по гидравлике. — Киев, 1977.

УДК 532.57

В.П. Р о г у н о в и ч, А.А. О с и п о в и ч, Г.С. Ц а ц у к

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО КОМПОНЕНТА ОСРЕДНЕННОЙ СКОРОСТИ В ОДНОРОДНЫХ ПО ДЛИНЕ ПОТОКАХ ТРАПЕЦЕИДАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Использование гипотезы о представлении поля продольных скоростей некоторой комбинацией полей скоростей двух плоских потоков [1,2,3] привело к удовлетворительному согласованию расчетных и экспериментальных данных [4]. Впервые аналогичное представление применительно к потокам прямоугольного поперечного сечения использовал В.Н. Гончаров [1]. Э.П. Коваленко, предложив [2,3] новую трактовку известного [1] гидравлического постулата о представлении потоков других форм сечений плоскими с глубиной, равной гидравлическому радиусу R , и шириной, равной смоченному периметру χ , установил взаимосвязь между полем продольных скоростей в потоке ограниченного сечения и полями скоростей в двух плоских потоках — плоском по вертикали и по горизонтали.

В статье предпринята попытка вывести формулу для расчета распределения продольного компонента осредненной скорости в однородных по

длине потоках трапецеидального сечения. Для этого использована новая трактовка [2,3,4] гидравлического постулата и полуэмпирическая зависимость для профиля скоростей в плоском потоке [5,6].

В случае прямоугольного сечения, основываясь только на гидравлическом постулате, можно записать соотношение [2,3,4]:

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{H} + \frac{1}{B}. \quad (1)$$

Из него наиболее наглядно следует идея новой трактовки известного гидравлического постулата: по аналогии с R считать H и B глубинами плоских потоков по вертикали и горизонтали соответственно.

Для потоков трапецеидального сечения новое толкование постулата не столь очевидно, так как глубина и ширина переменны по сечению. В этом случае применяются некоторые средние значения H и B , которые в дальнейшем обозначаются H_1 и B_1 . Возможность использования H_1 и B_1 применительно к потокам трапецеидального сечения вытекает из полученной ранее [4] формулы для потоков прямоугольного сечения, в которую H и B входят как параметры, определяющие средние характеристики движения.

На основании изложенных предпосылок и известных зависимостей можно для вычисления H_1 и B_1 получить следующие соотношения.

Средняя по сечению скорость плоского по вертикали потока в трапецеидальном сечении

$$\bar{v}_2 = \frac{\int_0^A v_2 dA}{A},$$

где A – площадь половины поперечного сечения.

С другой стороны, средняя скорость плоского по вертикали потока с постоянной глубиной H_1 может быть определена по формуле Шези. Для скоростного коэффициента Шези C используем формулу логарифмического типа [7]:

$$C = E + N \ln H_1 = \ln H_1^{\frac{N}{E}},$$

где $E = \frac{1}{n}$; $N = (11,94 - 130,2n)$; n – коэффициент шероховатости.

Тогда средняя скорость плоского по вертикали потока с постоянной глубиной H_1

$$\bar{v}_2 = \sqrt{H_1} \ln H_1^{\frac{N}{E}}.$$

На основании принятого равенства средних скоростей плоских по вертикали потоков в трапецеидальном сечении и в плоском потоке с постоянной глубиной H_1 можно записать

$$\sqrt{H_1 i} \ln H_1^N e = \frac{0 \int^A v_2 dA}{A} E$$

и, следовательно, определить

$$H_1 = e \frac{\frac{0 \int^A v_2 dA}{AN} E}{\sqrt{H_1 i} N}$$

Для плоских потоков по горизонтали, используя аналогичные соотношения, получим

$$B_1 = e \frac{\frac{0 \int^A v_3 dA}{AN} E}{\sqrt{B_1 i} N},$$

где v_3 – местная осредненная скорость плоского по горизонтали потока в трапециевидальном сечении.

Используя известный гидравлический постулат, можно записать аналогичное соотношение для R :

$$R = e \frac{\frac{0 \int^A v dA}{AN\sqrt{Ri}} E}{N}, \quad (2)$$

где v – местная осредненная скорость в трапециевидальном сечении.

В частном случае трапециевидального сечения – при прямоугольном сечении – соотношение (1) выполняется точно, в общем случае соотношение

$$\frac{1}{R} \approx \frac{1}{H_1} + \frac{1}{B_1} \quad (3)$$

лишь приближенно.

Для уточнения (3) предлагается ввести поправочный коэффициент k , который, как показывают расчеты, практически постоянен и близок к единице. Тогда (3) переписывается в виде

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{k} \left(\frac{1}{H_1} + \frac{1}{B_1} \right). \quad (4)$$

Подставив значения R , H_1 , B_1 в (4), получим

$$\frac{1}{\frac{0 \int^A v dA}{AN\sqrt{Ri}} E} = \frac{1}{k} \left(\frac{1}{\frac{0 \int^A v_2 dA}{AN\sqrt{Ri}} E} + \frac{1}{\frac{0 \int^A v_3 dA}{AN\sqrt{Ri}} E} \right) +$$

e

e

$$+ \frac{1}{e \frac{\int_0^A v_3 dA}{AN\sqrt{Ri}} - \frac{E}{N}}).$$

Выполним дифференцирование выражения (4) по А. Каждое слагаемое в (4) является функцией области А. Интегралы, входящие в (4), также функции А, при этом аддитивные.

Предварительно вычислим из (2):

$$\frac{\partial R}{\partial A} = e \frac{\int_0^A v dA}{AN\sqrt{Ri}} - \frac{E}{N} \times$$

$$\times \frac{vA\sqrt{Ri} - N\sqrt{Ri} \int_0^A v dA - N\sqrt{i} \int_0^A v dA \frac{1}{2\sqrt{R}} A \frac{\partial R}{\partial A}}{(AN\sqrt{Ri})^2}.$$

Выполнив алгебраические преобразования и учитывая, что $\frac{\int_0^A v dA}{A} =$

$$= \bar{v}, \text{ получим } \frac{\partial R}{\partial A} = -\frac{2R(v - \bar{v})}{A(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})}.$$

$$\text{Аналогично } \frac{\partial H_1}{\partial A} = \frac{2H_1(v_2 - \bar{v}_2)}{A(2N\sqrt{H_1 i} + \bar{v}_2)};$$

$$\frac{\partial B_1}{\partial A} = \frac{2B_1(v_3 - \bar{v}_3)}{A(2N\sqrt{B_1 i} + \bar{v}_3)}$$

Продифференцировав по А и воспользовавшись слабой изменчивостью к, преобразуем (4):

$$\frac{2R(v - \bar{v})}{AR^2(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})} = \frac{2H_1(v_2 - \bar{v}_2)}{kAH_1^2(2N\sqrt{H_1 i} + \bar{v}_2)} + \frac{2B_1(v_3 - \bar{v}_3)}{kAB_1^2(2N\sqrt{B_1 i} + \bar{v}_3)}.$$

После преобразований

$$v = \bar{v} + \frac{R(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})(v_2 - \bar{v}_2)}{kH_1(2N\sqrt{H_1i} + \bar{v}_2)} + \frac{R(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})(v_3 - \bar{v}_3)}{kB_1(2N\sqrt{B_1i} + \bar{v}_3)}. \quad (5)$$

Для расчета распределения скоростей в плоском потоке и определения средней скорости воспользуемся формулами И.К. Никитина [5,6]. С учетом примечаний [4] запишем:

$$v_2 = 2,98 v_{*2} \left[\ln \frac{D(x_2)}{\delta_2} + 2,90 - \frac{\delta_2}{D(x_2)} \right]; \quad (6)$$

$$\bar{v}_2 = 2,98 v_{*H_1} \left(\ln \frac{H_1}{\delta_2} - 1,90 \right),$$

где $v_{*2} = \sqrt{gHi}$; $v_{*H_1} = \sqrt{gH_1i}$; H – глубина потока на вертикали, проходящей через точку, в которой определяется местная осредненная скорость; $D(x_2)$ – расстояние от стенки до точки; δ – толщина пристенного слоя плоского потока по вертикали.

Для плоского потока по горизонтали соотношения вполне аналогичны. Введем обозначения

$$L = 2,98 \frac{R(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})}{kH_1(2N\sqrt{H_1i} + \bar{v}_2)};$$

$$M = 2,98 \frac{R(2N\sqrt{Ri} + \bar{v})}{kB_1(2N\sqrt{B_1i} + \bar{v}_3)};$$

$$S = 0,336(L\bar{v}_2 + M\bar{v}_3).$$

Тогда зависимость (5) можно записать в виде

$$v = \bar{v} + L v_{*2} \left[\ln \frac{D(x_2)}{\delta_2} + 2,90 - \frac{\delta_2}{D(x_2)} \right] + M v_{*3} \left[\ln \frac{D(x_3)}{\delta_3} + 2,90 - \frac{\delta_3}{D(x_3)} \right]. \quad (7)$$

Параметры L и M имеют смысл весовых функций влияния на местную осредненную скорость границ сечения.

В формуле $D(x_2) = H_0 - x_2$, если $x_3 \leq b$, причем $0 < x_2 \leq H_0 - \delta_2$,

$$D(x_2) = \frac{H_0}{B_0 - b_0} (B_0 - x_3) - x_2, \text{ если } x_3 > b_0, \text{ при этом}$$

$$0 < x_2 \leq \frac{H_0}{B_0 - b_0} (B_0 - x_3) - \delta_2; D(x_3) = B_0 - \frac{(B_0 - b_0) x_2}{H_0} - x_3,$$

причем $0 < x_3 \leq B_0 - \frac{(B_0 - b_0) x_2}{H_0} - \delta_3$.

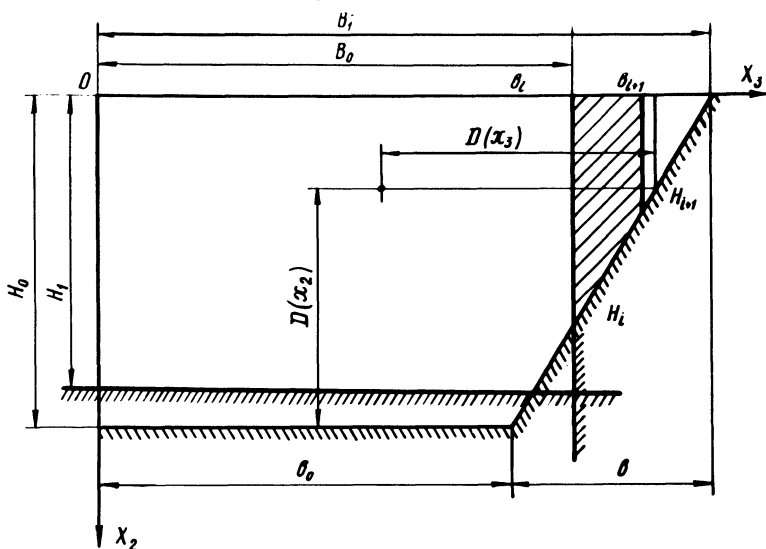


Рис. 1. Расположение осей координат и схема к представлению равномерного потока как двух плоскостей.

Входящие в формулу (7) величины могут быть определены следующим образом. Предварительно установим расходы в трапециевидном сечении плоских по вертикали и по горизонтали потоков. Расход плоского потока по вертикали в трапециевидном сечении складывается из расходов в треугольном и прямоугольном отсеках. Чтобы определить результаты в наиболее общей форме, рассмотрим трапециевидный отсек общего вида (рис. 1), т.е. отсек, в котором глубина справа не равна глубине слева. Из общей формулы расхода можно получить формулы для треугольного и прямоугольного отсеков.

Расход Q_i для плоского потока над наклонным участком отсека в обозначениях (см. рис. 1) можно определить, используя формулу Шези

$$Q_i = \int_{b_i}^{b_{i+1}} C_{H(x_3)} \sqrt{H(x_3)i} H(x_3) dx_3,$$

где $H(x_3)$ – глубина потока на вертикали с координатой x_3 :

$$H(x_3) = H_1 - \frac{H_{i+1} - H_i}{b_{i+1} - b_i} (b_i - x_3).$$

Выполнив интегрирование, получим:

для трапецидального отсека общего вида ($H_i \neq H_{i+1}$)

$$Q_i = \frac{\sqrt{i}}{2,5} \frac{b_{i+1} - b_i}{H_i - H_{i+1}} [H_i^{2,5} (C_i - 0,4N) - H_{i+1}^{2,5} (C_{i+1} - 0,4N)];$$

для треугольного отсека $H_{i+1} = 0$

$$Q_i = \frac{\sqrt{i}}{2,5} (b_{i+1} - b_i) H_i^{1,5} (C_i - 0,4N);$$

для прямоугольного отсека ($H_{i+1} = H_i$)

$$Q_i = \sqrt{i} (b_{i+1} - b_i) H_i^{1,5}.$$

Аналогично определяются расходы для плоского потока по горизонтали. Отличие заключается в том, что местами меняются H_i, H_{i+1} с V_i и V_{i+1} .

Применяя изложенные выше результаты к трапецидальному сечению, получим в обозначениях рис. 1 формулы для определения расхода в трапецидальном отсеке плоского по вертикали и по горизонтали потоков:

$$Q_2 = \sqrt{i} H_o^{1,5} [C_{H_o} (b_o + \frac{b}{2,5}) - 0,16Nb];$$

$$Q_3 = \frac{\sqrt{i}}{2,5} \frac{H_o}{b} [V_o^{2,5} (C_{B_o} - 0,4N) - b_o^{2,5} (C_{b_o} - 0,4N)], \quad (8)$$

где $C_{H_o}, C_{B_o}, C_{b_o}$ – скоростные коэффициенты, определенные при значениях гидравлического радиуса H_o, V_o, b_o .

Тогда средние в трапециевидальном сечении скорости плоских потоков будут равны

$$\bar{v}_2 = \frac{\sqrt{i} H_0^{1,5}}{A} \left[C_{H_0} \left(b_0 + \frac{b}{2,5} \right) - 0,16 N b \right];$$

$$\bar{v}_3 = \frac{\sqrt{i} H_0}{2,5 A b} \left[B_0^{2,5} (C_{B_0} - 0,4 N) - b_0^{2,5} (C_{b_0} - 0,4 N) \right]. \quad (9)$$

Параметры H_1 и B_1 находятся из уравнений вида (2) с использованием (8). Причем окончательные уравнения запишутся в виде

$$H_1^{0,5} (N \ln H_1 + E) = -\frac{H_0^{1,5}}{A} \left[C_{H_0} \left(b_0 + \frac{b}{2,5} \right) - 0,16 N b \right];$$

$$B_1^{0,5} (N \ln B_1 + E) = -\frac{H_0}{2,5 A b} \left[B_0^{2,5} (C_{B_0} - 0,4 N) - b_0^{2,5} (C_{b_0} - 0,4 N) \right].$$

Средние толщины пристенных слоев плоских потоков по вертикали δ_2 и горизонтали δ_3 могут быть определены из решения уравнений (6).

Сравнивались скорости, вычисленные по (7), с многочисленными экспериментальными данными, полученными в однородных по длине потоках трапециевидальной формы сечения. На рис. 2 представлены расчетные и экспериментальные данные по распределению скоростей в канале трапециевидального сечения.

