

УДК 626.01(362)

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

626
B62

И

ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО



ИЗДАТЕЛЬСТВО „ВЫШЭЙШАЯ ШКОЛА“

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ БССР

БЕЛОРУССКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

Республиканские межведомственные сборники

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО и гидротехническое строительство

ВЫПУСК 8

Минск "Вышэйшая школа" 1978

626
B62

Главный редактор

кандидат технических наук, доцент К.И. Шимко

Редакционная коллегия:

Г.В. Васильченко, Ф.П. Винокуров, П.Е. Лапчук,
И.М. Лившиц, И.В. Минаев (отв. секретарь), А.И. Мурашко,
Г.А. Перышкин, В.П. Старинский (зам. гл. редактора),
И.В. Филиппович

Начиная с данного выпуска республиканский межведомственный сборник "Водное хозяйство Белоруссии" будет выходить под названием "Водное хозяйство и гидротехническое строительство". Новое название более соответствует тематике статей, помещаемых в сборнике.

В десятой пятилетке в республике продолжают мелиоративные работы в больших масштабах. Огромный объем гидротехнических работ связан со строительством мелиоративных и других объектов водохозяйственного строительства, в частности с охраной окружающей среды, благоустройством зон отдыха вблизи водохранилищ, строительством водноспортивных объектов и т.д.

В работах, помещенных в сборнике, исследуются вопросы водохозяйственного строительства, гидрологии, гидравлики речных сооружений и т.д. Сборник предназначен для научных, инженерно-технических работников, преподавателей, аспирантов, студентов вузов соответствующего профиля.

В $\frac{30211 - 100}{M304(05) - 78}$ 74 - 78

© Издательство "Вышэйшая школа", 1978

И.В. Минаев, канд. техн. наук

ЭКОНОМИКО-МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ КОМПЛЕКСНЫХ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ, УЧИТЫВАЮЩИХ ОХРАНУ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

Комплексной мелиоративной системой будем называть систему с комплексом инженерных сооружений и работ (культурно-технических, планировочных и др.), обеспечивающих заданный водный режим почвы территории объекта и сохранение (или улучшение) природной обстановки как в контурах площади объекта, так и на прилежащих землях. Если необходимо выделить отдельно мелиоративную систему, обеспечивающую заданный (или предполагаемый) водный режим почвы без включения сооружений и мероприятий, обеспечивающих охрану природной среды, то будет употреблен термин "мелиоративная система" или "осушительная", "осушительно-увлажнительная", "система дождевания" и т.д.

Сооружения и мероприятия, обеспечивающие сохранение или улучшение природной обстановки, будут именоваться природоохранными сооружениями и мероприятиями или природоохранным комплексом мероприятий и сооружений.

В качестве примеров комплексных мелиоративных систем приводятся инженерные схемы, предназначенные для защиты природных объектов или для борьбы с загрязнением почвы, воды и воздуха.

На рис. 1 приводится схема осушения заболоченной территории (F_1) в пойме и использования дренажной воды на орошение прилежащей площади (F_2). В этой схеме инженерных мероприятий дренажная вода очищается от механических примесей в пруде, а растворенные вещества вместе с водой вновь попадают на поля орошаемой площади.

Русло реки перегораживается плотиной и дамбой для образования летнего пруда. Паводковые воды пропускаются через русловые сооружения. В посевной и меженный периоды, когда идет дренажный сток с повышенной концентрацией растворенных веществ, насосная станция подает этот сток (разбавлен

ный водой реки) в пруд, откуда он периодически забирает —ся на орошение. В некоторых случаях возможно объединение двух насосных станций в одну.

На рис. 2 приведена схема увлажнения песчаной гряды для предупреждения ее развеивания. Песчаная гряда находится внутри контура объекта мелиорации и защищается подачей воды из нагорно-ловчего канала. Такая схема защиты возможна при достаточно устойчивом стоке грунтовых вод из-под коренного берега поймы. В пределах песчаной гряды проектируется безуклонный инфильтрационный канал. В результате высокого положения УГВ в пределах песчаной гряды капиллярная кайма смачивает верхний слой песка и предупреждает его развеивание.

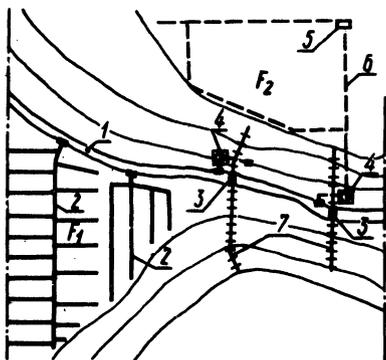


Рис. 1. Осушение в пойме и орошение прилегающей площади с созданием накопительного пруда: 1 - река; 2 - каналы осушительной системы; 3 - русловые сооружения; 4 - насосные станции; 5 - напорное сооружение для выпуска воды для орошения площади; 6 - напорный трубопровод; 7 - плотина и дамба накопительного пруда.

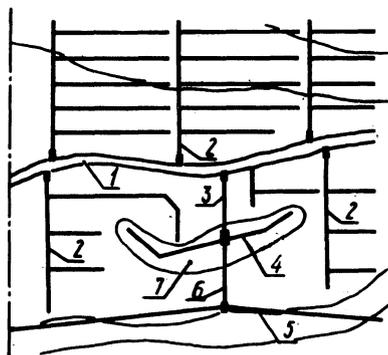


Рис. 2. Увлажнение песчаной гряды для предупреждения ее развеивания: 1 - река; 2 - каналы осушительной системы; 3 - сбросной канал; 4 - увлажнитель; 5 - нагорно-ловчий; 6 - питающий канал (трубопровод); 7 - песчаная гряда.

На рис. 3 представлены два варианта осушения заболоченного понижения в пойме реки. Первый вариант традиционный, предусматривает осушение участка магистральным каналом и дренажной сетью, второй — учитывает геологическое строение и гидрогеологические условия региона. С поверхности заболоченный участок оторфован, а ниже, до глубины 20 — 25 м, залегают водоносные пески, продолжающиеся под бортами понижения. По обеим сторонам заболоченного участка проектируется ряд скважин с тем, чтобы понизить УГВ и осушить по-

нижение. Поднятую воду предусматривается использовать для орошения прилегающих земель. Осушение заболоченного участка дренажем приведет к созданию чистого дохода несколько меньшего, чем в случае осушения и увлажнения этого участка. Однако орошение прилежащих земель почти удваивает чистый доход и несколько компенсирует возможное снижение влажности воздуха (компенсация изменения микроклимата).

На рис. 4 приведена схема упорядочения водного режима подтопленной территории. Весенний и осенний сток удаляется самотеком, поскольку ограждающие дамбы обвалования отсутствуют. Насосные установки подают воду в лоток (на дамбе) и понижают затем УГВ до нормы осушения соответствующего периода. Основная цель мероприятий по схеме – охрана природы, т.е. ликвидация заболоченности территории в летний пе-

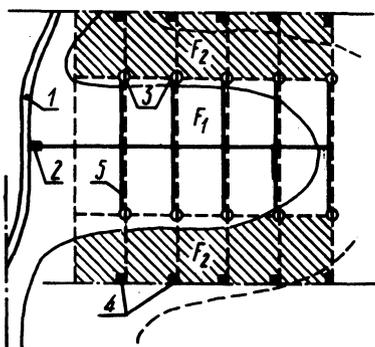


Рис. 3. Орошение прилежащих земель водой из дренажных колодцев: 1 - река; 2 - канал осушительной системы I варианта; 3 - дренажные колодцы; 4 - водовыпуски для орошения; 5 - водосбросные трубопроводы.

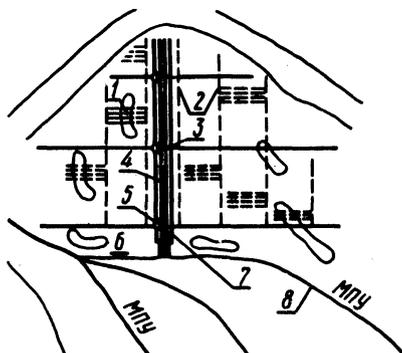


Рис. 4. Упорядочение водного режима подтопления территории: 1 - дрены; 2 - коллекторы; 3 - труба, соединяющая канал с приемным колодцем насосной установки; 4 - лоток; 5 - насосная установка; 6 - открытые каналы; 7 - дамба; 8 - укрепленный водосброс.