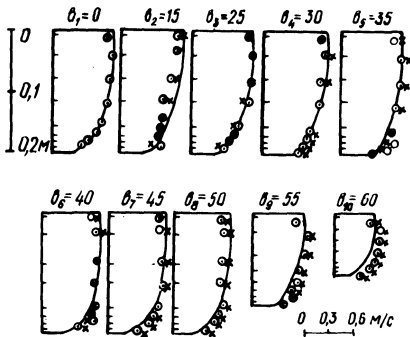


Рис. 2. Сравнение скоростей, вычисленных по формуле (7), с экспериментальными данными:

1 — вычисленные значения скоростей;
2, 3 — измеренные скорости в точках, симметричных относительно оси сечения; $b_0 = 0,50$ м, $H_0 = 0,202$ м, $i = 0,000645$, $t = 9^\circ\text{C}$, $v = 0,64$ м/с, $Q = 0,160$ м³/с; b_1 (см) — расстояние от гидродинамической оси до скоростной вертикали.

Сравнение позволило сделать вывод об удовлетворительном согласовании скоростей, вычисленных по предлагаемой методике, с экспериментальными, особенно во внутренней области течения. Наибольшее отклонение наблюдается в зоне откосов, по мере удаления от которых к центру погрешности уменьшаются. В значительной части сечения относительная

погрешность не превышает 3%, что является подтверждением возможности использования упомянутой гипотезы для расчета распределения по сечению продольной компоненты осредненной скорости. Вместе с тем нельзя не обратить внимания на систематические отклонения вычисленных и экспериментальных скоростей в области сечения, находящегося у откоса. Это следствие того, что использованная гипотеза, естественно, не отражает полностью сложных процессов, имеющих место в потоке, например не учитывает трехмерности поля осредненных скоростей. Это во многом может объяснить отклонение вычисленных скоростей от экспериментальных.

Однако судя по приведенным, а также по другим выполненным многочисленным сравнениям, дающим удовлетворительное согласование расчетных и экспериментальных данных, можно сделать вывод о том, что полученная формула распределения по трапецеидальному сечению продольного компонента осредненных скоростей может быть использована в качестве первого приближения для решения различных задач.

Л и т е р а т у р а

1. Гончаров В.Н. Динамика русловых потоков. — Л., 1962. 2. Коваленко Э.П. Распределение скоростей в равномерном потоке жидкости. — ИФЖ, 1961, № 8. 3. Коваленко Э.П. Исследование движения воды в открытых руслах. — Минск, 1963. 4. Рогуневич В.П. К расчету распределения осредненных продольных скоростей в однородных по длине прямоугольных потоках. — Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1971, вып.1. 5. Никитин И.К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. — Киев, 1963. 6. Никитин И.К. Обобщение зависимости для расчета стабилизированных турбулентных течений по двухслойной схеме. — В сб.: Исследование однородных и взвесенесущих потоков. — Киев, 1967. 7. Агроскин И.И., Штаренлихт Д.В. Уточненная формула для коэффициента Шези С. — Гидротехника и мелиорация, 1965, № 9.

УДК 556.04/08

Н.М. Балаескул, В.Н. Заяц

ОПЫТ ТАРИРОВКИ ВОДОИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ УСТРОЙСТВ НА КАНАЛИЗАЦИОННЫХ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

В практике учета сточных вод на канализационных системах наиболее широко используются в качестве стационарных измерителей расходов водоизмерительные сужающие устройства типа лотков Вентури и Паршалла [1,2]. В основу учета стока всеми гидрометрическими лотками положена устойчивая связь между расходами и уровнями верхнего бьефа в условиях свободного истечения потока. Лотки конструктивно просты. Для них разработан ряд рекомендаций и правил, при соблюдении которых действительны: полуэмпирические зависимости и рабочие формулы, разрабо-

танные с учетом конструктивных соотношений элементов лотка и обеспечения условий равномерного движения на подводящем участке [3,4]. Однако при проектировании и натурном исполнении лотков часто допускаются отклонения от существующих рекомендаций. Так, обследование водоизмерительных лотков на действующей станции аэрации расчетной производительностью 410 тыс. м³/сут показало, что при проектировании и строительстве лотков допущен ряд серьезных отступлений от нормативов: не выдержаны параметры габаритов, не обеспечены гидравлические условия нижнего бьефа [5].

На станции установлены лоток Паршалла (с шириной горловины 2,19 м) [6] и два однотипных лотка Вентури на каналах шириной 3 м, имеющих длины подводящих участков соответственно 17 и 12 м вместо нормативных 30 м. Лотки установлены за поворотом (на угол 90°). В результате имеют место явно выраженная неравномерность движения и искажение плановой эпюры распределения скоростей, а также появление заметных поперечных уклонов свободной поверхности потока. Вполне очевидно, что учет стока в указанных условиях возможен лишь после установления тарифовочных зависимостей для каждого лотка.

Необходимо отметить, что для производства тарифовочных работ по нормативам требуется [7] наличие прямых участков канала с равномерным движением или близким к нему. Довольно часто на канализационных очистных сооружениях условия плотной компоновки затрудняют выбор створов с равномерным распределением скоростей. На указанной станции для лотка Вентури, установленного на канале общей длиной 79 м (лоток № 1), это оказалось возможным; для лотка № 2, установленного на канале 30 м, выбрать гидроствор не удалось. В связи с этим при выполнении тарифовочных работ пришлось определять расходы по лотку № 2 косвенным путем.

Наличие подводящего к песколовкам канала общей длиной 100 м и шириной 5 м (рис. 1) позволило оборудовать гидроствор в подводящем канале в створе № 3 на 90-м метре от входа в канал, где движение потока весьма близко к равномерному. Измерения расходов гидрометрическими вертушками были выполнены стандартным пятиточечным способом в створах № 1 и 3 (створ № 1 был выбран на 60-м метре от поворота ниже лотка № 1, см. рис. 1) [7]. Для измерения скоростей использовались вертушки ГР-55 (в единичных случаях вертушка ГР-21). Для удобства проведения замеров на штанге закреплялись одновременно 5 вертушек в стандартных точках по глубине. Отсчеты фиксировались одновременно. Период осреднения при измерениях был выбран 30–40 с. Вычисление расходов по данным измерений проводилось графомеханически.

Тарифовочные работы велись в условиях естественного притока для расходов в диапазоне 3,3–6,22 м³/с, в разные дни, при различных качест-

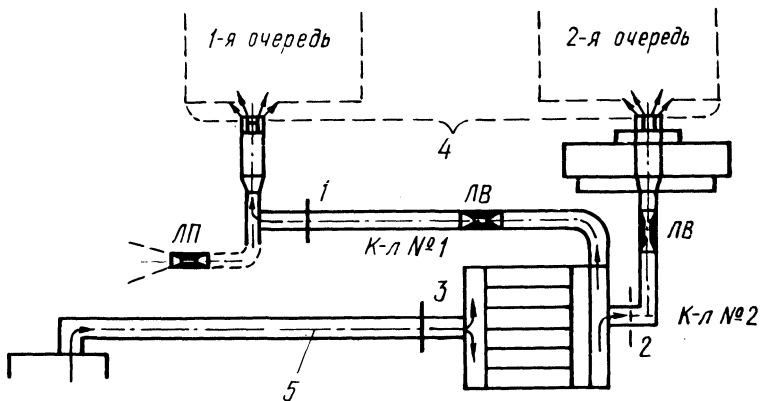


Рис. 1. Схема размещения измерительных сооружений на очистной станции:

ЛВ, ЛП – лотки Вентури и Паршалла; 1,2,3 – гидростворы, 4 – зона отстойников, 5 – подводящий канал.

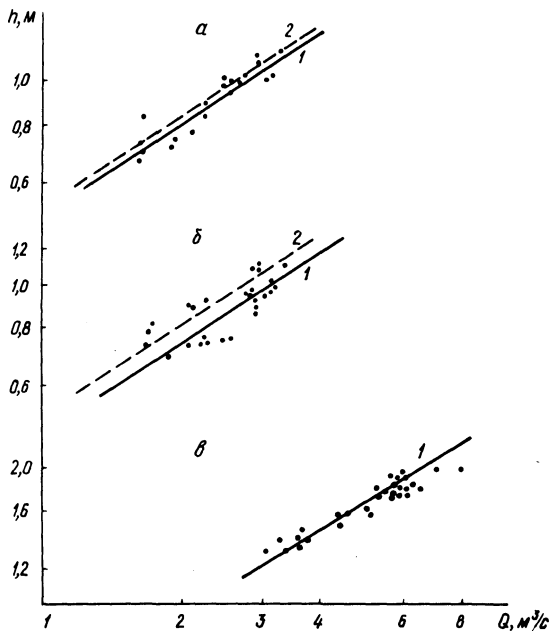


Рис. 2. Зависимости расходов от глубины:

1 – тарифовочная, 2 – аналитическая; а – в лотке № 1, б – № 2, в – подводящем канале.

венных показателях загрязненности сточных вод и при разной температуре в весенний и осенний периоды.

Чтобы получить наиболее объективные данные, дополнительно выполнялись замеры глубин одновременно в трех створах: на подводящем канале № 3, в контрольном сечении лотка № 1 и в контрольном сечении лотка № 2 (см. рис. 1). Однако проследить связь между значениями глубин в названных створах не удалось из-за различных условий потокораспределения по обоим лоткам в разное время. Величины глубин в контрольных сечениях лотков (соответственно им – расходов) существенно зависят от высоты расположения шибберов на выходе из сборного канала песколовок, а также от технологического режима работы песколовок и условий протекания в них сточной жидкости.

В связи с этим использованы графики связи расходов с глубинами $Q = f(H)$ для главного канала и для канала № 1. Значения расходов по лотку № 2 получены по разности $Q - q$, при фиксированных значениях глубин одновременно в трех вышеназванных створах. Кроме того, к значениям глубин контрольного сечения лотка № 2 привязаны расходы, полученные путем непосредственных измерений в канале № 2 (створ на 6-м метре второго канала, см. рис. 1).

Математическая обработка результатов измерений осуществлена методом наименьших квадратов с последующим наложением на двухосную логарифмическую клетчатку. Полученные уравнения тарифовочных кривых имеют степенную зависимость вида

$$Q = ah^m, \quad (1)$$

где a – параметр, зависящий от гидравлических условий и геометрических размеров канала; h – глубина воды в мерном створе, м.

Теоретическое значение параметра a для тарируемых лотков № 1 и 2 с шириной горловины 1,5 м при коэффициенте расхода $C_e = 0,978$ и коэффициенте скорости $C_v = 1,064$, рекомендуемых РДП-99-77 [3], равно 2,67, показателя степени $m = 1,5$.

Логарифмические анаморфозы кривых расходов для канала и лотков Вентури № 1 и 2 приведены на рис. 2. Оценка точности полученных результатов произведена по методике проф. Н.М. Шапова [8], согласно которой среднее квадратическое отклонение вычисляется как

$$\sigma = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta Q_i}{Q_i}\right)^2}{n(n-1)}}, \quad (2)$$

где $\frac{\Delta Q_i}{Q_i}$ – относительное отклонение от осредняющей кривой отдельного измерения (по графику); n – число точек измерения.

При практическом пользовании тарифовочными кривыми погрешности соответственно составят: для лотка № 1 $\sigma_1 = \pm 2,04\%$; лотка № 2 $\sigma_2 = \pm 2,51\%$; подводящего канала $\pm 1,23\%$. Сопоставление измеренных расходов для лотка Вентури с аналитической зависимостью указывает на сравнительно близкую сходимость их для лотка № 1 ($\sigma_1' = \pm 3,3\%$) и на значительное расхождение их для лотка № 2 ($\sigma_2' = \pm 15\%$).

При анализе полученных натурными измерениями данных обращает на себя внимание тот факт, что при постоянстве показателя степени при h ($m = 3/2$) в уравнении (1) имеет место расхождение значений множителя a , притом тем большее, чем значительнее технологические отступления от нормативов установки лотка в канале (для лотка № 1 $a_1 = 2,8$, лотка № 2 $a_2 = 3,0$). Исходя из анализа общего уравнения лотка Вентури, можно сделать вывод, что отклонения тарифовочной зависимости от аналитической кривой вызываются значительными различиями в значениях коэффициентов скорости C_v и расхода $C_e \cdot C_v \cdot C_e = 1,09$ для лотка № 1 и $C_v \cdot C_e = 1,17$ для лотка № 2, в то время как для аналитической кривой $C_v \cdot C_e = 1,04$. Таким образом, лоток № 2 пропускает расходы большие, чем лоток № 1 (при равных глубинах), в то время как проектом предусматривалась одинаковая нагрузка на эти сооружения. При обеспечении свободных условий выхода потока из песколовок наблюдается также неравное поперечное распределение, в связи с чем глубина воды в контрольном сечении лотка № 2 значительно выше, чем лотка № 1. Тем самым еще в большей степени возрастает расходная нагрузка в лотке № 2. Условия же нижнего бьефа этого лотка крайне неблагоприятны для приема значительных расходов, вследствие чего лоток работает практически всегда в зоне подтопления. Это снижает точность учета стока.

Особый практический интерес представляет еще одно обстоятельство. Для обоих лотков установлена большая пропускная способность, чем это предусмотрено при тех же глубинах аналитической зависимостью. Такое отклонение свидетельствует о снижении коэффициента шероховатости каналов при транспортировании по ним сточных вод. В процессе эксплуатации лотков и каналов в системах канализационных очистных сооружений на их стенках образуется биогенный гладкий слой (био пленка), благодаря чему транспортирование сточных вод происходит как бы в гидравлически гладком русле. В аналитической зависимости расходов для лотка Вентури влияние шероховатости на величину расхода не отражено (значения коэффициентов расхода и скорости даны в зависимости от соотношения геометрических размеров лотка и канала, а также глубины). Тем самым для лотков, выполненных из различных материалов, предполагается одинаковая аналитическая зависимость. Это подтверждает необходимость проведения специальных тарифовочных работ в натуральных условиях

по установлению фактической зависимости расходов от уровней (глубин) верхнего бьефа лотков с учетом факторов, влияющих на гидравлический режим истечения в лотка.

На основании выполненных исследований сделаны следующие выводы.

1. Общее уравнение расхода для лотков Вентури с эмпирическими коэффициентами действительно лишь при условии выполнения нормативных рекомендаций по конструированию лотков и установке их на каналах (для воды).

2. При отступлении от нормативов тарировка измерительных лотков является обязательной и должна выполняться для всего диапазона бытовых расходов.

3. При эксплуатации лотков Вентури и Паршалла в системах канализационных очистных сооружений необходима периодическая тарировка их для установления фактической пропускной способности, поскольку специфика сточных вод оказывает существенное влияние на гидравлические условия.

4. Исследования по определению пропускной способности водоизмерительных лотков в системах канализационных сооружений способствуют изучению гидравлической структуры потока сточных вод в распределительных каналах, что важно для решения теоретических и практических задач транспортирования сточных вод по трубам и каналам.