риод, оздоровление местности путем устранения болотной растительности. Одновременно территория используется для выращивания сельскохозяйственных культур позднего сева или трав (из-за неупорядоченного уровня режима водохранилища и отсутствия дамб).

На рис. 5 приведена схема упорядочения дорожной сети для предупреждения разрушения ландшафта, имеющего рекреационное значение. При осушении поймы ликвидируются полевые дороги для подъезда к песчаным грядам левого берега реки. Создаются подъезды на правом (высоком берегу) и сохраняется место отдыха на левом.

На рис. 6 приведена схема регулирования реки водоприемника с сохранением ее планового очертания. В результате работ по регулированию реки понижаются уровни (расчетные) воды в ней, но сохраняется (не полностью) очертание в плане, а русло реки проектируется как цепь проточных водоемов. Спрямяемые участки выполняются в виде каналов. Такое регулирование русел рек возможно при небольших расчетных расходах воды.

Для комплексных мелиоративных систем необходимо отдельно выделить затраты на строительство природоохранных сооружений и мероприятий, поскольку возможны различные участники комплекса. При комплексном решении природоохранных мероприятий денежные средства могут вноситься на долевых началах.

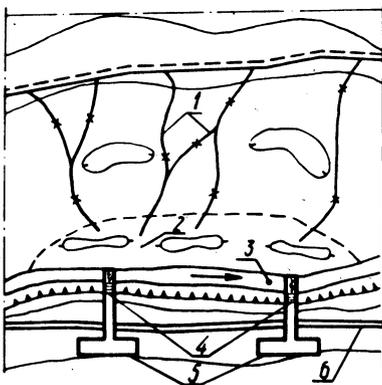


Рис. 5. Упорядочение дорожной сети для предупреждения разрушения ландшафта: 1 - ликвидируемые грунтовые дороги; 2 - река; 3 - спуски к реке; 4 - места стоянки машин; 5 - проектируемая дорога.

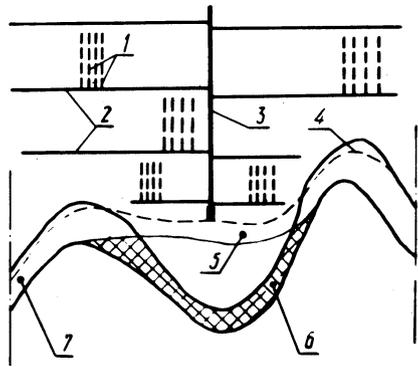


Рис. 6. Регулирование русла с частичным сохранением плавового ее очертания: 1 - дрена; 2 - коллекторы; 3 - магистральный канал осушительной системы с водовыпускным сооружением; 4 - участок реки, сохраняемый в естественном плавовом очертании, но углубляемый; 5 - спрямляемый участок реки; 6 - ликвидируемый участок реки; 7 - участок русла реки со спрямляемым одним берегом.

Размеры или параметры сооружений определяются назначением комплекса. Параметрами сооружения могут быть не только его размер, но и расстояние между дренами, глубина закладки дрен, которые не являются размерами сооружения (дрен). К параметрам систем могут относиться характерные величины не только с линейной, но и с более сложной размерностью (расход, м³/с; скорость, м/с и др.), а также с нулевой размерностью (уклон, обеспеченность уровней) и др.

От параметров мелиоративной системы зависит ее строительная стоимость.

Для комплексных мелиоративных систем критерием оптимальности параметров принимаем приведенные затраты, определяемые согласно типовой методике [7] или отраслевой инструкции [2] (по определению экономической эффективности капитальных вложений).

Основными понятиями в технико-экономических расчетах являются: функция цели, система ограничений, критерий оптимальности, решение функции. Все это объединяется термином «экономико-математическая модель» [1].

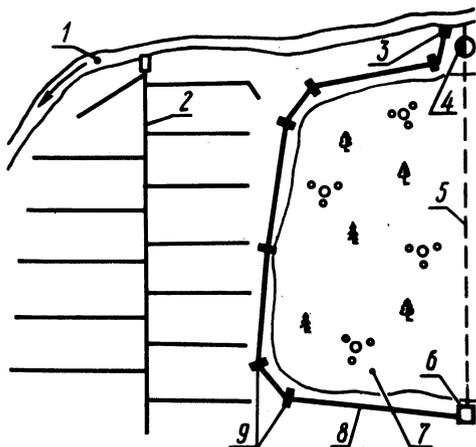


Рис. 7. Инженерные мероприятия по консервации уровня грунтовых вод (УГВ) на территории заповедника с сохраняемой флорой и фауной: 1 - река; 2 - магистральный канал осушительной системы; 3 - водосбросные сооружения; 4 - насосная установка; 5 - напорный трубопровод; 6 - напорное сооружение; 7 - территория заповедника; 8 - инфильтрационный канал; 9 - перегораживающие (подпорные) сооружения).

В качестве примера взята мелиоративная система (рис. 7), состоящая из дрен, коллекторов и магистрального канала, впадающего в регулируемую реку-водоприемник. Часть поймы реки, в которой проектируется мелиоративная система, ранее была отведена под заповедник. Для исключения влияния мелиоративной системы на территории заповедника проектируются следующие сооружения: насосная установка с напорным трубопроводом и напорным (водовыпускным) сооружением, инфильтрационный канал с перегораживающими (подпорными) сооружениями, водосбросное сооружение на инфильтрационном канале. Эти сооружения следует считать природоохранными, поскольку инфильтрация воды из канала позволяет законсервировать УГВ на необходимых (существующих) отметках в различные периоды года.

Капитальные вложения в строительство целевой (производственной) мелиоративной системы состоят из затрат на

строительство дрен ($K_{др}$), коллекторов ($K_{кл}$), магистрального канала с водовыпускным сооружением ($K_{МК}$) и затрат на регулирование водоприемника ($K_{впр}$). Ежегодные издержки по целевой системе складываются из затрат по обслуживанию закрытой и открытой дренажной сети и водоприемнику (основная часть затрат - заработная плата обслуживающего и управленческого персонала) и амортизационных отчислений по элементам дренажной системы на восстановление и капитальный ремонт $C_{ц}$. Затраты на текущий ремонт включаются в ежегодные затраты по обслуживанию системы, поскольку отчисления на текущий ремонт от основных фондов невелики [2]. Если система не самотечная, а насыщена насосными установками, дождевальными машинами и другой техникой, то отчисления на текущий ремонт будут существенными и могут выделяться отдельным слагаемым в сумме ежегодных издержек.

Учитывая количество элементов (или сооружений) системы, формулу приведенных затрат по i -му варианту можно записать так:

$$E_n \sum_{j=1}^4 K_{ji} + \sum_{j=1}^4 C_{ji} = \min, \quad (1)$$

где K_{ji} - капитальные вложения по элементам мелиоративной системы $K_{1i} = K_{дрi}$; $K_2 = K_{клi}$; $K_3 = K_{МКi}$; $K_4 = K_{впрi}$; C_{ji} - ежегодные издержки по элементам мелиоративной системы $C_{1i} = \eta_1 K_{1i} + C_{э1i}$; $C_{2i} = \eta_2 K_{2i} + C_{э2i}$; $C_{3i} = \eta_3 K_{3i} + C_{э3i}$; $C_{4i} = \eta_4 K_{4i} + C_{э4i}$; $\eta_1 = \eta_{др}$; $\eta_2 = \eta_{кл}$; $\eta_3 = \eta_{МК}$; $\eta_4 = \eta_{впр}$ - доли амортизационных отчислений (на восстановление и капитальный ремонт) по соответствующим элементам дренажной мелиоративной системы.

Формулу (1) для i -го варианта можно также представить в виде

$$K_{1i} (\eta_1 + E_n) + K_{2i} (\eta_2 + E_n) + K_{3i} (\eta_3 + E_n) + K_{4i} (\eta_4 + E_n) + C_{эi} = \min, \quad (2)$$

где $C_{эi} = \sum_{j=1}^4 C_{эji}$ - эксплуатационные затраты по системе. В выражении (2) представлены приведенные затраты по дренажной системе без учета затрат на природоохранные сооружения.

Увеличение расстояний между дренами (B) и уменьшение глубины их закладки (h) выгодно в стоимостном отношении. Однако такое изменение параметров приводит к ухудшению мелиоративного состояния почвы; почва послевадет не в оптимальные сроки и возникает опоздание с началом полевых работ, началом сева яровых культур и началом нормальной вегетации (для трав и озимых культур). Опоздание со сроком сева (или началом вегетации) приводит к снижению урожайности культур, т.е. возникает ущерб ($Y_{щ1}$), который в стоимостном виде выражается следующим образом:

$$Y_{щ1i} = \Delta Y_{p1i} F_c \bar{c},$$

где $Y_{щ1}$ - ущерб весеннего (предпосевного) периода в i -ом варианте параметров системы; ΔY_{p1i} - потери урожайности из-за неоптимальных сроков сева (начала вегетации); F_c - площадь (нетто) дренажной системы; \bar{c} - закупочная цена (средняя) по культурам. Здесь ущербы вычисляются по стоимости валовой продукции (а не чистому доходу), поскольку с потерей урожайности теряются и затраты на выращивание урожая.

В осенний период уборка урожая должна быть проведена в оптимальные сроки и за определенное количество дней (для зерновых за 7 дней [4]). Увеличение расстояний между дренами и уменьшение глубины их закладки приводит к потерям урожайности культур в осенний период [4]. Ущерб от потери урожайности осеннего периода можно выразить формулой

$$Y_{щ2i} = \Delta Y_{p2i} F_c \bar{c},$$

где ΔY_{p2i} - потери урожайности культур (в i -ом варианте параметров) осеннего периода.

Запись формул ущербов предполагает выращивание культур на землях системы одностороннего действия (без увлажнения почвы в летний период), а также при условии, что потери урожайности происходят ежегодно; если же принять, что эти потери происходят только в некоторые годы, то необходимо их умножить на принятую (или установленную расчетом) обеспеченность лет по потерям: $p_1 Y_{щ1i}$, $p_2 Y_{щ2i}$, p_1 - обеспеченность (в долях) потерь урожая в весенний период, p_2 - то же, в осенний период. Все затраты приводятся к условиям, при которых можно получить максимальную урожайность. Для этого

в уравнение (2) включаем ущербы от потерь урожайности в весенний и осенний периоды и записываем

$$\sum_{j=1}^4 K_{ji} (\eta_j + E_H) + \sum_{j=1}^4 C_{эji} + \sum_{k=1}^2 Y_{щki} P_{ki} = \min, \quad (3)$$

где j - номер элемента мелиоративной системы; i - вариант параметров системы (h_{di}, B_{di}); k - вид ущерба ($k=1; 2$).

Величины ущербов включаются в уравнение (2) на следующем основании. На строительство мелиоративной системы из бюджета изымается некоторая сумма денежных средств, однако платить за создание системы возможно не только суммами бюджета, но и продукцией с данного объекта, поэтому ущербы выступают здесь в виде платы (или затрат).

В уравнение (3) необходимо включить амортизационные отчисления по уборочным машинам ($k_5 \eta_5$) и ежегодные затраты на уборку дополнительного урожая ($C_{э5i}$), т.е. добавить два слагаемых $K_{5i} (\eta_5 + E_H) + C_{э5i}$. Если возможно установить зависимость этой суммы от параметров системы, то ее включают в ежегодные затраты. Тогда уравнение (3) будет иметь вид

$$\sum_{j=1}^5 K_{ji} (\eta_j + E_H) + \sum_{j=1}^5 C_{эji} + \sum_{k=1}^2 Y_{щki} P_{ki} = \min. \quad (4)$$

За ущерб можно принять приведенные затраты в заменяющем варианте, если возмещение потерянной продукции возможно на другом земельном участке, требующем мелиорации. В выражении (4) затраты соответствуют сроку строительства дренажной системы в течение одного года, т.е. строительству системы площадью 200-250 га (СН 440-72 Госстроя СССР).

Если же площадь больше, то срок строительства увеличивается, например, для дренажной системы площадью 1000 га он составляет 24 месяца. В соответствии с требованием инструкции "сравнение вариантов следует производить приведением затрат более поздних лет к текущему моменту путем применения коэффициента приведения . . ." [3, с.13]. С учетом коэффициента приведения (B_t) капитальные вложения можно вычислить по формуле (3)

$$K_{пр} = \sum_{t=1}^T K_t B_t = \sum_{t=1}^T K_t \frac{1}{(1+E_{H,п})^{T-1}}, \quad (5)$$

где K_t - приведенные затраты в t -м году по сравниваемым вариантам; $E_{нп}$ - норматив для приведения разновременных затрат (0,08)^{нп}; t - период времени приведения в годах; T - продолжительность строительства в годах.

С учетом приведения капитальных вложений по времени функцию цели (7) можно теперь записать в виде

$$\sum_{j=1}^5 K_{пр j} E_{нп} + \sum_{j=1}^5 K_{j} \eta_j + \sum_{j=1}^5 C_{э j} + \sum_{k=1}^2 Y_{щ k} P_{k i} = \min. \quad (6)$$

Инструкция [2] требует также, чтобы в вариантах с различной продолжительностью строительства учитывался дополнительный чистый доход, получаемый за период ввода объекта в эксплуатацию. Для систем с различными вариантами параметров практически срок строительства и введения объекта в строй одинаков. Однако возможно внутреннее перераспределение капитальных вложений по периодам строительства, так как при больших расстояниях между дренами срок их строительства несколько сокращается. Кроме того, инструкция [2] рекомендует учитывать чистый доход, получаемый с мелиорируемых земель по годам освоения (до полного ввода объекта в действие). Этот расчет капитальных вложений можно произвести по способу, изложенному в [5] или [8].

Для более детального анализа функции цели используем функцию (4). Представим функцию (4) в виде суммы функций от двух (h, B) и одной (h) переменной. При изменении параметров дренирования (h, B) вычисляются удельные (на

$$1 \text{ га) приведенные затраты } (\bar{S}_{пр} = \frac{S_{пр}}{F_{пр}}):$$

$$\bar{S}_{пр} = \left(\frac{S_{др}(h, B)}{F_{др}} + \frac{S_{кл}(h, B)}{F_{кл}} + \frac{S_{МК}^j(h)}{F_c} + \right. \quad (7)$$

$$\left. + \left(\frac{S_m}{F_c} + \frac{S_{э}(h, B)}{F_c} + \frac{Y_{щ1}(h, B)}{F_c} + \frac{Y_{щ2}(h, B)}{F_c} \right) \right) = \min,$$

$$h_{\min} \leq h \leq h_{\max}; \quad B_{\min} \leq B \leq B_{\max},$$

где S (с индексами) - затраты по соответствующим элементам системы, умноженные на $(\eta_j + E_{нп})$ (уравнение (2)); $S_{э}$ - эксплуатационные затраты, не зависящие от параметров сис-

темы; S_m - затраты, связанные с приобретением дополнительной уборочной техники (зависящие от потерь урожайности культур); $F_{др}$, $F_{кл}$, F_c - площади (соответственно), обслуживаемые одной дренажной, коллекторной и площадью системы; h_{min} , h_{max} , B_{min} , B_{max} - ограничения, накладываемые на изменение переменных.

Ограничения могут быть и более существенными. Например, ограничения, накладываемые на функцию, выражающую стоимость трубок коллектора. При некоторых значениях h_i и B_i потребуются трубы диаметры трубок коллектора, не выпускаемые заводами (из данного материала); в этом случае на функцию накладывается ограничение $S_{кл}(h, B) \leq S_{кл}^{max}$. Все это касается и функций, выражающих приведенные затраты по магистральному каналу и водоприемнику. Топографические, гидрологические, гидравлические и другие условия могут мешать увеличению физических размеров этих сооружений. Тогда увеличение приведенных затрат будет невозможно, т.е. возникнут ограничения по максимуму приведенных затрат:

$$S_{МК}(h) \leq S_{МК}^{max}; \quad S_{Впр}(h) \leq S_{Впр}^{max}(h).$$

Затраты на строительство целевой мелиоративной системы непосредственно оказывают влияние на величину чистого дохода, а природоохранные сооружения - опосредованно, поддержанием определенных условий существования природной обстановки. Следовательно, все сооружения и проводимые работы по мелиоративной системе и природоохранным сооружениям можно рассматривать как мероприятия, изменяющие сложившуюся природную обстановку в нужном направлении (увеличение сельскохозяйственной продукции).