Л и т е р а т у р а

1. Л о б а ч е в П.В. Лотки и водосливы для измерения расхода сточных вод. — Водоснабжение и санитарная техника, 1968, № 7. с. 13-18.
2. Л о б а ч е в П.В., Ш е в е л е в Ф.А. Расходомеры для систем водоснабжения и канализации. — М., 1976.
3. Правила измерения расхода жидкости при помощи стандартных водосливов и лотков РДП-99-77. — М., 1977.
4. Наставление гидрометеорологическим станциям и постам. — Л., 1972, вып. 5, ч. II.
5. Б а л а е с к у л Н.М., З а я ц В.Н. Натурные исследования по изучению режима работы водоизмерительных лотков Вентури. — В сб.: Проблемы использования и охраны вод. Минск, 1979, с. 160-168.
6. Б а л а е с к у л Н.М., З а я ц В.Н., М о л о ч к о А.В. Натурные исследования нестандартного лотка Паршалла. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии, 1972, вып. 2, с. 24-30. Минск, 1972.
7. Международный стандарт 748-73. Измерение жидкого стока в руслах. Определение расхода методами исследования поля скоростей.
8. Щ а п о в Н.М. Гидрометрия гидротехнических сооружений и гидромашин. — М., 1957.

ГИДРОЦИКЛОНЫ ДЛЯ РЫБОЗАЩИТЫ

Разработка эффективных рыбозаградительных устройств для водозаборных сооружений приобретает особую актуальность в связи со строительством крупных водозаборов и повышением внимания к вопросам охраны природы.

Существующие рыбозаградительные устройства не обеспечивают достаточной защиты ихтиофауны водоемов, особенно молоди рыб, малька, и ненадежны в эксплуатации [1,2].

М.Д. Мелкумовым [3] показана возможность применения винтового гидроциклона в качестве устройства, предотвращающего гибель ихтиофауны в водозаборах с поверхностных источников. Винтовой гидроциклон М.Д. Мелкумова [4] представляет открытый сверху цилиндрический корпус, в который ввинчен винтовой насадок, охватывающий приемную трубу. Лабораторные исследования с использованием молоди рыб [3] показали, что "живая взвесь" (икра, личинки, рыбная молодь) ведет себя в центробежном поле как тяжелое тело. После выхода из эжектора рыба мгновенно восстанавливает свою плавательную способность. В работе [3] доказано, что винтовой гидроциклон [4], осуществляющий предварительную очистку воды непосредственно при ее заборе в водоеме, может использоваться одновременно и для рыбозащиты.

Исследование эффективности применения вышеописанного гидроциклона в качестве рыбозаградителя проводилось в зеркальном лотке (ширина 50 см) в лаборатории гидравлики БПИ. Корпус гидроциклона был выполнен из стекла, что позволило вести визуальное наблюдение за телами, попавшими в него. Всасывающий патрубок, охваченный винтовой лопастью, помещался в корпус циклона и с помощью растяжек устанавливался на подставке, прикрепленной ко дну лотка. Верхний конец патрубка в одном случае штангом (диаметр 40 мм) соединялся со всасывающим коллектором вибрационного насоса, в другом — использовался принцип сифонного водозабора. Для получения рабочего потока эжектирующего устройства применялся второй насос, также вибрационного типа. Конструкцией модели предусматривалась возможность установки сменных винтообразных лопастей, а также различного расположения их по высоте патрубка.

Первая модель имела площадь проходного сечения лопастного шнека в 5 раз большую, чем площадь всасывающего патрубка. При этом линейная скорость вращательного движения составила 10 см/с. Угол наклона винтовой линии в данной модели был равен 35° , что определяло осевую скорость — 6 см/с.

Работоспособность модели определялась по поведению шаровидных тел, выполненных из пластилина с пенопластовым наполнителем. Удельный вес шарика подбирался немного выше удельного веса воды, т.е. шарик при погружении в воду имел незначительную скорость падения.

Удовлетворительный режим работы первой модели гидроциклона [4] был получен при отношении эжектируемого расхода воды к расходу насоса 0,67. При уменьшении расхода эжектора шаровидные тела занимали положение устойчивого вращательного движения в нижней части конуса гидроциклона или, не выходя из циклической части корпуса, всасывались через патрубок в насос. Изменения расположения по высоте всасывающего патрубка с винтовой лопастью не приводили к существенному изменению режима работы гидроциклона.

На модели гидроциклона при различных режимах работы проводилась проверка его рыбозащитной способности с помощью аквариумных рыбок (гуппи) длиной 1,5–2 см. Наблюдения показали, что мальки, попавшие в гидроциклон, теряют ориентацию и, увлекаемые потоком воды, движутся по траекториям, близким к траекториям модельных шаровидных тел.

При пропускании тел с большей плотностью эффективность гидроциклона резко возрастает. Здесь же отметим, что в случае одновременного пропуска через циклон большого количества тел (при удовлетворительном режиме работы его с одиночным телом) четвертая часть засасывалась в трубу насоса.

Следующая модель была выполнена с целью увеличения скорости винтового движения воды, для чего внутренний диаметр винта был увеличен почти в 2 раза. Проходное сечение винтового шнека уменьшалось в 2 раза, а значит, скорость увеличивалась во столько же раз и составила 20 см/с. Увеличение диаметра винтового шнека преследовало еще одну цель – сдвиг оси канала лопастного шнека к корпусу гидроциклона. Тем самым поток воды принудительно отодвигался дальше от центра гидроциклона, где расположен всасывающий патрубок насоса.

Исследования модели показали, что указанные выше изменения геометрических размеров не только не улучшили рабочий процесс гидроциклона, а наоборот – ухудшили его. Тела при выходе из винтового шнека разворачивались на 180° на большем радиусе по сравнению с предыдущей моделью и поступали во всасывающий патрубок.

В третьей модели наружный диаметр корпуса был уменьшен. Этой моделью проверялось влияние угла конуса (60°) на работоспособность гидроциклона (в первых моделях он был равен 90°).

Было установлено, что удовлетворительный режим работы этой модели имел место при отношении эжектируемого расхода воды к расходу насоса в пределах 0,4–0,5. Следовательно, по сравнению с первой моделью третья имела показатели несколько выше. На этой модели

также выявлено значительное влияние расстояния торца всасывающего патрубка от конической части корпуса гидроциклона, которая зависит от отношения вышеуказанных расходов.

Подводя итог исследованию гидроциклона [4] следует отметить, что для гарантированного отвода рыб, мальков и тел с плотностью, близкой к плотности воды, необходимо примерно половину подачи насоса возвращать в водоем через эжектор, что неприемлемо.

Изучение движения воды, поступающей на винтовую лопасть и далее в гидроциклон, выявило значительную сложность происходящего явления при делении потока жидкости на основной и эжектируемый. Разворот винтового потока воды на 180° при поступлении ее во всасывающий патрубок, а также увеличение угловой скорости эжектируемого потока при подходе к вершине конуса создают сложную картину вихревого движения жидкости в нижней части на оси гидроциклона. Перед всасывающим патрубком циклона образуется мощный центральный вихревой шнур, стремящийся втянуть в себя тела, уже прижатые к стенкам корпуса, что резко снижает эффективность работы гидроциклона. Для устранения этого недостатка торец всасывающего патрубка был закрыт пробкой и в центре его боковой поверхности на половине длины по высоте, занимаемой винтовым шнеком, просверлены отверстия, суммарная площадь которых превышала площадь всасывающего патрубка.

Результаты исследований указали на более высокую эффективность такой модели, что подтверждается следующим:

отношение основного и эжектирующего расхода воды при удовлетворительной работе циклона достигало 0,1;

тела с удельным весом, меньшим по сравнению с удельным весом воды, увеличенные винтовым потоком воды, оказывались в нижней части корпуса и в зависимости от величины эжектируемого расхода отсасывались или оставались в нижней части корпуса, совершая вращательные движения. Тела с незначительно большим удельным весом оказывались в нижней части даже при расходе эжектора, равном нулю.

На основании проведенных опытов был разработан гидроциклон [5] (рис. 2), в большей степени отвечающий условиям рыбозащиты и исключающий образование центрального вихревого шнура, засасывающего плавающие тела. Гидроциклон (рис. 1) содержит корпус (1) с тангенциальным отводом (2) в нижней части, всасывающий патрубок (3), охваченный винтовой лопастью (4), имеющий водозаборные отверстия (5) на боковой поверхности в виде сетчатого полотна и закрытый торец.

Для исследований была построена насосная установка с подачей расхода до 7 л/с. Эжектируемый поток создавался с помощью сифонного трубопровода. Установка смонтирована рядом с зеркальным гидравлическим лотком шириной 50 см, заполняемым на 80 см во время опытов водой. На дне лотка устанавливались модели гидроциклона.

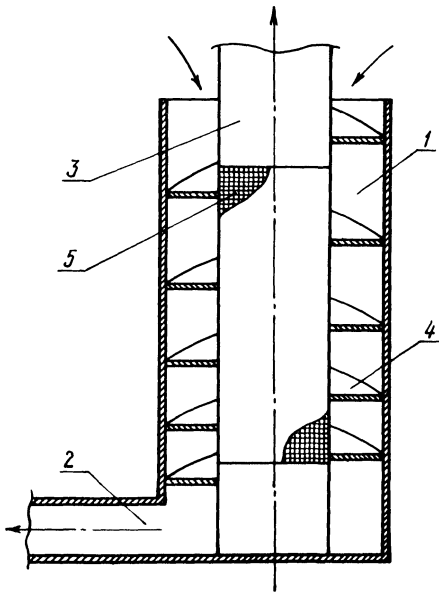


Рис. 1. Циклон с цилиндрическим корпусом, но с переменным шагом спирали.

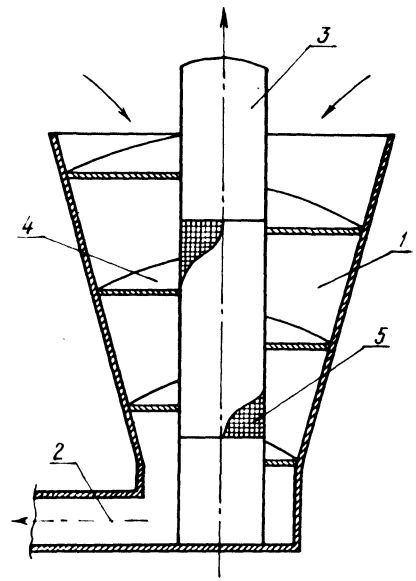


Рис. 2. Циклон с конической формой корпуса.

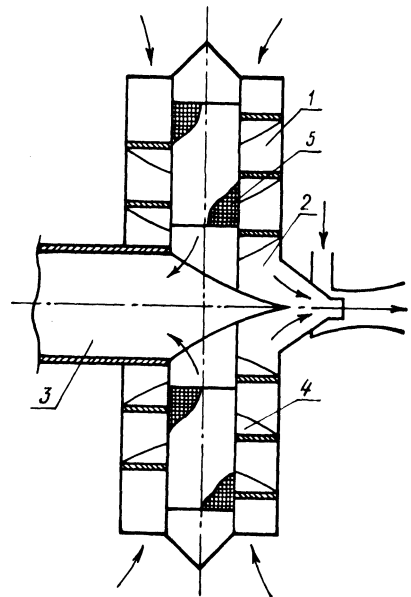


Рис. 3. Схема с оппозитным расположением гидроциклонов.

В рассматриваемой схеме циклона с винтовой лопастью постоянно-го шага ставилась цель — получить движение потока, касательное к сетчатому барабану, разделить потоки по плотности, использовать инерционные силы для отжатия тел от сетки и отвода их в эжектор, вход в который расположен на периферии спиральной камеры в нижней части корпуса циклона. С этой схемой циклона в 9 сериях было проведено 72 опыта.

Установлено, что в среднем при запуске серий из 5, 10 и 15 шариков эффективность отделения и отвода их составляет 80–85% при минимальном эжектируемом расходе $Q_{эж}$, составляющем 7–10% от подачи насоса. При сасывании шариков к сетке происходит только в нижней части сетчатого барабана в конце спирали, где смывающая скорость определяется величиной эжектируемого расхода, а он по условиям эксплуатации насосной установки должен быть минимальным.

По данной схеме было испытано 3 варианта модели с различными углами наклона винтовой лопасти, 4 — по форме, величине и расположению отверстий сетчатого барабана (перфорированного всасывающего патрубка) и 2 — с разными диаметрами.

Как показали опыты, расположение отверстий сетчатого барабана оказывает некоторое влияние на прохождение тел через модель. Различная же форма отверстий при одинаковой их площади заметно не влияет на характер прохождения тел и величину эжектируемого расхода. Увеличение суммарной площади отверстий приводит к уменьшению скорости течения на подходе к отверстиям, и подсасывание тел к ним уменьшается или прекращается вовсе. Уменьшение сечения винтового канала приводит к нежелательному увеличению гидравлических сопротивлений и, кроме того, к "стиранию" эффекта разделения потоков. Напротив — увеличение сечения уменьшает смывающее действие потока. Оптимальная величина площади канала лежит в пределах площади живого сечения всасывающей линии насоса.

Установленное в опытах уменьшение скорости по длине всасывающего патрубка устраняется уменьшением сечения винтового канала по длине. Циклоны с конической формой корпуса (рис. 2) и с цилиндрическим корпусом, но с переменным шагом спирали (см. рис.1) обеспечивают достаточно равномерную скорость по длине перфорированного патрубка. Хотя остальные показатели у конического гидроциклона оказались несколько лучше, не следует забывать о технических трудностях изготовления конической винтовой спирали. Испытывалась также схема с оппозитным расположением гидроциклонов относительно общего рыбоотвода (рис. 3), подтвердившая возможность дальнейшего снижения отношения эжектируемого расхода к расходу насоса. Во всех опытах, если и происходила забивка отверстий всасывающего патрубка легкими телами (например при длительном пуске большого количества кусочков газетной бумаги, крупы), то при уменьшении расхода насоса до нуля и при работающем эжекторе все прилипшие тела смывались в рыбоотвод.

На основании выполненных исследований разработан гидроциклон нового типа [5], имеющий боковой водозабор и тангенциальный отвод, который может эффективно использоваться не только для осветления воды на водозаборе, но одновременно и для рыбозащиты.

Л и т е р а т у р а

1. П а в л о в Д.С., П а х о р у к о в А.М. Биологические основы защиты рыб от попадания в водозаборные сооружения. — М., 1973.
2. Ц ы п л я е в А.С. Рыбозащитные сетчатые установки с водоотводом. — М., 1973.
3. М е л к у м о в М.Д. Винтовой гидроциклон как средство защиты рыбы от гибели при работе насосных станций. — Изв. вузов СССР. Сер. Энергетика. 1975, № 5. — Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки. — М., 1972, № 4.
4. М е л к у м о в М.Д. Гидроциклон. А.с. № 325994, В 04 с 5/00 (СССР).
5. К о з л о в Д.А., М о л о ч к о А.В., С и д о р о в А.Н. Рыбозаградительное устройство. А.с. № 647397, E02 В 8/08 (СССР). — Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки. М., 1979, № 6.

УДК 532.5:637 + 518.3

И.П. В о п н я р с к и й, В.Б. Х е й н м а н, Я.И. М а т в е е в а

НОМОГРАММА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СЖАТОЙ ГЛУБИНЫ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ

При расчете сопряжения бьефов гидросооружений необходимо знать глубину потока в сжатом сечении h_c , так называемую сжатую глубину, являющуюся важной характеристикой потока, прошедшего через водослив в нижний бьеф.

Как известно, сжатая глубина определяется исходя из уравнения Бернулли для двух сечений потока, одно из которых выбирается перед водосливом, другое — в сжатом сечении:

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2q^2 \varphi^2 h_c^2}, \quad (1)$$

где $E_0 = P + H_0$ — полная удельная энергия потока перед водосливом в прямоугольном русле относительно плоскости сравнения, совпадающей с горизонтальным дном; P — высота водослива со стороны нижнего бьефа; H_0 — полный напор на водосливе; q — удельный расход; φ — коэффициент скорости, определяемый по известным рекомендациям в зависимости от условий протекания струи по водосливной поверхности.

Уравнение (1) является кубическим относительно h_c . Обычно из этого уравнения сжатая глубина h_c определяется при помощи известных в литературе [1 и др.] графических или аналитических методов.

Целью работы являлось построение номограммы, дающей возможность получить численное решение уравнения (1) с достаточной точностью путем одного наложения линейки.

Разделив уравнение (1) на критическую глубину $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (при $\alpha = 1$), имеем

$$-\frac{E_0}{h_{кр}} = \frac{h_c}{h_{кр}} + \frac{h_{кр}}{2\varphi^2 h_c^2}$$

или, введя обозначения $\xi_0 = \frac{E_0}{h_{кр}}$ и $\xi_c = \frac{h_c}{h_{кр}}$, получим

$$\xi_0 = \xi_c + \frac{1}{2\varphi^2 \xi_c^2} \quad (2)$$

Из уравнения (2) необходимо определять ξ_c по заданным значениям ξ_0 и φ . Для этого построена шкальная номограмма из выравненных точек [2].

Для построения номограммы уравнение (2) было приведено к канонической форме Коши:

$$f_1 f_3 + f_2 g_3 + h_3 = 0,$$

где $f_1 = -\xi_0$; $f_2 = -\frac{1}{\varphi^2}$; $f_3 = 1$; $g_3 = \frac{1}{2\xi_c^2}$; $h_3 = \xi_c$.

Пределы изменения переменных принимались

$$0,25 \leq \xi_c \leq 1,0; \quad 0,80 \leq \varphi \leq 1,0; \quad 1,0 \leq \xi_0 \leq 13,0.$$

После подбора параметров получим следующие уравнения шкал номограммы:

$$\text{шкала } \xi_0: x = 0, y = -14(1 - \xi_0);$$

$$\text{шкала } \varphi: x = 50, y = 320\left(\frac{1}{\varphi^2} - 1\right);$$

$$\text{шкала } \xi_c: x = \frac{350}{7 - 320\xi_c^2}; y = \frac{2240(2\xi_c^3 - 2\xi_c^2 + 1)}{320\xi_c^2 - 7}.$$

Номограмма приведена на рис. 1.

Пример пользования номограммой.

Дано: высота водослива практического профиля $P = 15,45$ м; полный напор $H_0 = 2,55$ м; критическая глубина $h_{кр} = 2,0$ м; коэффициент скорости $\varphi = 0,80$.

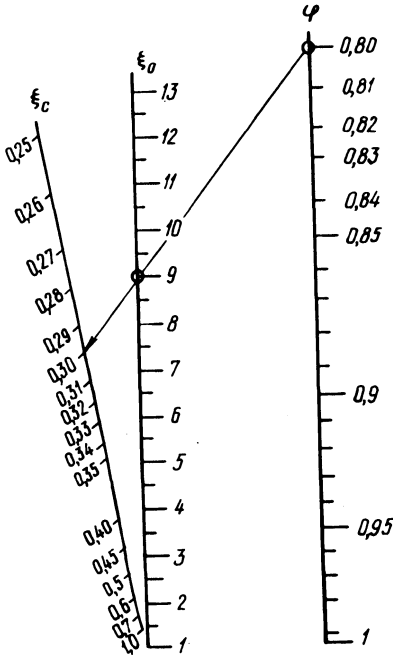


Рис. 1. Номограмма для определения сжатой глубины.

Решение: полная удельная энергия $E_0 = P + H_0 = 15,45 + 2,55 = 18,0$ м;

$$\xi_0 = \frac{E_0}{h_{кр}} = \frac{18,0}{2,0} = 9,0. \text{ Прикладываем край линейки к точкам шкалы } \xi_0$$

с пометкой 9 и шкалы φ с пометкой 0,80. Край линейки пересечет шкалу ξ_c в точке с пометкой 0,30. Следовательно, $\xi_c = 0,30$.

Тогда сжатая глубина $h_c = \xi_c \cdot h_{кр} = 0,30 \cdot 2,0 = 0,60$ м.

Л и т е р а т у р а

1. Примеры гидравлических расчетов /Под ред. А.И. Богомолова. — М., 1977. 2. Х о в а н с к и й Г.С. Основы номографии. — М., 1976.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛИТ КРЕПЛЕНИЙ В УСТАНОВИВШЕМСЯ ПОТОКЕ

Исследованием устойчивости плит креплений откосов и дна каналов занимались многие авторы [1–7]. Однако ряд вопросов требуют изучения и уточнения.

Рассматривая условия работы плит сквозных покрытий, можно заметить, что при движении воды в русле или вдоль поверхности откоса они работают по схеме двустороннего обтекания потоком: с верхней стороны плиты движется поверхностный поток с высокой степенью турбулентности, с нижней — поток в слое подготовки, на который обычно эти плиты укладываются. При этом направление потока под плитами может совпадать с направлением поверхностного потока, может быть направлено навстречу ему, а может и отсутствовать [1,2,3]. При обтекании плиты с двух сторон потоками, имеющими разные скорости, образуется перепад давлений, который в зависимости от условий обтекания может повышать или уменьшать устойчивость плиты [2,38]. Нами исследовалось влияние сил, возникающих при обтекании плит креплений установившимся потоком, на их устойчивость. Исследования проводились в гидравлическом проточном лотке, на установке, состоящей из горизонтальной полки, разделяющей поток на нижнюю и верхнюю части. Средняя часть полки имела разрыв 16 x 16 x 20 см, в который можно было заложить на специальные держатели исследуемую плитку. Регулирование расходов и скоростей производилось путем изменения напора и соответствующим перекрытием входного и выходного отверстий под разделительной полкой. Измерение расхода над и под разделительной полкой производилось при помощи мерных водосливов. Средняя скорость определялась расчетом по расходу и площади живого сечения, а также по данным измерений микровертушкой и скоростной трубкой. Для опытов была изготовлена серия плиток с различной объемной массой (от 1,0 до 2,4 г/см³). Суть опытов заключалась в том, что при различных условиях укладки плит в лотке пропускался поток, скорость которого постепенно наращивалась до тех пор, пока не замечалась подвижка плиты с заданной объемной массой. В момент подвижки фиксировались на вертикалях: уровни свободной поверхности поверхностного потока, скорости над и под плиткой. Всего было проделано четыре группы опытов. Каждая из них состояла в определении условий, при которых сдвигались плитки с различной объемной массой при заданных условиях обтекания и ширине шва между плиткой и разделительной полкой ($\frac{\delta}{t} = 0,05 \div 0,35$, где δ — ширина шва; t —

толщина плитки). Каждая группа опытов соответствовала определенным условиям расположения плитки:

- 1) на дне;
- 2) на уровне полки при отсутствии движения воды под ней;
- 3) на уровне полки при наличии движения воды под ней;
- 4) то же, что и 3, с заполнением подплитного пространства гравийным материалом различной крупности.

Опыты показали, что во всех случаях под плиткой наблюдалось движение потока в сторону нижнего бьефа, возникающее в результате наличия швов независимо от того, создавалось или не создавалось движение под плиткой путем подачи воды через входное отверстие. При этом во всех опытах поток воды, поступающий через верховой шов в подплитное пространство, имел выход через низовой шов. При введении красителя — раствора перманганата калия — через верховой шов все пространство под плиткой окрашивалось в темный цвет, а затем, по истечении времени, пространство светлело из-за движения потока через низовой шов.

В результате наблюдений за состоянием свободной поверхности потока было установлено, что условия расположения плитки оказывают влияние на характер движения потока. В первой и второй группах опытов на свободной поверхности потока местные возмущения отсутствовали при увеличении относительной ширины швов до $\frac{\delta}{t} = 0,5$. И только при ширине швов более 0,5 (при глубине потока над плиткой $\frac{h}{t}$ менее 2,5) на свободной поверхности наблюдались местные возмущения типа прыжок-волна. В третьей и четвертой группах опытов за низовым швом образовывался четко выраженный прыжок независимо от ширины шва и глубины потока над плиткой.

Анализ расходных характеристик потока перед плиткой и за ней в третьей группе опытов показал, что наличие швов оказывает существенное влияние на перераспределение расходов на участке под плиткой. На рис. 1 приведены графики зависимости $Q = f(H)$ для случаев, когда швы отсутствуют (1,2) и когда между плиткой и раздельной полкой имеется шов (3,4). Из рисунка видно, что в пределах плиты за низовым швом произошло перераспределение расходов. При этом расходы поверхностного потока уменьшались, а под раздельной полкой — увеличивались.

При анализе опытных данных по исследованию устойчивости плит выявилось, что во всех случаях начало подвижки плит находилось в прямой зависимости от скорости потока над плиткой и объемной массы при заданной ширине шва. В первой и второй группах опытов эта зависимость примерно одинакова (рис. 2). Опыты третьей и четвертой групп показали, что и здесь имеет место прямая зависимость между этими параметрами. Однако характер зависимости несколько иной.

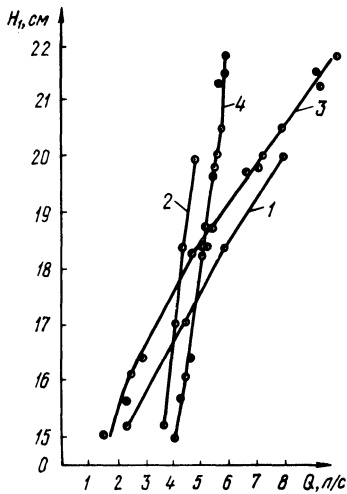


Рис. 1. Графики зависимости $Q = f(H)$. Расход над и под плиткой: 1, 2 — при закрытых швах; 3, 4 — при ширине шва $\frac{\delta}{t} = 0,1 \div 0,25$.

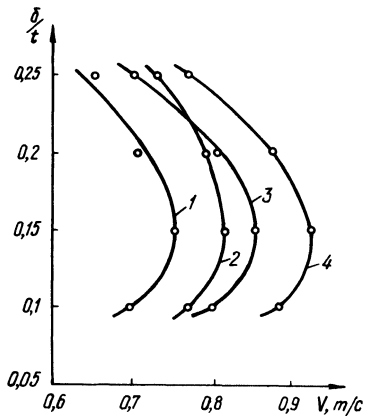


Рис. 2. Графики зависимости сдвигающих скоростей от ширины шва γ : 1 — $1,08 \text{ г/см}^3$; 2 — $1,03$; 3 — $1,13$; 4 — $1,20 \text{ г/см}^3$.

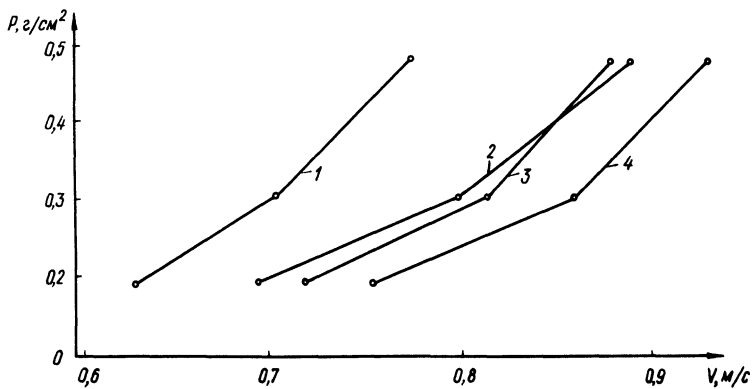


Рис. 3. Графики зависимости сдвигающей силы от скорости поверхностного потока. Ширина шва $\frac{\delta}{t}$: 1 — $0,25$; 2 — $0,10$; 3 — $0,20$; 4 — $0,15$.

Анализ опытных данных показал отсутствие зависимости между подвижкой плит и разностью поверхностных и подплитных скоростей. Полученные данные о зависимости критического состояния плитки от ее объемной массы γ дают возможность путем простейших расчетов перейти к оценке величины подъемной силы. При этом допускаем, что одинаковы величина касательных напряжений на границе плитка–вода для плиток с различным γ и величина лобового давления при одинаковой ширине шва и скорости потока. Для выявления влияния ширины шва на устойчивость плит были построены графики $v = f(P)$ (рис. 3). Из графика следует, что в условиях опыта величина этого давления достигает $0,48 \text{ г/см}^2$ при $v = 0,91 \text{ м/с}$ и ширине шва $\frac{\delta}{t} = 0,15$.

Из вышеприведенного следует, что устойчивость плит существенно зависит от ширины шва. Причем отсутствует линейная зависимость между шириной шва и началом подвижки плит. Для всех опытов (см. рис. 2) наблюдалась подвижка плит при ширине шва $\frac{\delta}{t} = 0,1 \div 0,25$, наибольшая устойчивость плиты – при ширине шва $\frac{\delta}{t} = 0,15$.

Данные t опытов подтверждаются исследованиями некоторых авторов [9] по взаимодействию установившегося потока над дном, имеющим местные углубления.

Л и т е р а т у р а

1. Ш а й т а н В.С. Крепление земляных откосов гидротехнических сооружений. — М., 1974.
2. С а в а р е н с к и й А.Д. Гасители энергии и крепления русла за плотинами. — М.—Л., 1938.
3. Б е л я ш е в с к и й Н.Н. П и в о в а р Н.Г., К а л а н т ы р е н к о И.И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на нескальных основаниях. — Киев, 1973.
4. Защита от размыва русел и нижних бьефов водосбросов (рекомендации по проектированию). — М., 1974.
5. Г о н ч а р о в В.Н. Динамика русловых потоков. — Л., 1962.
6. Л я х т е р В.М., Х а л т у р и н а Н.В., Б о ж и ч Л.И. Пульсация давления под плитами крепления за водосливной плотинной. Тр. гидропроекта. Исследования и расчеты гидротехнических сооружений на действие динамических нагрузок. — М., 1963, с. 49—68, вып. 10.
7. П р а в д и в е ц Ю.П. Крепление водотоков каменной наброской. — Энергетическое строительство, 1977, № 11, с. 83—87.
8. Б у г а й Н.Г. Свободная фильтрация из одиночной щели. — В сб.: Гидромеханика. Киев, 1978, вып. 37, с. 108—112.
9. Ч ж е н П. Отрывные течения. — М., 1972, т.2.