Значения приведенных затрат обычно связаны с какой-то производственной величиной; получаемой продукцией, объемом поданной воды или площадью объекта. Для комплексной мелиоративной системы такой обобщающей величиной следует считать площадь объекта. Приведенные затраты по природоохранным сооружениям можно рассматривать, как ущерб внешнего характера, поскольку строительство этих сооружений обеспечивает нормальное функционирование мелиоративной системы и сохранение природной обстановки заповедника; эти капитальные вложения можно определить, как сопряженные. Ущерб внешнего характера с учетом стоимости природоохранных сооружений и их эксплуатации

$$Y_{\text{щз}} = K_{\text{н.с}}(\eta_6 + E_{\text{н}}) + K_{\text{ф.к}}(\eta_7 + E_{\text{н}}) + K_{\text{с}}(\eta_8 + E_{\text{н}}) + C_{\text{э.н.с}} + C_{\text{э.п.с}}, \quad (8)$$

где K - (с индексами) капитальные вложения по насосной станции, фильтрационному каналу, сооружениям (трубопроводу, напорному сооружению, перегораживающим и сбросному сооружениям); $C_{\text{э.н.с}}$ - эксплуатационные затраты (включая текущий ремонт) по насосной станции; $C_{\text{э.п.с}}$ - эксплуатационные затраты по природоохранным сооружениям.

Функция ущерба, сформированная на основе приведенных затрат по (8) будет иметь вид

$$\bar{Y}_{\text{щз}} = \frac{S_{\text{н.с}}(h)}{F_{\text{с}}} + \frac{S_{\text{ф.к}}(h)}{F_{\text{с}}} + \frac{S_{\text{с}}(h)}{F_{\text{с}}} + \frac{C_{\text{э.н.с}}(h)}{F_{\text{с}}} + \frac{C_{\text{э.п.с}}}{F_{\text{с}}}, \quad (9)$$

где $\bar{Y}_{\text{щз}} = \frac{Y_{\text{щз}}}{F_{\text{с}}}$; $F_{\text{с}}$ - площадь дренажной системы (нетто).

Функция $\bar{Y}_{\text{щз}}$ зависит от одной переменной (h), так как с возрастанием глубины УГВ на дренируемой территории увеличивается глубина инфильтрационного канала (хотя возможно и не пропорционально h), мощность насосной установки и т.д. Эта функция практически не зависит от расстояния между дренами (теоретически такая зависимость существует). Поскольку природоохранные сооружения строятся одновременно с мелиоративной системой, то необходимо учесть фактор времени и поэтому общий вид функции цели будет иметь вид

$$\bar{S}_{\text{пр}} = \left[\left(\frac{S_{\text{др}}(h, B)}{F_{\text{др}}} + \frac{S_{\text{кл}}(h, B)}{F_{\text{кл}}} + \frac{S_{\text{МК}}(h)}{F_{\text{с}}} + \frac{S_{\text{впр}}(h)}{F_{\text{с}}} \right) B_{\text{т}} + \left(\frac{S_{\text{м}}}{F_{\text{с}}} + \frac{S_{\text{э}}}{F_{\text{с}}} + \frac{Y_{\text{щ1}}(h, B)}{F_{\text{с}}} + \frac{Y_{\text{щ2}}(h, B)}{F_{\text{с}}} \right) \right] + \frac{Y_{\text{щз}}(h) B_{\text{т}}}{F_{\text{с}}}, \quad (10)$$

где $B_{\text{т}} = 1: (1+E_{\text{н.п}})^{T-1}$ - коэффициент приведения капитальных затрат при сроке строительства T ; $h_{\text{мин}} \leq h \leq h_{\text{макс}}$; $B_{\text{мин}} \leq B \leq B_{\text{макс}}$.

Существуют и другие виды капитальных затрат при освоении вновь осушенных земель (на производство культур - технических, планировочных работ, внесение удобрений на первичное освоение, известкование и пр.). Однако стоимость этих видов работ в функцию цели включать не следует, по-

сколько они не зависят от выбранных параметров системы и поэтому не окажут влияния на величину оптимальных параметров. Следует отметить, что в других случаях эти затраты включать необходимо [6].

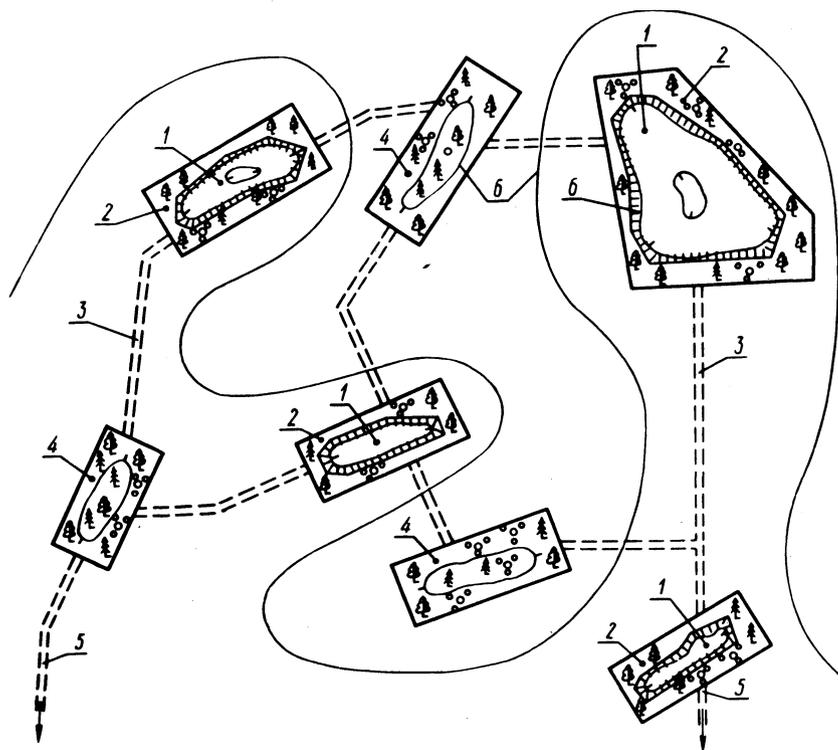


Рис. 8. Круговые угодья на периодически переувлажняемых тяжелых почвах с целью создания благоприятных условий для обитания полевой дичи: 1 - прудок; 2 - лесокустарниковые посадки вокруг прудка; 3 - коммуникации; 4 - лесокустарниковые посадки на возвышениях; 5 - водосбросы за пределы мелиорируемой территории; 6 - горизонтали.

Как уже указывалось, некоторые комплексные системы имеют природоохранные сооружения, выполняющие роль и мелиоративных. В качестве такой системы рассмотрим мелиоративную систему (рис. 8), проектируемую на землях тяжелого механического состава при одновременном использовании этих земель как сельскохозяйственных и охотничьих угодий. В местных понижениях образуются прудки, обсаженные лесокустарниковой растительностью, задерживающей вынос семян сорных растений на поля и служащей укрытием для животных. На возвышениях проектируются лесокустарниковые посадки. Ос-

тальные понижения и возвышения засыпаются и срезаются в результате планировки. Избыточная вода резервируется в прудках или сбрасывается по каналам и закрытым дренам.

Чистый доход должен исчисляться для такой системы, как сумма чистых доходов от сельскохозяйственного производства и от использования земель в качестве охотничьих угодий. Основными недостатками такой организации территории является снижение коэффициента земельного использования (КЗИ) и возможное уменьшение длины гона сельскохозяйственных машин и угодий.

Математическая модель для такой системы может быть сформирована по критерию максимума дополнительного чистого дохода, отнесенного к величине суммарных капитальных вложений (на сельскохозяйственное производство и организацию охотничьего хозяйства), вызвавших прирост чистого дохода, т.е. по максимуму коэффициента экономической эффективности. Оптимизируемым параметром системы будет коэффициент земельного использования. Теоретически КЗИ может принимать значения от 0 до 1, т.е. максимум чистого дохода будет соответствовать случаю использования мелиорируемой территории как охотничьего хозяйства и сельскохозяйственного угодья.

Таким образом, комплексные мелиоративные системы могут иметь математические модели, сформированные по различным критериям оптимальности, и оптимальные параметры могут определять как минимум целевой функции, так и максимум.