К ВОПРОСУ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ НИЗКОНАПОРНЫХ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН И ДАМБ С ПОЛОГИМИ ВЕРХОВЫМИ ОТКОСАМИ

Вопросы технико-экономической эффективности земляных плотин с пологими верховыми откосами рассматривались в ряде работ [1–6]. Сравнивались при различных условиях затраты на строительство плотин с пологими неукрепленными и крутыми верховыми откосами покрытыми креплениями различных типов. Чаще всего рассматривались крепления железобетонными плитами или из камня. Во всех случаях в качестве критерия технико-экономической эффективности плотин авторами предлагалась стоимость. Считалось, что наиболее экономичен в заданных условиях тип плотины с минимальной стоимостью.

Анализ выполненных работ показал, что имеющиеся рекомендации нуждаются в уточнениях, так как разными авторами в основу расчетов был положен профиль, форма которого, а главным образом заложение элементов верхового откоса, при равных условиях было различным. Профиль же верхового откоса во многом определяет объем работ по устройству плотины и, следовательно, ее стоимость. Кроме того, каждым автором по-разному учитывались местные условия строительства.

Цель выполненной работы заключалась в том, чтобы получить рекомендации по определению экономической эффективности низконапорных водоподъемных плотин и дамб с пологими откосами на малых водохранилищах в условиях БССР.

При исследовании рассматривались вопросы:

- сравнения и выбора метода расчета заложения верхового откоса, обеспечивающего его высокую надежность и экономичность;
- сравнения стоимостей плотин, имеющих пологие неукрепленные откосы, со стоимостью плотин с крутыми верховыми откосами, укрепленными монолитными железобетонными плитами.

Основные принципы проектирования плотин с пологим верховым откосом, которых придерживаются большинство авторов, заключаются в следующем.

Гребень и низовой откос проектируются по тем же нормативам, что и плотины нормального профиля. Верховой откос проектируется ломаного очертания (рис. 1, а): от гребня плотины до верхнего предела размывающего действия волны – крутым (коэффициент откоса m_1'); в зоне волнового воздействия – пологим (коэффициент откоса m_2' и m_2''); ниже зоны волнового воздействия (нижнего предела размывающего действия волны) снова крутым (коэффициент откоса m_3).

Исследования [8] показали, что для условий небольших водоемов профиль верхового откоса можно упростить: пологую часть в зоне волнового воздействия (от верхнего до нижнего пределов размывающего действия волны) принять прямолинейной с одинаковым коэффициентом заложения m_2 (рис. 1,б).

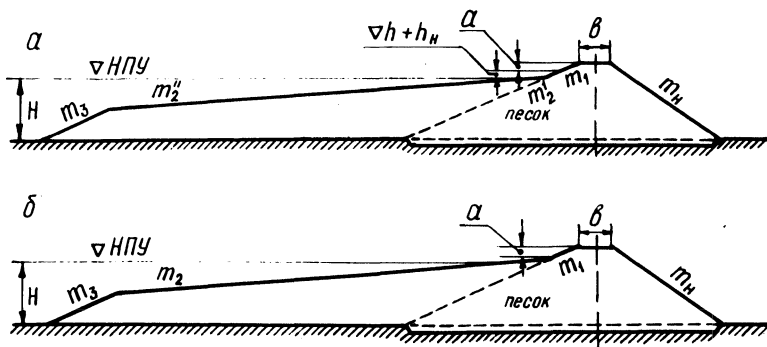


Рис. 1. Схемы профилей земляных плотин и дамб с пологим верховым откосом:
 а – наиболее распространенный [1,2,3,6]; б – для низконапорных сооружений [8].

Для проектирования профиля верхового откоса разработан ряд методик [1,2,3,4,5,6]. В большинстве из них сохраняется изложенный выше принцип построения профиля. Различия состоят только в методике расчета параметров его элементов, главным образом заложения откоса пляжного участка.

Для сравнения методов определения заложения пологой части верхового откоса (определяющей основной объем земляных работ при строительстве плотины) по ним были произведены расчеты для средних условий территории Белорусии [10,11]:

- длина водоема – до 5,0 км;
- средняя глубина водоема – 3,0 м;
- расчетная скорость ветра – 26,0 м/с;

грунт тела плотины – песок со средним диаметром частиц $d_{50} = 0,25$ мм.

Расчеты производились по методикам [1,2,3] с учетом рекомендаций [6,7,8,9].

По результатам расчета построен график (рис. 2), из которого следует, что для малых разгонов волны при прочих равных условиях коэффициент заложения устойчивого откоса, рассчитанный по рекомендациям БПИ для условий БССР [8], меньше, чем по другим методикам. Отсюда следует вывод, что плотина с пологим откосом, запроектированная с уче-

том рекомендаций [8], будет дешевле, чем плотина с верховым откосом, рассчитанным по другим методикам.

Для сравнения экономической эффективности плотин распластанного и нормального профилей с монолитным железобетонным креплением верхового откоса были определены их размеры, объемы работ и стоимость для широкого диапазона условий, характерных для Белоруссии [10]:

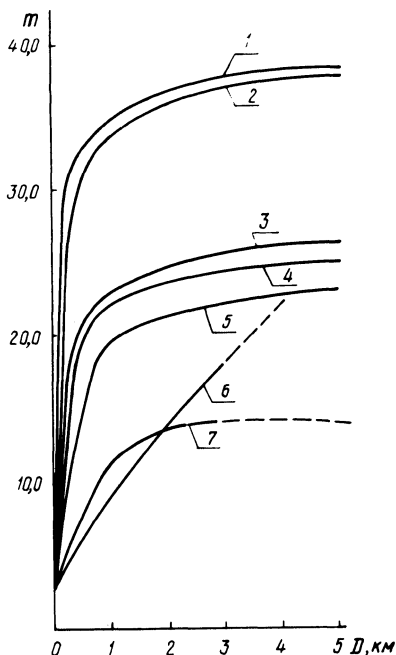


Рис. 2. Графики изменения коэффициента откоса m в зависимости от длины разгона волны D при $W = 26$ м/с, $d_{50} = 0,5$ мм, рассчитанные по рекомендациям:

1 – В.Л. Максимчука [3]; 2 – Я.Э. Гугняева, В.С. Шайтана [7]; 3 – Х.А. Акмурадова [2]; 4 – Е.С. Цайтца [1]; 5 – Б.А. Пышкина [6]; 6 – Е.М. Левковича, В.Н. Юхновца [8]; 7 – Ф.В. Саплюкова [9].

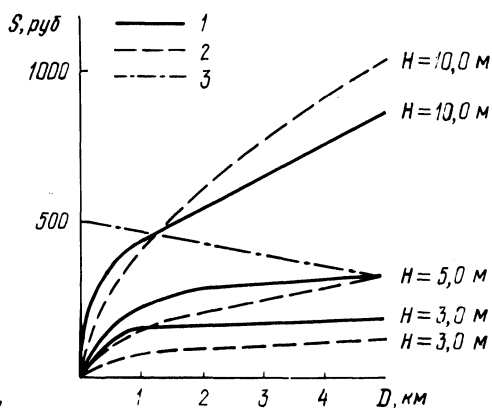


Рис. 3. Стоимость (S) 1 пог. м плотин из песка ($d_{50} = 0,25$ мм):

1 – нормального профиля с железобетонным креплением; 2 – с пологим верховым откосом; 3 – линия равной стоимости.

– глубина водохранилища у плотины – до 10,0 м;

– длина разгона волны – до 5 км;

– расчетная скорость ветра – 26 м/с;

– грунты – пески мелкозернистые и среднезернистые со средними диаметрами частиц $d_{50} = 0,15$; 0,25 и 0,50 мм;

— сооружения отсыпаются из карьерных грунтов, расположенных на расстоянии 1–2 км; с разработкой грунта экскаватором емкостью ковша $0,5 \text{ м}^3$ с перевозкой его автосамосвалами и укаткой катками весом до 18 т.

Определение стоимости 1 пог. м сооружений осуществлялось по [12,13]. Для выявления области экономической целесообразности плотин были построены графики зависимости их стоимости от длины разгона, глубины водохранилища, для средних диаметров частиц грунтов $d_{50} = 0,15; 0,25; 0,50 \text{ мм}$. На рис. 3 приведен график для среднего диаметра частиц грунта — 0,25 мм.

Сравнительные расчеты показали, что при малых глубинах и разгонах волны плотины с пологими откосами всегда экономичнее плотин нормального профиля с креплением железобетонными плитами. По мере возрастания параметров водохранилища, и соответственно параметров сооружений, возрастает и их стоимость. Однако возрастание стоимости плотин с пологим откосом и плотин с креплением происходит по-разному; при определенных параметрах водохранилища стоимость этих плотин выравнивается. Затем стоимость плотин с креплениями становится ниже стоимости плотин распластанного профиля.

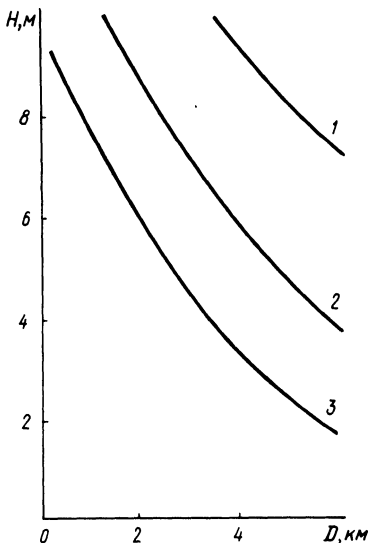


Рис. 4. Графики равных стоимостей плотин с пологими неукрепленными и крутыми укрепленными железобетонными плитами откосами при различных глубинах водоемов (H), d_{50} :
1 — 0,50 мм, 2 — 0,25, 30, 15 мм.

На каждой кривой (см. рис. 3) через точки равной стоимости, получившиеся в результате пересечения кривых стоимости плотин с пологими и крутыми укрепленными откосами, проведены линии, ограничивающие область экономической целесообразности рассматриваемых типов плотин для заданного среднего диаметра частиц грунта.

На рис. 4 представлен обобщенный график равных стоимостей плотин распластанного профиля для грунтов со средними диаметрами частиц 0,15; 0,25; и 0,50 мм, по которому можно ориентировочно определять экономическую целесообразность плотин рассматриваемых типов при сравнении вариантов.

Графики показывают, что с уменьшением среднего диаметра частиц грунта уменьшается и область целесообразного применения плотин с пологим откосом.

Сравнительные расчеты, произведенные для плотин рассмотренных типов, отсыпанных из грунта со средним диаметром частиц $d_{50} = 0,25$ мм, показали, что при глубинах водохранилищ у створа плотины до 5,0 м и разгонах волны до 3,0 км экономия строительных затрат на 1 пог. м длины сооружения может составить до 87,0 руб.

Необходимо иметь в виду, что экономическая эффективность плотин с пологими откосами выражается также и в том, что при их строительстве исключается расход фондовых материалов (металл, цемент), возможен более высокий уровень механизации. Существенным является также и то, что ремонт этих сооружений прост, не требует специальных машин и может производиться при частично заполненном водохранилище.

При решении практических задач по сравнению технико-экономической эффективности различного типа плотин и дамб необходимо учитывать, кроме затрат на их строительство, и другие факторы, например эксплуатационные затраты, изменение запаса воды в водоемах при разных типах верховых откосов, значимость которых в каждом конкретном случае различна и может быть достаточно велика в небольших прудах или водохранилищах.

Л и т е р а т у р а

1. Ц а й т ц Е.С. Действие волн на откос из несвязных грунтов. Автореф. канд. дис. — Киев, 1958.
2. А к м у р а д о в Х.А. Исследование устойчивости неукрепленных откосов земляных гидротехнических сооружений, сложенных из несвязных грунтов, от воздействия волн. Автореф. канд. дис. — Ашхабад, 1961.
3. П ы ш к и н Б.А., Р у с а к о в С.В., М а к с и м ч у к В.Л. Проектирование защитных сооружений на водохранилищах. — Киев, 1962.
4. П о п о в И.Я. Об экономической эффективности земляных гидротехнических сооружений с пологими неукрепленными откосами, устойчивыми против воздействия ветровых волн. Тр. координацион. совещ. по гидротехнике. — Л., 1964, вып. XII.
5. Р о з е н т а л с Г.Э. Деформации откосов прудовых плотин в результате волнового воздействия. Автореф. канд. дис. — Елгава, 1964.
6. П ы ш к и н Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1973.
7. Г у г н я е в Я. Э. Проектирование пологих откосов, подверженных действию волн. — М., 1959.
8. Л е в е в и ч Е.М., Ю х н о в е ц В.Н. Исследование пологих неукрепленных откосов земляных плотин и дамб на водоемах БССР. — В сб.: Водное хо-

зйство Белоруссии. Минск, 1976, вып. 6. 9. Саплюков Ф.В. Заиление и переработка берегов малых водохранилищ. — В сб.: Создание, сохранение и восстановление водоемов. Елгава, 1974. 10. Справочник по климату СССР. Белорусская ССР, — Л., 1966, ч. III, вып. 7. 11. Строительные нормы и правила, ч. II, гл. 57. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) (СНиП II-57-75). М., 1976. 12. Сборник № 37 единых районных единичных расценок на работы в гидротехническом строительстве. — М., 1972. 13. Каталог единичных расценок и строительные работы в БССР. — Минск, 1973.

УДК 627.417.4

Г.П. Сапожников

УЧЕТ ПРОНИЦАЕМОСТИ ПОКРЫТИЙ ОТКОСОВ ПЛОТИН ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ВЫСОТЫ НАКАТА ВОЛН

Как показывают некоторые исследования [1], для защиты верховых откосов плотин возможно применение плит с отверстиями, что позволяет уменьшить толщину крепления и, следовательно, его стоимость.

Вместе с тем увеличение проницаемости покрытий приводит к снижению высоты наката волн на откосы [1,2]. Это в свою очередь позволяет уменьшить высоту границы крепления, что снижает стоимость защитных покрытий, которая достигает в настоящее время 40% стоимости сооружения.

Однако в литературных источниках отсутствуют данные о способе учета высоты наката на крепления, имеющие разное количество отверстий. Для выяснения этого вопроса была проведена серия опытов. Опыты проводились в волновом лотке на модели откоса, сложенной из песка. В качестве испытываемых образцов были применены плиты размером 14,5 x 14,5 x 2,0 см из бетона с количеством отверстий $n = 0, 20, 45$ и 81 на каждую плиту, что составляло соответственно 0, 4, 5 и 9 отверстий по длине откоса. Проницаемость плит вычислялась по формуле

$$S = \frac{F_{\text{отв}}}{F_{\text{пл}}} 100\%, \quad (1)$$

где $F_{\text{отв}}$ — суммарная площадь отверстий; $F_{\text{пл}}$ — площадь плиты (табл. 1).

Максимальное число отверстий принималось из условия нецелесообразности дальнейшего увеличения их количества при определении устойчивости плит при волновом воздействии.

Для измерения параметров волн и наката использовались емкостные датчики, модернизированные по сравнению с описанными в литературе [3], обладающие постоянными характеристиками при изменении физических свойств воды (температуры, мутности), а также азрированности потока, накатывающегося на откос, что имеет особо важное значение [4].