Резюме. Проектирование комплексных мелиоративных систем позволяет учитывать требования охраны окружающей среды. Для каждой комплексной системы необходимо формировать математическую модель, с помощью которой возможно определить оптимальные параметры системы. Нахождение оптимальных параметров комплексных систем позволяет снижать затраты на их строительство и эксплуатацию.

Л и т е р а т у р а

1. Добровольский В.К. Экономико-математическое моделирование (вопросы методологии). Киев, 1975. 2. Инструкция (методика) по определению экономической эффективности капитальных вложений в орошение и осушение земель и обводнение пастбищ. М., 1972. 3. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве (СН 423=71). М., 1972. 4. Лыч Г.М. Эффективность мелиорации. М., 1975. 5. Методические указания по опреде-

лению экономической эффективности капитальных вложений в орошение земель в Нечерноземной зоне. Минск, 1974. 6. Ми-наев И.В. Расчет оптимальной длины ДМ "Фрегат" при заборе воды из скважины. - "Гидротехника и мелиорация", 1976, № 9. 7. Типовая методика определения экономической эффективности капитальных вложений. М., 1969. 8. Указания по методике определения экономической эффективности капитальных вложе-ний и новой техники в мелиорации. М., 1961.

УДК 627.88 + 624.145.8

Е.М.Левкевич, канд.техн.наук

СРОКИ И ДЛИТЕЛЬНОСТЬ ЛЕДОВЫХ ЯВЛЕНИЙ НА ВОДОХРАНИЛИЩАХ БССР

Ледовые явления на реках и водохранилищах оказывают существенное влияние на эксплуатацию гидротехнических соору-жений, а также на характер процессов, происходящих в бере-говой зоне. В ряде случаев для эксплуатации сооружений и их проектирования имеют большое значение не только харак-теристики ледяного поля, определяющие величину нагрузок, но и сроки наступления и окончания ледовых явлений. В частнос-ти, переформирования берегов водохранилищ и неукрепленных откосов земляных сооружений, подвергающихся действию волн, происходят только в период, свободный от льда, поэтому пра-вильное определение сроков начала и окончания ледовых явле-ний способствует более надежному прогнозу переработки бере-гов.

При этом представляют интерес средние даты за много-летний период, так как процесс переработки берегов происхо-дит в течение ряда лет, а новые формы берега образуются в результате осредненного во времени воздействия гидро-метеорологических и других факторов. Этот вопрос имеет су-щественное значение и для условий Белоруссии, так как водо-хранилища и озера, расположенные на ее территории, покры-ваются устойчивым ледовым покровом (кроме аномальных лет с небольшими отрицательными температурами).

В общем случае сроки начала и окончания ледовых явле-ний, а соответственно и их длительность могут быть опреде-лены по данным непосредственных наблюдений. Приближенно

они могут быть установлены по аналогии с другими водохранилищами или озерами, находящимися в сходных условиях, но для этого необходимо иметь обобщенные данные по их ледовому режиму. При полном отсутствии данных наблюдений на сходных водоемах сроки начала и окончания ледовых явлений и их длительность рассчитывают по данным наблюдений за температурой воздуха [2, 5, 8]. Для условий Белоруссии сроки начала и окончания ледовых явлений на водохранилищах могут быть определены по аналогии с другими водоемами по справочным данным [6], составленным на основе материалов наблюдений на озерах и водохранилищах [3, 4].

Учитывая важность рассматриваемого вопроса для прогноза переработки берегов, а также то, что в последние годы накопились новые данные наблюдений за ледовым режимом на водохранилищах и озерах, мы произвели проверку имеющихся рекомендаций по установлению сроков начала и окончания ледовых явлений и исследовали возможность применения некоторых методик при отсутствии данных наблюдений. Для изучения вопроса о длительности безледного периода нами были собраны данные по нескольким водохранилищам и озерам, на которых проводятся длительные наблюдения (табл. 1).

Данные о сроках начала и окончания ледовых явлений по выбранным водоемам брались из гидрологических ежегодников [3, 4]. При неустойчивом начале ледостава ежегодные сроки устойчивого ледостава определялись по общепринятой методике: если продолжительность перерыва была больше периода первого ледостава, за срок его наступления принималась дата повторного ледостава; если перерыв в ледоставе был меньше длительности первого ледостава, за начало его принималась дата первоначального установления. Затем были подсчитаны средние сроки начала и окончания ледостава и длительность безледного периода (табл. 1).

С целью проверки возможности использования осредненных данных для обобщений определялась изменяемость изучаемого явления за многолетние. Для этого строились графики изменения начала и окончания ледовых явлений на Осиповичском водохранилище, а также аналогичные графики по осредненным данным для исследованных водоемов (рис. 1). Как видно рис. 1, точки, соответствующие характерным срокам в каждом году, располагаются симметрично по обе стороны прямых, выражающих их среднее значение, что говорит о неизменяемости климатических и местных условий за рассматриваемый период.

Таблица 1. Сроки начала и окончания ледовых явлений на водоемах БССР (по данным наблюдений и расчетные)

Наименование водоема (водохранилища)	Характеристика водоема		Период наблюдений	Число лет наблюдений	замерзание			
	площадь, км ²	средняя глубина, м			наблюд.		расчетн.	
					средн. дата	откл. от средн.	дата	откл. от наблюд.
Бассейн								
Тетеринское	4,6	0,55	1966-69	4	28.11	+2	25.11	-3
Чигиринское	23,4	2,67	1966-71	6	29.11	+3	29.11	0
Заславское	31,1	3,5	1961-71	9	28.11	+2	29.11	+1
Осиповичское	11,9	1,5	1958-71	11	29.11	+3	27.11	-2
Оз. Выгоновское	26,0	3,5	1964-71	8	23.11	-3	3.12	+10
Оз. Червовое	43,7	2,0	1959-71	10	<u>20.11</u> 26.11	-6	<u>3.12</u> 29.12	+13
Бассейн								
Лепельское *	8,9	5,0	1969-70	2	5.12	+8	3.12	-2
Оз. Дрисвяты *	33,3	6,0	1957-70	13	30.11	+3	5.12	+5
Оз. Лукомльское	36,2	5,0	1957-70	14	2.12	+5	1.12	-1
Оз. Мядель	17,1	5,8	1968-70	5	28.11	+1	7.12	+9
Оз. Нещердо	27,4	3,5	1957-70	14	23.11	-4	27.11	+4
Оз. Освейское	48,6	1,3	1957-70	14	19.11	-8	24.11	+5
Оз. Дрисвяты	45,2	4,0	1957-70	14	28.11	-1	5.12	+7
Оз. Отолово	7,6	3,5	1957-70	14	<u>25.11</u> 27.11	-2	<u>29.11</u> 1.12	+4

Примечание: Звездочкой отмечены зарегулированные озера.

Ледовые явления									
оттаивание				продолжительность ледостава, дни		продолжительность безледного периода			
наблюд.		расчетн.		наблюд.	расчетн.	наблюд.		расчетн.	
средн. дата	откл. от средн.	дата	откл. от наблюд.			дни	откл. от средн., дни/%	дни	откл. от средн., дни/%
р. Днепр									
1,04	+6	12.04	+11	124	138	241	+8/3,3	227	-14/6,2
5,04	-1	8.04	+3	127	130	238	+5/2,1	235	-3/1,3
16,04	+10	17.04	+1	139	139	226	-7/3,1	226	0/0
11,04	+4	10.04	-1	133	130	232	-1/0,4	235	+3/1,3
8,04	+1	7.04	-1	136	125	229	-4/1,4	240	+11/4,6
<u>5,04</u>	-2	<u>5,04</u>	0	<u>132</u>	<u>119</u>	<u>233</u>	<u>0/0</u>	<u>246</u>	<u>+13/5,3</u>
7,04		10.04		132	130	233	/1,5%	235	/3,8%
р. Западная Двина									
5,04	-14	13.04	+8	121	131	244	+21/8,6	234	-10/4,3
15,04	-4	13.04	-2	136	139	229	+6/2,6	226	-3/1,3
3,04	-16	8.04	+5	142	146	223	0/0	219	-4/1,8
21,04	+2	15.04	-6	144	129	221	-2/0,9	236	+14/5,2
21,04	+2	19.04	-2	149	143	216	-7/3,2	222	+6/2,7
20,04	+1	19.04	-1	152	146	213	-10/4,7	219	+6/2,7
17,04	-2	19.04	+2	141	136	224	+1/0,4	229	+5/2,2
<u>19,04</u>	0	<u>19,04</u>	0	<u>142</u>	<u>138</u>	<u>223</u>	<u>0/0</u>	<u>227</u>	<u>+4/1,8</u>
19,04		16.04		143	139	223	/2,5%	227	/2,8%

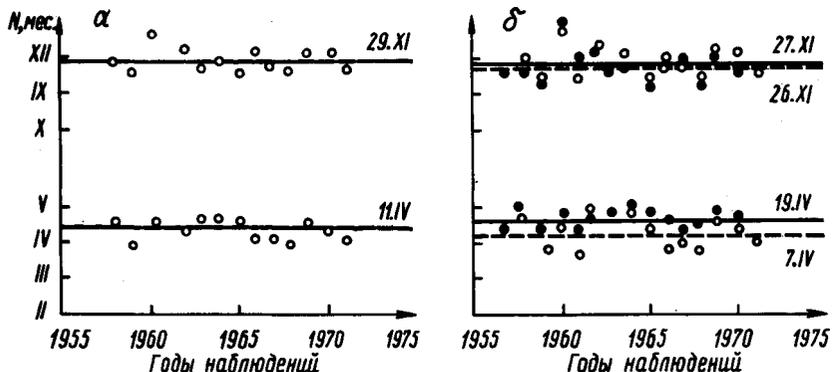


Рис. 1. Сроки начала и окончания ледовых явлений (N) на водохранилище Осиповичской ГЭС (а) и изучаемых водоемах (б) (табл 1): (сплошные линии - бассейн р. Днепр, штриховые - бассейн р. Зап. Двина).

С целью проверки возможности использования метода аналогии для установления сроков ледостава и оттаивания по данным близко расположенных водоемов были построены графики связи сроков замерзания и вскрытия ряда водохранилищ и озер (рис. 2). Анализ полученных данных показал, что нет полной аналогии в этих сроках для двух водоемов. Лишь в отдельных случаях отмечалась связь между сроками замерзания (рис. 2).

При дальнейшем анализе полученных данных была произведена проверка существующих связей и сделана попытка установления новых между сроками ледообразования и стаивания с факторами, их обуславливающими.

В общем случае на внутренних водоемах сроки ледостава и процесс формирования ледяного покрова зависят от теплозапаса воды в водоеме, интенсивности-теплотдачи водной массы,

обусловленной скоростью ветра и термическим состоянием атмосферы. Ледовые явления зависят также от термического и механического воздействия вод притоков и от характера колебаний уровня. Совместный учет всех этих факторов представляет собой сложную задачу.

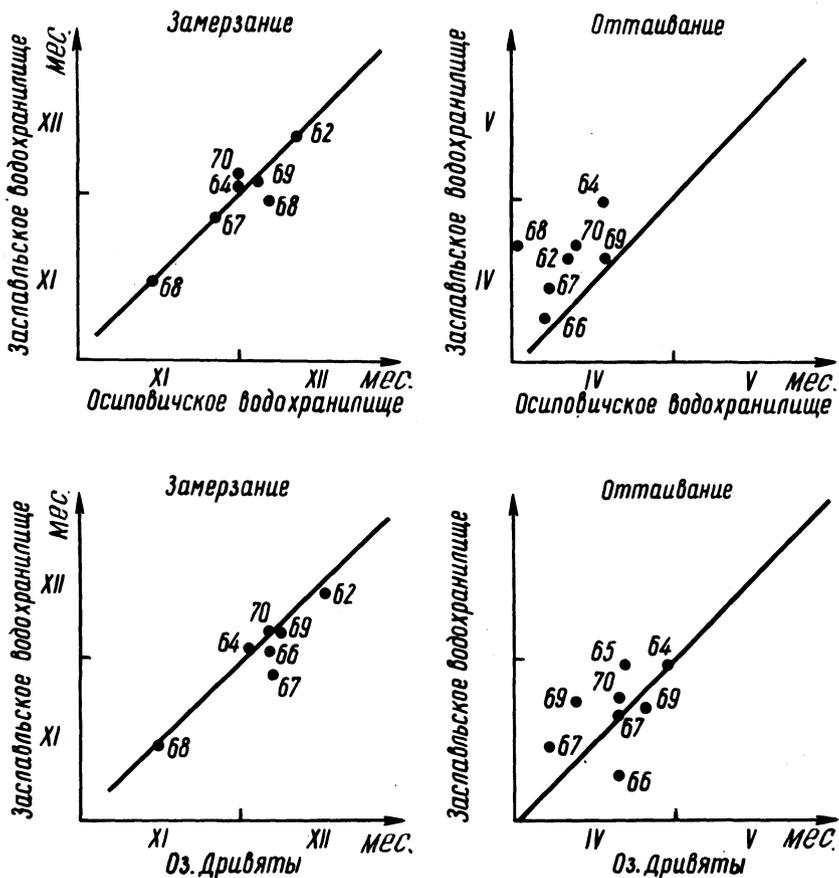


Рис. 2. Графики связи дат замерзания и вскрытия водохранилищ и озер (шфры у точек - годы наблюдений).

В первую очередь была рассмотрена возможность связи между датами перехода температуры воздуха через 0° и сроками начала и окончания ледовых явлений. Считается установленным [1, 5], что прямая связь между указанными сроками отсутствует. С целью проверки этого положения для исследованных объектов были построены графики зависимости между датами перехода температуры воздуха через 0° и характер-

ными сроками ледообразования (данные о температуре воздуха брались для ближайшей метеостанции по справочнику [7]). Как и следовало ожидать, графики показали, что связь между указанными характерными датами отсутствует (рис. 3).

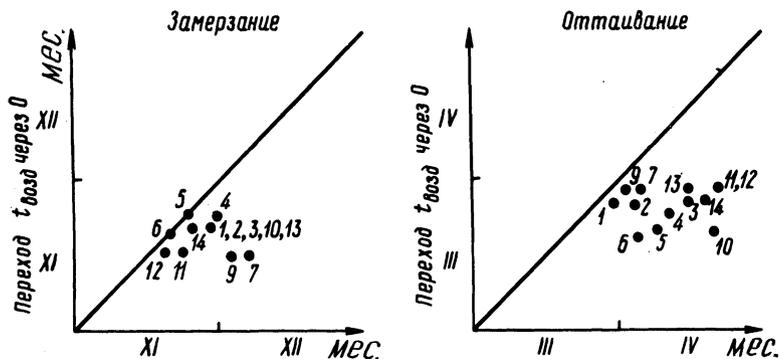


Рис. 3. Зависимость между датами перехода температуры через 0° и датами заморзания и оттаивания водоемов (цифры у точек - номера водоемов по табл. 1).

Широкое распространение получило положение, что сроки ледостава зависят от суммы отрицательных температур воздуха предледоставного периода с момента перехода этих температур через 0° [1, 5]. В свою очередь имеется связь между суммой этих температур и глубиной водоема (рис. 4), в какой-то мере характеризующей его теплозапас [5, 6].

Сроки таяния льда зависят от количества тепла, затрачиваемого на таяние снегового и ледяного покрова, мощность которого зависит от суммы отрицательных температур воздуха зимнего периода. На рис. 5 представлена связь между этими параметрами по данным В.В.Пиотровича [5, 6]. На рис. 4, 5 нанесены также точки, соответствующие значениям сумм отрицательных температур для исследуемых водоемов.

Как видно, для исследованных водоемов более удовлетворительно прослеживается связь между глубиной водоемов и суммой отрицательных температур до заморзания. Несколько хуже прослеживается связь между суммой отрицательных температур зимы и положительных весны при оттаивании. Последнее объясняется малым количеством наблюдаемых объектов, а также тем, что на малых водоемах второстепенные факторы (ветер, лесистость, общие условия теплообмена) приобретают большую значимость, чем на крупных водоемах, для которых зависимость, представленная на рис. 5, была получена в [5].

Проведенный анализ имеющихся данных показал, что оценка изучаемых явлений может быть дана по осредненным данным, приведенным в табл. 1. Как видно, среднемноголетние значения отдельных характеристик ледового режима для отдельных объектов имеют небольшие отклонения от среднего значения, причем наибольшие отклонения приходятся на долю Лепельского водохранилища.