Т а б л. 1. Расчет проницаемости плит

Количество отверстий, h	0	$4 \times 5 = 20$	$5 \times 9 = 45$	$9 \times 9 = 81$
Скважность $S, \%$	0	3,8	8,2	14,8

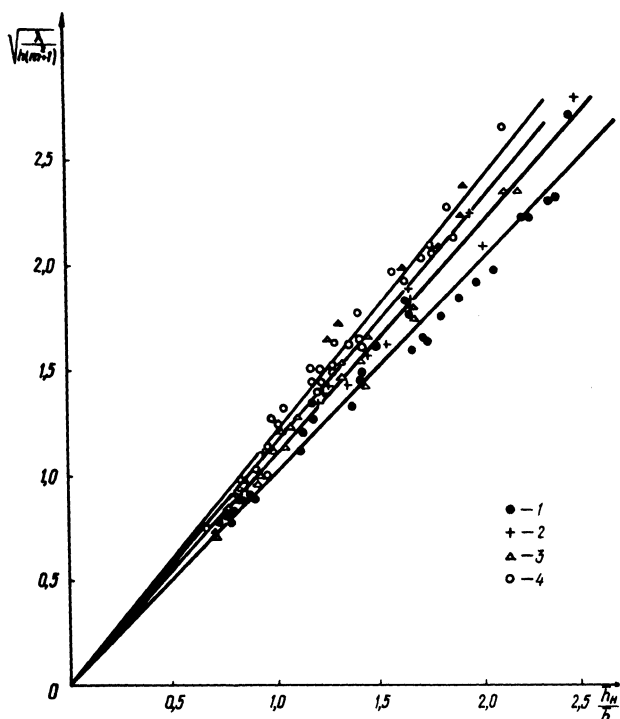


Рис. 1. Графики зависимости $\frac{\bar{h}}{h} = f \left\{ \sqrt{\frac{\lambda}{\bar{h}(m^2+1)}} \right\}$
 при различной скважности плит отверстий n :
 1 — 0; 2 — 20; 3 — 45; 4 — 81.

Питание датчиков осуществлялось генераторами, имеющими частоту 12–15 тыс. Г; показания регистрировались осциллографом Н-700.

Опыты состояли в измерении длины наката волн различных параметров (λ, h) на откосы, укрепленные плитами, имевшими разное количество отверстий в каждой серии. Длина волн в каждой серии опытов изменялась в пределах $\lambda = 80\text{--}146$ см, высота $h = 3,2\text{--}13,7$ см.

При обработке опытных данных по осциллограммам определялись высоты накатов потока и высоты волн. Причем из дальнейших расчетов исключались 3–4 первые волны, образующиеся в лотке после включения волнопродуктора, и соответствующие им длины наката. За расчетную принималась средняя из 20–25 высот волн, измеренных по осциллограммам.

Анализ литературы по определению высоты наката [5,6,7] показал на отсутствие единой методики подсчета этой величины, вследствие чего зависимости $h_H = f(\lambda, h)$, предложенные разными авторами, дают расхождения до 30%. Известно [2,6], что высота наката – величина, варьируемая как при нерегулярном, так и при регулярном волнении: исходные волны одной высоты и длины вызывают различную высоту наката. Поэтому в качестве расчетной высоты наката \bar{h}_H (получаемой делением измеренной датчиком длины наката l_H на $\sqrt{m^2 + 1}$, где m – коэффициент заложения откоса) была выбрана средняя из 20–25 аналогично методике, принятой для определения высоты наката при нерегулярном волнении [8].

По опытным данным получено, что связь между высотой наката и параметрами волн описывается зависимостью:

$$\bar{h}_H = k_{об} \bar{h} \sqrt{\frac{\lambda}{\bar{h}(m^2 + 1)}}, \quad (2)$$

что совпадает с предложением В.Л. Максимчука [4], а также результатами И.Я. Попова, В.М. Рябых [9]. В этой формуле $k_{об}$ – коэффициент, зависящий от шероховатости и проницаемости крепления откоса, т.е.

$$k_{об} = k_{ш} k_{п}. \quad (3)$$

Результаты обработки приведены на рис. 1,а, значения $k_{об}$ в табл. 2.

Шероховатость плит во всех опытах была одинакова. Приняв коэффициент шероховатости для бетона $k_{ш} = 0,9$ [6], получим значения коэффициента проницаемости $k_{п}$, представленные в табл. 3.

График связи $k_{п} = f(S)$ представлен на рис. 2. По данным табл. 3 получена зависимость $k_{п} = 1,11 e^{-0,015S}$ (4). Подставляя ее в (2), имеем

$$\bar{h}_H = 0,999 e^{-0,015S} \bar{h} \sqrt{\frac{\lambda}{\bar{h}(m^2 + 1)}}, \quad (5)$$

позволяющую учесть при определении высоты наката непосредственную характеристику проницаемости – скважность.

Т а б л. 2. Зависимость значения $K_{об}$ от скважности

Скважность $S, \%$	0	3,8	8,2	14,8
$k_{об}$	0,998	0,919	0,889	0,858

Т а б л. 3. Зависимость значения $K_{п}$ от скважности

Скважность $S, \%$	0	3,8	8,2	14,8
$k_{п}$	1,108	1,021	0,987	0,953

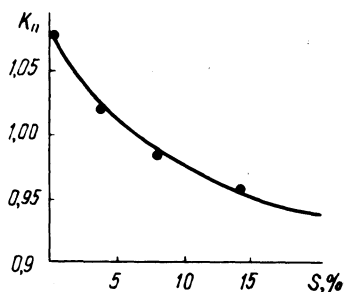


Рис. 2. График связи $k_{п} = f(S)$.

Полученная зависимость применима для гладких бетонных плит с различным количеством отверстий. В случае устройства монолитного покрытия с отверстиями скважность определяется отношением площади отверстий к единице площади крепления.

Л и т е р а т у р а

1. Натальчин Г.Д. Берегоукрепительные сооружения из щелевых плит и фасонных блоков. — Транспортное строительство, 1976, № 8.
2. Шайтан В.С. Крепления земляных откосов гидротехнических сооружений. — М., 1974.
3. Орлов Т.В. Аппаратура для изучения волновых процессов в водоемах. Тр. коорд. совещ. по гидротехнике. — Л., 1969. вып. 51.
4. Пышкин Б.А., Русаков С.В., Максичук В.Л. Проектирование защитных сооружений на водохранилищах. — Киев, 1962.
5. Шабанов А.Д. Крепление напорных земляных откосов. — М., 1971.
6. Пышкин Б.А. Динамика берегов водохранилищ. — Киев, 1973.
7. Красножон Г.Ф. Накат волны на откосы. — В сб.: Теория волн и расчет гидротехнических сооружений. М., 1975.
8. Пономарев И.Н. Исследование наката нерегулярных волн на гладкие непроницаемые от —

косы. — Гидротехническое строительство, 1976, № 4. 9. Попов И.Я., Рябых В.М. Исследование силового воздействия волн на крепление откосов земляных сооружений на крупномасштабных моделях. — В сб.: Научные исследования по гидротехнике в 1970. Л., 1971.

УДК 624.131.52

Н.Д. Банников, Ю.А. Соболевский,
П.И. Харитonenko

НАПРЯЖЕНИЯ БЫСТРОЗАГРУЖАЕМЫХ АНИЗОТРОПНЫХ ПО ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ОСНОВАНИЙ

В работе [1] начальные фильтрационные напряжения были определены в предположении гидростатической схемы их распределения, т.е. при коэффициенте бокового расширения $\mu = 0,5$. Однако исследования, проведенные в последние годы, указывают на то, что μ зависит от плотности сложения грунтовых частиц, структурных связей, наличия защемленного воздуха и может принимать значения от 0,3 до 0,5 [2]. В связи с этим проанализируем влияние этого фактора на начальное распределение напряжений.

Основные уравнения равновесия с учетом коэффициента бокового расширения для анизотропного по водопроницаемости водонасыщенного основания при наличии объемных фильтрационных сил, возникающих при быстрых нагружениях, будут иметь вид:

$$\sqrt{k_x} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \sqrt{k_y} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \sqrt{k_x} \gamma_o \frac{\partial H}{\partial x} = 0; \quad (1)$$

$$\sqrt{k_y} \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} + \sqrt{k_x} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \sqrt{k_y} \gamma_o \frac{\partial H}{\partial y} = 0; \quad (2)$$

$$k_x \frac{\partial^2 (\sigma_x + \sigma_y)}{\partial x^2} + y k_y \frac{\partial^2 (\sigma_x + \sigma_y)}{\partial y^2} + \frac{\gamma_o}{1-\mu} (k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2}) = 0, \quad (3)$$

где k_x, k_y — коэффициенты фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях; H — избыточный напор в поровой воде; γ_o — объемная масса воды.

Решение этих дифференциальных уравнений с использованием метода комплексного переменного [3] является суммой общего и частного реше-

ния для однородных (когда $\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} = \sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y} = 0$) и неоднородных уравнений.

Принимая во внимание следующее преобразование:

$$\frac{\partial x}{\partial z} + \frac{\partial y}{\partial \bar{z}} = \frac{\partial (X + iY)}{\partial z} + \frac{\partial (X - iY)}{\partial \bar{z}},$$

перепишем (1), (2), (3) в виде двух уравнений:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial z} [2\tau xy + i(\sigma_x - \sigma_y)] + i \frac{\partial}{\partial z} (\sigma_x + \sigma_y) + \gamma_0 i (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - \\ - i \sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}) = 0; \end{aligned} \quad (4)$$

$$-\frac{\partial^2 (\sigma_x + \sigma_y)}{\partial z \partial \bar{z}} + \frac{\gamma_0}{1-\mu} \frac{\partial^2 H}{\partial z \partial \bar{z}} = 0, \quad (5)$$

где $z = x + i\sqrt{k_x/k_y} y$; $\bar{z} = x - i\sqrt{k_x/k_y} y$, а γ_0 — объемная масса воды.

В момент приложения (при $\mu \neq 0,5$) часть ее нагрузки воспринимается скелетом, часть водой.

Решение неоднородного уравнения (5), по Г.В.Колосову, представится как

$$\sigma_x + \sigma_y = -\frac{\gamma_0}{1-\mu} H. \quad (6)$$

Из уравнения (4) с учетом зависимости (6) получаем:

$$\begin{aligned} 2\tau_{xy} + i(\sigma_x - \sigma_y) = -i\gamma_0 \frac{\partial}{\partial z} \int \left(-\frac{1}{1-\mu} H\right) d\bar{z} - \\ - i\gamma_0 \int \left(\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}\right) d\bar{z} = \frac{i\gamma_0}{2(1-\mu)} \int \left(\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - \right. \\ \left. - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}\right) d\bar{z} - i\gamma_0 \int \left(\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}\right) d\bar{z} \end{aligned}$$

или окончательно:

$$\sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = \frac{\gamma_0}{2} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int \left(\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}\right) d\bar{z}. \quad (7)$$

Уравнения (6) и (7) являются частными решениями неоднородных уравнений (1), (2) и (3).

Общее решение однородных уравнений будем искать в виде [3]:

$$\sigma_x + \sigma_y = 2 [\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})}]; \quad (8)$$

$$\sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = 2 [\bar{z}\Phi'(z) + \Psi(z)], \quad (9)$$

где $\Phi(z)$ и $\Psi(z)$ служат двумя независимыми аналитическими функциями которые определим из краевых условий.

Общее решение неоднородных уравнений (4) и (5) в функциях комплексного переменного будут иметь следующий вид:

$$\sigma_x + \sigma_y = 2 [\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})}] - \frac{\gamma_0}{1-\mu} H; \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = & 2 [z\Phi'(z) + \Psi(z)] + \frac{\gamma_0}{2} - \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - \\ & - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}) dz. \end{aligned} \quad (11)$$

Складывая и вычитая равенства (10) и (11), получим выражения компонент напряжений в удобной для дальнейших рассуждений форме:

$$\begin{aligned} \sigma_y + \tau_{xy} = & [\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})}] - \frac{\gamma_0}{2(1-\mu)} H + \bar{z}\Phi'(z) + \Psi(z) + \\ & + \frac{\gamma_0}{4} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial y} - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial x}) dz; \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \sigma_x - i\tau_{xy} = & [\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})}] - \frac{\gamma_0}{2(1-\mu)} H - \bar{z}\Phi'(z) - \Psi(z) - \\ & - \frac{\gamma_0}{4} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - i\sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}) dz. \end{aligned} \quad (13)$$

Используя (12) и (13), перейдем к рассмотрению двух основных случаев определения начальных напряжений водонасыщенного анизотропно-го основания в момент приложения нагрузки.

1. Действие равномерно распределенной полосовой нагрузки, приложенной к основанию бесконечной толщины.

Компоненты напряжения для расчетной схемы, изображенной на рис. 1, определим по формулам (12) и (13), исходя из следующих граничных условий:

$$\text{при } y = 0, \sigma_x = \sigma_y;$$

при $y = 0, \tau_{xy} = 0;$

при $r = \sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty; \sigma_x, \sigma_y$ и $\tau_{xy} \rightarrow 0.$

Действительную часть функции $\Phi(z)$, удовлетворяющей условиям задачи, найдем из уравнения (10). Приняв $\mu = 0,5$, получим

$$\sigma_x + \sigma_y = 4 \operatorname{Re} \Phi(z) - 2 \gamma_0 H. \quad (14)$$

Так как при принятом значении коэффициента Пуассона изменений объема не происходит, равенство (14) необходимо приравнять к нулю.

Отсюда

$$\operatorname{Re} \Phi(z) = \frac{1}{2} \gamma_0 H, \quad (15)$$

где Re обозначает понятие "действительная часть". Напорная функция по [1]

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \left(\operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y} y}{x-b} - \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y} y}{x+b} \right). \quad (16)$$

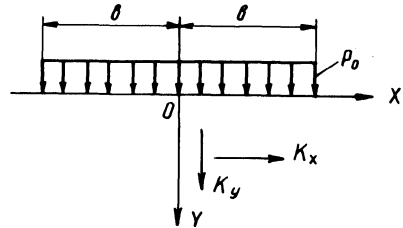


Рис. 1. Расчетная схема.

Функцию же $\Phi(z)$ для анизотропной по водопроницаемости среды найдем по известной действительной ее части, используя формулу Милне-Томпсона [4]

$$\Phi(z) = \gamma_0 \int \left[\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial y}(z, 0) - i \sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial x}(z, 0) \right] dz. \quad (17)$$

Взяв производные от функции H и подставив вместо действительных переменных комплексные, получим

$$\Phi(z) = -i \frac{P_0}{2\pi} \ln \frac{z-b}{z+b}, \quad (18)$$

$$\text{откуда } \Phi'(z) = -\frac{iP_0}{\pi} \frac{b}{z^2 - b^2}. \quad (19)$$

Вычислим выражение

$$\frac{\gamma_0}{4} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial y} - i \sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial x}) d\bar{z},$$

входящее в формулы (7), (11), (12), (13).

Дифференцируя и подставляя вместо действительных переменных x и y комплексные

$$z = x + i\sqrt{k_x/k_y}y; \quad \bar{z} = x - i\sqrt{k_x/k_y}y,$$

получим после взятия неопределенного интеграла выражение вида

$$-i \frac{P_0 b}{2\pi} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \frac{\bar{z}}{z^2 - b^2}. \quad (20)$$

Полагая, что на границе $\tau_{xy} = 0$, находим аналитическую функцию $\psi(z)$ из равенства (12) или (13):

$$\psi(z) = i \frac{P_0 b}{2} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \frac{z}{z^2 - b^2} + i \frac{P_0 b}{\pi} \frac{z}{z^2 - b^2}. \quad (21)$$

Используя выражения (15), (18), (19), (20) и (21) в равенствах (12) и (13), получим:

$$\begin{aligned} \sigma_y + i\tau_{xy} &= \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\pi} \left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x-b} - \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x+b} \right) - \\ &- \frac{i P_0 b}{\pi} \frac{\bar{z}}{z^2 - b^2} + i \frac{P_0 b}{2\pi} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \frac{z}{z^2 - b^2} + i \frac{P_0 b}{\pi} \frac{\bar{z}}{z^2 - b^2} - \\ &- i \frac{P_0 b}{2\pi} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \frac{\bar{z}}{z^2 - b^2} = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\pi} \left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x-b} - \right. \\ &- \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x+b} \left. \right) - \frac{3-4\mu}{1-\mu} \frac{P_0 b}{\pi} \frac{y\sqrt{k_x/k_y}(\bar{z}^2 - b^2)}{(z^2 - b^2)(\bar{z}^2 - b^2)}; \quad (22) \\ \sigma_x - i\tau_{xy} &= \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\pi} \left(\operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x-b} - \right. \\ &- \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y}y}{x+b} \left. \right) + \frac{3-4\mu}{1-\mu} \frac{P_0 b}{\pi} x \end{aligned}$$

$$x \frac{y \sqrt{k_x/k_y} (\bar{z}^2 - b^2)}{(z^2 - b^2) (\bar{z}^2 - b^2)}. \quad (23)$$

Знаменатель последнего слагаемого в равенствах (22) и (23) — действительная величина,

$$\text{т.е. } (z^2 - b^2) (\bar{z}^2 - b^2) = (x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)^2 + 4b^2 y^2 \frac{k_x}{k_y}.$$

Отделив действительную часть в числителе, получаем

$$\begin{aligned} \sigma_y = & \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \frac{P_0}{\pi} \left(\text{arc tg} \frac{\sqrt{k_x/k_x} y}{x - b} - \text{arc tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y} y}{x + b} \right) - \\ & - \frac{3 - 4\mu}{(1 - \mu)} \frac{P_0 b}{\pi} \frac{\sqrt{k_x/k_y} (x^2 - \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)}{[(x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)^2 + 4b^2 y^2 \frac{k_x}{k_y}]}. \end{aligned} \quad (24)$$

$$\begin{aligned} \sigma_x = & \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \frac{P_0}{\pi} \left(\text{arc tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y} y}{x - b} - \text{arc tg} \frac{\sqrt{k_x/k_y} y}{x + b} \right) + \\ & + \frac{3 - 4\mu}{1 - \mu} \frac{P_0 b}{\pi} \frac{y \sqrt{k_x/k_y} (x^2 - \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)}{[(x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)^2 + 4 \frac{k_x}{k_y} y^2 b^2]}; \end{aligned} \quad (25)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3 - 4\mu}{(1 - \mu)} \frac{2 P_0 b x \frac{k_x}{k_y} y^2}{\pi [(x^2 + \frac{k_x}{k_y} y^2 - b^2)^2 + 4 y^2 \frac{k_x}{k_y} b^2]}. \quad (26)$$

Подставив выражения для σ_x , σ_y и τ_{xy} в уравнения (1), (2) и (3), убеждаемся, что они обращаются в тождество. Следовательно, равенства (24), (25) и (26) удовлетворяют условиям равновесия и неразрывнос-

ти. Положив $\frac{k_x}{k_y} = 1$ и $\mu = 0,5$ в формулах (24), (25) и (26), получим выражения нормальных и касательных напряжений для изотропного случая, в точности совпадающих с формулами Н.М. Герсеванова и В.А. Флорина, выведенные другим путем (рис. 2).

2. Действие равномерно распределенной полосовой нагрузки на слой грунта конечной толщины.

Рассмотрим слой грунта толщиной H , расположенный на жестком несжимаемом основании.

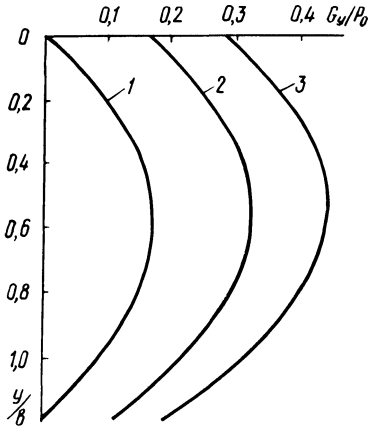


Рис. 2. Эпюра распределения начальных напряжений σ_y/P_0 водонасыщенного неоднородного основания (при $k_x/k_y = 1$ и $h/b = 1, 2$) от полосовой нагрузки: 1 — для $\mu = 0,5$ и $x/b = 0$; 2 — $\mu = 0,4$ и $x/b = 0$; 3 — $\mu = 0,3$ и $x/b = 0$.

Нормальные и касательные напряжения определим по формулам (12) и (13) при следующих граничных условиях:

$$y = 0, \sigma_x = \sigma_y;$$

$$y = 0, \tau_{xy} = 0;$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty; \sigma_x, \sigma_y \text{ и } \tau_{xy} \rightarrow 0.$$

Функция напора H определена:

$$H = \frac{P_0}{\gamma_0 \pi} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2 \operatorname{sh} m b \operatorname{ch} m x \sin n y}{\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b}, \quad (27)$$

$$\text{где } m = \frac{\pi}{2h \sqrt{k_x/k_y}}, \quad n = \frac{\pi}{2h}.$$

Используя формулы (14), (15) и (17), найдем $\Phi(z)$ по известной действительной ее части H :

$$\Phi(z) = i \frac{P_0}{2\pi} \ln \left| \frac{\text{sh } mz + \text{sh } mb}{\text{sh } mb - \text{sh } mz} \right|. \quad (28)$$

Отсюда

$$\Phi'(z) = -i \frac{P_0 \text{ sh } mb}{2\sqrt{k_x/k_y} h} \frac{\text{ch } mz}{\text{sh}^2 mz - \text{sh}^2 mb}. \quad (29)$$

Определим выражение, входящее в формулы (7), (11), (12), (13), для данного случая:

$$\frac{\gamma_0}{4} \frac{1-2\mu}{1-\mu} \int (\sqrt{k_x} \frac{\partial H}{\partial x} - i \sqrt{k_y} \frac{\partial H}{\partial y}) d\bar{z}.$$

Прделав аналогичные операции, как и в предыдущем случае, получим:

$$-i \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 \text{ sh } mb}{2\sqrt{k_x/k_y} h} \frac{\bar{z} \text{ ch } mz}{\text{sh}^2 mz - \text{sh}^2 mb}. \quad (30)$$

Принимая во внимание, что на верхней границе слоя $\tau_{xy} = 0$, определим аналитическую функцию $\Psi(z)$ из равенства (12) или (13):

$$\begin{aligned} \Psi(z) = & i \frac{P_0 \text{ sh } mb}{2\sqrt{k_x/k_y} h} \frac{z \text{ ch } mz}{\text{sh}^2 mz - \text{sh}^2 mb} + \\ & + i \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 \text{ sh } mb}{2\sqrt{k_x/k_y} h} \frac{z \text{ ch } mz}{\text{sh}^2 mz - \text{sh}^2 mb}. \end{aligned} \quad (31)$$

Подставим полученные выражения (27), (28), (29), (30) и (31) в уравнения (12) и (13):

$$\sigma_y + i\tau_{xy} = \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\pi} \text{ arc tg} \frac{2\text{sh } mb \text{ ch } mx \sin ny}{\text{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \text{sh}^2 mb} -$$

$$\frac{3-4\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 \operatorname{sh} mb}{h} \frac{y \operatorname{ch} mz (\operatorname{sh}^2 m\bar{z} - \operatorname{sh}^2 mb)}{(\operatorname{sh}^2 mz - \operatorname{sh}^2 mb) (\operatorname{sh}^2 m\bar{z} - \operatorname{sh}^2 mb)}; \quad (32)$$

$$\begin{aligned} \sigma_x - i \tau_{xy} = & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{2 \operatorname{sh} mb \operatorname{ch} mx \sin ny}{\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb} + \\ & + \frac{3-4\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 y \operatorname{sh} mb}{h} \frac{\operatorname{ch} mz (\operatorname{sh}^2 m\bar{z} - \operatorname{sh}^2 mb)}{(\operatorname{sh}^2 mz - \operatorname{sh}^2 mb) (\operatorname{sh}^2 m\bar{z} - \operatorname{sh}^2 mb)}. \quad (33) \end{aligned}$$

Знаменатель последней дроби в равенствах (32) и (33) — действительная величина, которую можно изобразить в виде

$$\begin{aligned} (\operatorname{sh}^2 mz - \operatorname{sh}^2 mb) (\operatorname{sh}^2 m\bar{z} - \operatorname{sh}^2 mb) = & (\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + \\ & + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny. \end{aligned}$$

Отделяя действительную часть в числителе, получаем

$$\begin{aligned} \sigma_y = & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\mu} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2 \operatorname{sh} mb \operatorname{ch} mx \sin ny}{\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb} - \\ & \frac{3-4\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 y \operatorname{sh} mb \operatorname{ch} mx \cos ny (\operatorname{sh}^2 mx + \cos^2 ny - \operatorname{ch}^2 mb)}{h [(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny]}; \quad (34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_x = & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0}{\mu} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{2 \operatorname{sh} mb \operatorname{ch} mx \sin ny}{\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb} + \\ & + \frac{3-4\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 y \operatorname{sh} mb \operatorname{ch} mx \cos ny (\operatorname{sh}^2 mx + \cos^2 ny - \operatorname{ch}^2 mb)}{h [(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny]}; \quad (35) \end{aligned}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3-4\mu}{2(1-\mu)} \frac{P_0 y \operatorname{sh} mb \operatorname{sh} mx \sin ny (\operatorname{sh}^2 mx + \cos^2 ny + \operatorname{ch}^2 mb)}{h [(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny]}. \quad (3)$$

Выражения (34), (35) и (36) для σ_y , σ_x и τ_{xy} , подставленные в дифференциальные уравнения (1), (2) и (3), обращают последние в тождество. Приняв в этих равенствах $\mu = 0,5$, получим выражения для нормальных и касательных напряжений, рассчитанных нами ранее.

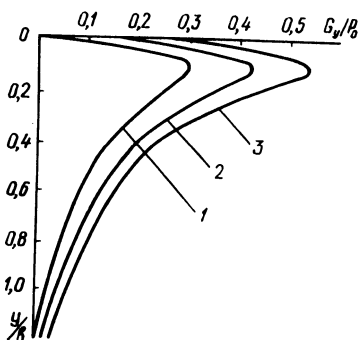


Рис. 3. Эпюра распределения начальных напряжений σ_y/P водонасыщенного неоднородного основания (при $k_x/k_y = 100$ и $h/v = 1,2$) от полосовой нагрузки:
 1 — для $\mu = 0,5$ и $x/b = 0$; 2 — $\mu = 0,4$ и $x/b = 0$; 3 — $\mu = 0,3$ и $x/b = 0$.

Из приведенных на рис. 3 эпюр следует, что как для изотропной, так и для анизотропной по водопроницаемости грунтовой массы коэффициент Пуассона оказывает существенное влияние на начальное напряженное состояние. Так, при $\mu = 0,3$ нормальные напряжения увеличиваются более чем вдвое по сравнению с напряжениями для коэффициента $\mu = 0,5$. Недочет этого фактора может привести к нарушению устойчивости основания и к неправильной оценке сроков консолидации.

Л и т е р а т у р а

1. С о б о л е в с к и й Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. — Минск, 1975.
2. А м а р я н Л.С. Методы расчета прочности и сжимаемости торфяных грунтов. Мат-лы к Первой Всесоюз. конф. по строительству на торфяных грунтах. — Калинин, 1972. Ч. I.
3. К о л о с о в Г.В. Применение комплексных диаграмм и теории функций комплексной переменной в теории упругости. — М., 1935.
4. Г о д ф р и Д. Теория упругости и пластичности. — Киев, 1969.

СОДЕРЖАНИЕ

Г а т и л л о П.Д., С т а р и н с к и й В.П. Анализ условий эксплуатации насосных станций Вилейско-Минской водной системы	3
К у л а г и н а Г.Д. Учет нужд орошения в водохозяйственных балансах	12
Ш и ш о к и н С.А. Согласование ирригационного водопотребления внутрихозяйственных оросительных систем с водными ресурсами в пределах ограниченного числа лет	17
М о л ч а н Г.Н., К л е б а н о в А.В. Определение расчетной продолжительности весеннего половодья рек Полесья	23
Г р и н е в и ч Л.А., Р у т к о в с к и й П.П. Вопросы инженерной защиты от наводнений в пойме р.Припять и влияние обвалования на режимы максимального стока.	28
Л а з а р ч и к И.К. Состояние проектирования и основные направления совершенствования внутренних систем водоснабжения высотных зданий.	35
Л а з а р ч и к И.К. Использование метода математического планирования эксперимента для изучения влияния факторов на эффективность зонирования систем водоснабжения.	39
С т а р и н с к и й В.П. Проектирование водоводов минимальной приведенной стоимости и заданной надежности подачи воды потребителям	46
С е д л у х а С.П. Расчет предельных расходов для независимо работающих водопроводных линий с учетом местных условий строительства и эксплуатации	55
Л и в ш и ц Л.М., С а ч к о в В.И., Ю х и м у к Н.И. Опыт проектирования бессточных систем водоснабжения промышленных предприятий	59
С е д л у х о Ю.П. К методике расчета и прогнозирования водно-химического режима систем оборотного водоснабжения горнохимических предприятий	63
З а к р ж е в с к и й П.И., Н о в и к о в А.А. Особенности формирования уровней грунтовых вод осушаемой территории в системе канал-коллектор-дрены	69
В е р е м ч у к И.А. Фильтрация из канала с одновременным поливом полосообразного участка	75
Р у д о й А.У., М а к о е д В.М. Некоторые особенности осушительного действия дренажа в почвах разной степени заболоченности.	78
М и н а е в И.В. Приведение функций цели к виду, удобному для расчета оптимальных параметров дренажа	84
В а л и ц к и й С.В. Экономическое обоснование сокращения сроков строительства мелиоративных объектов	93
Д а в ы д о в А.П. Пути повышения эффективности рыбохозяйственной эксплуатации озер Белоруссии.	97
В а с и л ь ч е н к о Г.В., Л у к о ш к о Р.Ф. Исследование уровенного режима половодий на физической модели участка р. Припять при обваловании реки дамбами.	103

Р о г у н о в и ч В.П., О с и п о в и ч А.А., Ц а ц у к Г.С. Распределение продольного компонента осредненной скорости в однородных по длине потоках трапециевидального сечения	109
Б а л а е с к у л Н.М., З а я ц В.Н. Опыт тарировки водоизмерительных устройств на канализационных очистных сооружениях	117
К о з л о в Д.А., С и д о р о в А.Н., М о л о ч к о А.В. Гидроциклоны для рыбозащиты	123
В о п н я р с к и й И.П., Х е й н м а н В.Б., М а т в е е в а Я.И. Номограмма для определения сжатой глубины в нижнем бьефе гидросооружений	128
Л е в к е в и ч Е.М., С у р м а Н.В. Некоторые результаты исследований устойчивости плит креплений в установившемся потоке	131
Л е в к е в и ч Е.М. К вопросу технико-экономической эффективности низконапорных земляных плотин и дамб с пологими верховыми откосами	135
С а п о ж н и к о в Г.П. Учет проницаемости покрытий откосов плотин при определении высоты наката волн	140
Б а н н и к о в Н.Д., С о б о л е в с к и й Ю.А., Х а р и т о н е н к о П.И. Напряжения быстрозагружаемых анизотропных по водопроницаемости оснований	144

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

В ы п у с к 10

Редактор *А.С.Гликман*

Худож. редактор *Ю.С.Сергачев*

Мл. редактор *И.В.Бирюкова*

Техн.редактор *Л.И.Жук*

Корректоры *Н.И.Бондаренко, З.Б.Боборыко*

Оператор *И.В.Скубий*

ИБ 974

Подписано к печати 24.06.80 г. АТ 08587. Формат 60x90¹/16. Бумага офсет. Офсет-печать. Усл.-печ.л. 10,25. Уч.-изд.л. 10,19. Тираж 700 экз. Изд. № 79-113. Зак. 6763. Цена 1р. 60 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета Белорусской ССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли. 220048, Минск, Парковая маг., 11.