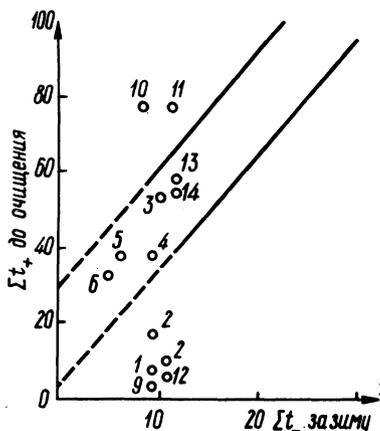


Рис. 4. График связи суммы отрицательных температур, необходимых для замерзания водоема со средней глубиной.

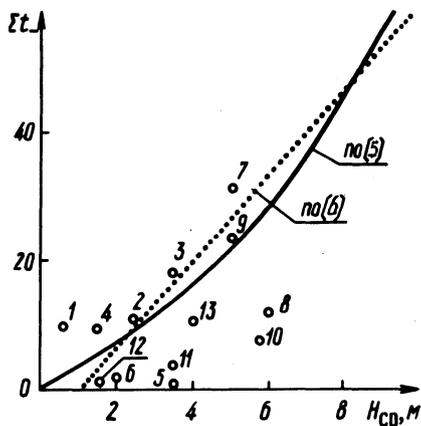


Рис. 5. График связи сумм среднесуточных положительных температур воздуха за день очищения от льда и сумм отрицательных среднемесячных температур воздуха за зиму.

Для оценки надежности сроков начала и окончания ледостава, которые могут быть получены расчетным путем, данные подсчитанные по методике В.В.Пиотровича [5], сравнивались с осредненными данными наблюдений. В основе этой методики лежит положение, что сроки замерзания водоема связываются с суммой отрицательных температур воздуха после устойчивого перехода их через 0° . Сроки же таяния определяются в зависимости от двух факторов: с одной стороны, от запаса холода (льда и снега), который может характеризоваться суммой среднемесячных температур за период ледостава, а с другой, — от количества тепла, которое имеется в атмосфере и характеризуется суммой среднесуточных температур после перехода через 0° (детально методика расчетов изложена в работе [5]).

По рекомендованной методике нами были для каждого объекта произведены подсчеты сроков замерзания, очищения от льда и длительности безледного периода, а затем произве-

дено сравнение в табличной форме и графически (рис. 6) полученных результатов с данными наблюдений. При этом сравнение сроков наступления производилось по дням, а длительности – по дням и в процентах. Отмечена достаточно близкая сходимость между наблюдаемыми характеристиками ледового режима и расчетными. Наибольшее отклонение в датах замерзания – 13 дней, в датах оттаивания – 8 дней, по длительности безледного периода – 14 дней, что составляет около 5%. Среднее же отклонение длительности безледного периода составляет 3,3%.

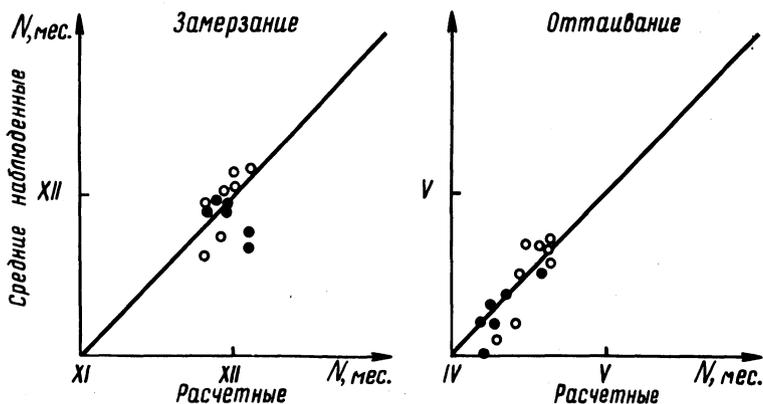


Рис. 6. Сравнение наблюдаемых средних и расчетных дат замерзания и оттаивания водохранилищ.

Таким образом, на водохранилище сроки начала и окончания ледовых явлений могут быть определены по данным натурных наблюдений или расчетным методом с достаточной для практики точностью [5]. Можно сделать следующие выводы по срокам и длительности ледовых явлений на водохранилищах, расположенных на территории БССР:

1) для расчетов переработки берегов водохранилищ принимается, что замерзание относительно крупных водоемов на всей территории республики происходит почти одновременно в третьей декаде ноября (средние даты для водоемов южной и северной частей республики – 26-27.11);

2) сроки очищения зеркала водоемов от льда разные для отдельных частей территории республики. На водоемах, расположенных в северной части республики (бассейн р. Зап. Двина), очищение происходит в конце второй декады апреля (средняя дата 15.04), в южной и восточной областях республики происходит раньше, примерно, на 7 дней (средняя дата 7.04);

3) в соответствии со сроками начала и окончания ледовых явлений длительность безледного периода для водоемов северной части республики может быть принята 223 дня (7,5 месяцев), а для южной и юго-восточных частей республики 233 дня (8 месяцев). Для приближенных расчетов длительность безледного периода может быть принята для всей территории республики одинаковой - 7,5 месяцев (с 15 апреля по 1 декабря);

4) методика определения сроков начала и окончания ледовых явлений на озерах и водохранилищах, приведенная в работе В.В.Пiotровича [5], дает удовлетворительную сходимость с данными натуральных наблюдений.

Резюме. Для расчета переработки берегов водохранилищ, расположенных на территории БССР, длительность безледного периода может быть принята равной 7,5 месяцев (с 15 апреля по 1 декабря).

Л и т е р а т у р а

1. Богословский Б.Б. Озероведение. М., 1960.
2. Булатов С.Н., Пиотрович В.В. Расчеты и прогнозы дат очищения от льда водохранилищ. - "Труды координационных совещаний по гидротехнике. Ледотермический режим свободных рек и подпертых бьефов и его регулирование". 1968, вып. 42.
3. Гидрологические ежегодники. Т. II., вып. 2,3. Бассейн р. Днепр. Л., 1958 - 1971.
4. Гидрологические ежегодники. Т. 1, вып.4. Бассейн р. Зап. Двина. Л., 1957 - 1971.
5. Пиотрович В.В. Образование и стаивание льда на озерах-водохранилищах и расчет сроков ледостава и очищения. М., 1958.
6. Ресурсы поверхностных вод СССР, Т. 5. Белоруссия и верхнее Поднепровье. Ч. 1. Л., 1966.
7. Справочник по климату СССР. Вып. 7. Температура воздуха и почвы. М., 1965.
8. Шуляковский Л.Г. Появление льда и начало ледостава на реках, озерах и водохранилищах. М., 1960.

УДК 626.86.003.1

А.И.Алтунин, канд.техн.наук, С.В.Валицкий

К ВОПРОСУ МОДЕЛИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ В ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Современные методы организации, планирования и управления строительством основываются на разработке и анализе

различного вида моделей, которые имитируют производственно-хозяйственную деятельность строительных организаций (ПМК, трестов) или организационно-технологическую последовательность строительных процессов на объектах.

Для моделирования строительных процессов в большинстве случаев используются графические модели в виде линейных и сетевых графиков или циклограмм. Модели в виде линейных графиков и циклограмм недостаточно выявляют взаимосвязь и динамику строительных процессов, не удовлетворяют современным требованиям технико-экономического анализа для принятия оптимальных решений и в связи с неизбежными изменениями в ходе производства требуют многократного пересоставления их и соответственно значительных непроизводительных затрат труда [2]. Сетевые модели (рис. 1), напротив, позволяют четко отразить организационные и технологические зависимости работ строительного процесса любой сложности, выделить главные из них, которые определяют продолжительность и конечный срок строительства объекта, а также позволяют наиболее эффективно произвести технико-экономический анализ организации строительства с применением ЭВМ.

Организация строительного процесса, даже строго детерминированного (при переустройстве осушительных систем на различных объектах), допускает некоторые вариации случайного характера. Это – выполнение отдельных видов работ зимой или летом, трудно учитываемые климатические, геологические, гидрогеологические и гидрологические условия, техническое состояние механизмов, квалификация механизаторов и рабочих, степень изученности объектов, качество плановых документов и т.д. Все эти факторы определяют продолжительность выполнения работ, что влечет за собой необходимость минимизации или максимизации критического пути, т.е. оптимизацию построенного реального сетевого графика по времени. Оптимизация по времени осуществляется, главным образом, на основе перераспределения ресурсов.