Типография "Победа". Молодечно, Привокзальный переулок, 11.

УДК 628.12:628.113

Г а т и л л о П.Д., С т а р и н с к и й В.П. Анализ условий эксплуатации насосных станций Вилейско-Минской водной системы. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 3—12.

Излагаются результаты натуральных наблюдений на насосных станциях ВМВС, анализируются вопросы режима работы агрегатов и оперативного учета перекачиваемой воды, рассматривается ряд внутренних резервов повышения эффективности водной системы. — Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 10.

УДК 631.62:626.862 + 533.5

К у л а г и н а Г.Д. Учет нужд орошения в водохозяйственных балансах. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 12—17.

Установлено влияние асинхронности потребности орошения по территории и асинхронности стока и осадков во времени на величину потребности орошения в замыкающих створах бассейна рек. Дана количественная оценка показателей асинхронности, которая призвана способствовать выявлению дополнительных ресурсов воды. —Ил.1. Табл.1.Библиогр. 4.

УДК 333.9 + 626.81

Ш и ш о к и н С.А. Согласование ирригационного водопотребления внутрихозяйственных оросительных систем с водными ресурсами в пределах ограниченного числа лет. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 17—23

Рассматривается решение для оценки величин и вероятных обеспеченностей неполитых площадей, величин стока (водоподачи) и оросительных норм. Оно основано на локальной теореме Лапласа и позволяет определить наиболее вероятные обеспеченности как в случае бесперебойного покрытия водопотребления, так и для различного числа перебойных лет для условий сравнения вариантов размеров оросительной системы в пределах ограниченного числа лет. Приводятся общие и ряд частных решений для средних за ограниченное многолетие площадей неполитых земель внутрихозяйственных оросительных систем для различных гидролого-климатических условий и разных способов заданий исходных данных. — Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 15.

УДК 551.48

М о л ч а н Г.Н., К л е б а н о в А.В. Определение расчетной продолжительности весеннего половодья рек Полесья. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вы. 10, с. 23—27.

Предлагается метод определения расчетной продолжительности весеннего половодья рек равнинных районов, изученных и не изученных

в гидрологическом отношении. Полученная зависимость благодаря учету водности весны позволяет дифференцированно рассчитывать искомую продолжительность Т. — Табл. 3. Библиогр. 12.

УДК 627.153

Гриневич Л.А., Рутковский П.П. Вопросы инженерной защиты от наводнений в пойме р. Припять и влияние обвалования на режимы максимального стока. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 28—35.

В статье рассматриваются вопросы инженерной защиты пойменных земель реки Припять от затоплений паводковыми водами. Анализируются возможности применения водохранилищ многоцелевого назначения и сокращения продолжительности половодья, а также критерии применимости затопляемых и незатопляемых дамб обвалования. Приводятся результаты исследований влияния дамб обвалования на уровень режим максимального стока. — Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 3.

УДК 628.17

Лазарчик И.К. Состояние проектирования и основные направления совершенствования внутренних систем водоснабжения высотных зданий. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 35—38.

Анализируются некоторые аспекты зонного водоснабжения жилых зданий исходя из практики проектирования и литературных данных. Указывается на актуальность таких вопросов, как определение количества вводов в многосекционное здание, количество зон в здании повышенной этажности и минимальное количество зданий, которые экономически выгодно объединять единой зонной системой водоснабжения в микрорайоне. — Библиогр. 5.

УДК 628.142

Лазарчик И.К. Использование метода математического планирования эксперимента для изучения влияния факторов на эффективность зонирования систем водоснабжения. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 39—46.

Излагаются результаты определения связей основных факторов, влияющих на зонное водоснабжение, с параметрами водопроводной сети, потребителя и территории города. Уравнения, описывающие поведение системы, получены с помощью метода математического планирования эксперимента.

Полученные уравнения регрессии для напора в зоне, число зон и приведенных затрат для объекта в целом могут рассматриваться как математическая модель зонной системы водоснабжения. — Табл. 4. Библиогр. 5.

УДК 628.143.001.2

Старинский В.П. Проектирование водоводов минимальной приведенной стоимости и заданной надежности подачи воды потребителям. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 46—55.

Рассматривается методика проектирования водоводов минимальной приведенной стоимости и заданной надежности подачи воды. Приводятся расчетные зависимости для определения экономически наиболее выгодных скоростей транспортирования воды по водоводам, оптимального числа ниток водоводов и требуемого числа перемычек между ними. — Библиогр.3.

УДК 628.152

С е д л у х а С.П. Расчет предельных расходов для независимо работающих водопроводных линий с учетом местных условий строительства и эксплуатации. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 55—59.

Предложен метод расчета предельных расходов для заданных сортаментных диаметров с учетом местных условий строительства и эксплуатации.

Приводится сравнение с существующими методами расчета. Уменьшение приведенных затрат при расчете по предлагаемому методу может достигать в отдельных случаях 15% и более. — Табл. 1. Библиогр. 7.

УДК 628. 1/2

Л и в ш и ц Л.М., С а ч к о в В.И., Ю х и м у к Н.И. Опыт проектирования бессточных систем водоснабжения промышленных предприятий. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып.10, с. 59—63.

Изложены современные методы проектирования бессточных систем водоснабжения и канализации промышленных предприятий. Приведены основные технико-экономические показатели бессточных систем на примере разработки ряда проектов промышленных предприятий.— Библиогр.3.

УДК 628.001.2:622.765

С е д л у х о Ю.П. К методике расчета и прогнозирования водно-химического режима систем оборотного водоснабжения горнохимических предприятий. "Водное хозяйство и гидротехническое хозяйство", 1980, вып. 10, с. 63—68.

В статье приводятся уравнения материального баланса систем оборотного водоснабжения обогатительных фабрик. Показана возможность применения простых эмпирических зависимостей для расчета водно-химического режима оборотных систем, которые достаточно точно отражают суммарное изменение концентраций растворенных солей в оборотной воде при неоднократном ее использовании. — Ил. 2. Библиогр. 5.

УДК 556.048

З а к р ж е в с к и й П.И., Н о в и к о в А.А. Особенности формирования уровней грунтовых вод осушаемой территории в системе канал-коллектор-дрены. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 69—75.

Разработана математическая модель для территории, осушаемой систематическим дренажем совместно с открытой проводящей сетью.

Выполнена проверка соответствия принятых закономерностей описания процессов и метода пошажного (временного) расщепления задаче моделирования.

Численным решением задачи определена роль элементов дренажной системы в осушении территории. — Ил. 3. Библиогр. 6.

УДК 532.546

В е р е м ч у к И.А. Фильтрация из канала с одновременным поливом полосообразного участка. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 75—78.

Используя методы математической физики, дано решение задачи фильтрации из канала с изменяющимся уровнем воды в одной из его частей при одновременном поливе переменной интенсивности в однородном анизотропном грунте. — Ил. 1. Библиогр. 3.

УДК 631.6:626.86

Р у д о й А.У., М а к о е д В.М. Некоторые особенности осушительного действия дренажа в почвах разной степени заболоченности. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 78—84.

Рассматриваются вопросы формирования режима уровней грунтовых вод и дренажного стока на дренированных почвах разной степени заболоченности в годы различной водности. Предлагается дифференцированно подходить к осушению почв со сложной структурой почвенного покрова. — Ил. 1. Табл. 2.

УДК 626.862

М и н а е в И.В. Приведение функций цели к виду, удобному для расчета оптимальных параметров дренажа. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 84—93.

Рассматривается математическая модель дренажной системы, состоящая из коллектора и дрен. Среди варьирующих параметров системы выделены важнейшие — расстояние между дренами и глубина их заложения. Функция цели математической модели, выражающая приведенные затраты, содержит функции-слагаемые и функции-множители, которые исключают применение градиентных методов к решению задачи. Применяется метод аппроксимации функций, который позволяет заменить сложные функции-множители более простыми и применить градиентные методы. — Ил. 1. Табл. 4. Библиогр. 6.

УДК 626.86.003.1

В а л и ц к и й С.В. Экономическое обоснование сокращения сроков строительства мелиоративных объектов. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 93—97.

Экономическая эффективность сокращения сроков строительства объектов нуждается в своем обосновании в каждом конкретном случае. При сокращении сроков строительства объектов возникает как эффект так и ущерб, обусловленный ростом стоимости производственных фондов.

В статье дается методика определения общего эффекта и возможного ущерба, в основу которой положен комплекс экономических оценок дающих в условиях сложных взаимосвязей факторов наиболее оптимальное решение. — Библиогр. 5.

УДК 639.3.003.13

Д а в ы д о в А.П. Пути повышения эффективности рыбохозяйственной эксплуатации озер Белоруссии. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 97—103.

В статье рассматривается современное состояние озерного рыболовства и рыбоводства Белоруссии и пути повышения его эффективности. Приводятся данные по озерному рыбохозяйственному фонду, вылову рыбы, рыбопродуктивности, а также по планируемым на XI пятилетку капвложениям. — Табл. 3. Библиогр. 5.

УДК 627.514.001.57

В а с и л ь ч е н к о Г.В., Л у к о ш к о Р.Ф. Исследование уровня режима половодий на физической модели участка р. Припять при обваловании реки дамбами. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 103—109.

Рассматриваются вопросы методики моделирования уровня режима весенних половодий участка р. Припять на физической модели с искажением геометрических масштабов. Приводятся основные результаты исследований. — Ил. 1. Библиогр. 4.

УДК 532.57

Р о г у н о в и ч В.П., О с и п о в и ч А.А., Ц а ц у к Г.С. Распределение продольного компонента осредненной скорости в однородных по длине потоках трапецидального сечения. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 109—117.

Приводится полуэмпирическая формула для расчета распределения продольного компонента осредненной скорости в потоках трапецидального сечения. Сравнение вычисленных скоростей с измеренными в каналах показало удовлетворительное согласование. — Ил. 2. Библиогр. 7.

УДК 556.04/08

Б а л а е с к у л Н.М., З а я ц В.Н. Опыт тарировки водоизмерительных устройств на канализационных очистных сооружениях. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 117—122.

В статье освещаются вопросы методики тарировки лотков Вентури на канализационных очистных сооружениях, приводятся результаты тарировки действующих лотков, аналитические зависимости и оценка точности для тарировочных кривых. Работа имеет теоретическое и практическое значение для эксплуатационной гидрометрии. — Ил. 2. Библиогр. 8.

УДК 626.88:532

Козлов Д.А., Сидоров А.Н., Молочко А.В. Гидроциклоны для рыбнозащиты. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 123—128.

На основании выполненных исследований разработан гидроциклон нового типа, который может эффективно использоваться не только для осветления воды при водозаборе, но и как средство рыбнозащиты. — Ил. 3. Библиогр. 5.

УДК 532.5:637 + 518.3

Вопнярский И.П., Хейнман В.Б., Матвеева Я.И. Номограмма для определения сжатой глубины в нижнем бьефе гидросооружений. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 128—130.

Определение сжатой глубины в нижнем бьефе гидросооружений, исходя из уравнения Бернулли, сводится к решению кубического уравнения. Предлагаемая авторами шкальная номограмма позволяет получить значение относительной сжатой глубины путем одного наложения линейки. Номограмма дает достаточную точность. — Ил. 1. Библиогр. 2.

УДК 627.5

Левкевич Е.М., Сурма Н.В. Некоторые результаты исследований устойчивости плит креплений в установившемся потоке. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 131—134.

Приводятся результаты исследований действия установившегося потока на плиты креплений с открытыми швами дна и откосов земляных гидросооружений. Даны характеристики потоков над плитой и под ней для условий расположения плит на водопроницаемой подготовке. Показано наличие подъемной силы и ее влияние на устойчивость плит. — Ил. 3. Библиогр. 9.

УДК 627.4

Левкевич Е.М. К вопросу технико-экономической эффективности низконапорных земляных плотин и дамб с пологими верховыми откосами. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 135—140

Приводятся результаты исследований технико-экономической эффективности низконапорных плотин и дамб с пологими верховыми откосами.

Показано, что эти плотины, рассчитанные с учетом рекомендаций БПИ при эквивалентной длине разгона до 3,0 км, имеют меньшую стоимость по сравнению с аналогичными плотинами, рассчитанными по другим методикам. — Ил. 4. Библиогр. 13.

УДК 627.417.4

С а п о ж н и к о в Г.П. Учет проницаемости покрытий откосов плотин при определении высоты наката волн. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 140—144.

Приводятся методика и результаты опытов по определению высоты наката волн на крепления откосов земляных плотин с учетом их скважности. Предлагаются зависимости по определению высоты наката. — Ил. 2. Табл. 3. Библиогр. 9.

УДК 624.131.52

Б а н н и к о в Н.Д., С о б о л е в с к и й Ю.А., Х а р и т о н е н к о П.И. Напряжения быстрозагружаемых анизотропных по водопроницаемости оснований. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1980, вып. 10, с. 144—153.

Приводятся основные уравнения равновесия грунтовой массы анизотропного по водопроницаемости основания в условиях плоской задачи. Решение задачи о распределении начальных напряжений получено методом функции комплексного переменного. Сравнение влияния коэффициента Пуассона на начальное напряженное состояние показало на необходимость учета его. — Ил. 3. Библиогр. 4.