Задача о рациональном распределении ресурсов до сих пор не имеет удовлетворительного для практики решения и четкой математической постановки. Обычно она рассматривается при распределении ресурсов вдоль потока однородных работ [5]. Подобная постановка задач обусловлена автоматизированным методом поточной организации работ (АМПОР) [6]. Сущность его состоит в формировании потоков однородных работ и параллельном ведении работ по всем сформированным потокам.

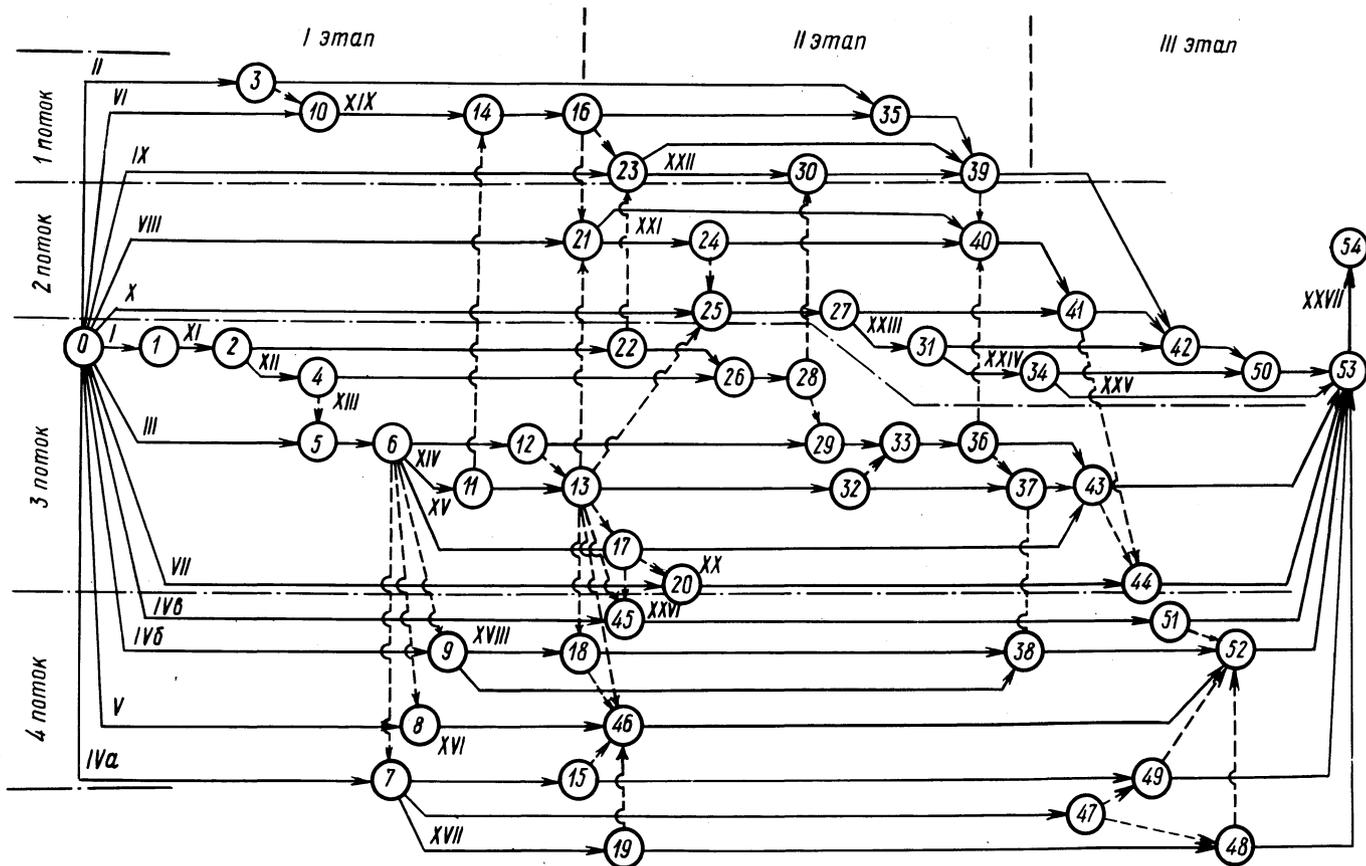


Рис. 1. Организационно-технологическая сетевая модель.

Положительно оценивая идею формирования потоков, необходимо заметить, что на практике нередко работы из разных потоков требуют для своего выполнения одних и тех же ресурсов. Следовательно, задача о распределении ресурсов вдоль потока однородных работ должна быть дополнена задачей о распределении ресурсов между работами, лежащими в разных потоках (возможное распределение ресурсов поперек потока – РРПП). Изложенные положения приняты за основу моделирования строительных процессов в гидромелиоративном строительстве.

Разработанная авторами типовая организационно-технологическая модель (ОТМ) представляет собой логическую сетевую модель, отображающую технологию гидромелиоративных работ, их взаимозависимость и последовательность выполнения на объектах переустройства осушительных систем. Она также учитывает последовательность и взаимозависимость участия исполнителей в поточном выполнении комплекса работ с возможным перераспределением ресурсов вдоль и поперек потока.

В результате привязки к конкретному объекту типовая модель становится реальным сетевым графиком. Имеющиеся работы на объекте получают количественные оценки, а отсутствующие на данном объекте работы можно считать фиктивными (логические связи), при этом топология остается постоянной. Анализ объектов мелиоративного строительства показывает, что таких фиктивных работ может быть около 20% от общего количества работ на ОТМ. Представленная ОТМ разработана таким образом, что ее можно применять для вновь начинаемых, переходящих и пусковых объектов, а также на отдельных комплексах (этапах) строительства. Для мелиоративных объектов с открытой сетью потребуется другая ОТМ.

Основными условиями разработки ОТМ являются: 1) охват полного перечня гидромелиоративных работ (табл. 1); 2) формирование или совмещение технологической последовательности выполнения отдельных видов работ с учетом наличия определенных ресурсов (отдельных механизмов) (рис. 1, табл. 1); 3) формирование нескольких видов работ в комплексные специализированные потоки с учетом выполнения их определенными ресурсами; 4) формирование логических связей между отдельными видами работ и комплексными специализированными потоками с учетом возможного перераспределения ресурсов в ходе строительства вдоль и поперек комплексных специализированных потоков в целях рационального их использования.

Организационно-технологическая модель состоит из 74 действительных работ и 35 логических связей (фиктивных работ). Все работы отличны друг от друга. Представленная модель дает возможность выполнять работы полностью и по частям в технологической последовательности и взаимозависимости.

Входящие в ОТМ 74 гидромелиоративные работы разделены на 27 видов работ (табл. 1) с учетом распределения и использования ресурсов в технологической последовательности вдоль потока (рис. 1). Большинству видов работ соответствуют отдельные горизонтальные линии, которые на рис. 1 обозначены римскими цифрами (римские цифры соответствуют порядковому номеру табл. 1).

Таблица 1.

№ п/п	Код работ	Наименование работ
1	2	3
1	0 - 1	Разбивка и выноска осей в натуру
2	0 - 3; 3 - 35	Срезка древесно-кустарниковой растительности с последующим сгребанием ее на мелиорируемых площадях
3	0 - 5	Изготовление и транспортировка сланей
4	0 - 7; 7 - 47; 0 - 9; 9 - 38; 0 - 45	Транспортировка материалов для строительства: а) шилов-регуляторов и мостов; б) труб-регуляторов и труб-перезодов; в) пешеходных мостиков, скотоперегонов и воронок
5	0 - 8; 8 - 46; 46 - 52; 52 - 53	Строительство дорог различной капитальности и назначения
6	0 - 10	Срезка и вывозка деревьев
7	0 - 20	Изготовление и транспортировка фашин до начала крепления откосов
8	0 - 21; 21 - 40	Транспортировка и распределение гончарных трубок по диаметрам и площадям дренирования
9	0 - 23; 23 - 39	Подготовительные работы для уничтожения древесно-кустарниковой растительности на мелиорируемых площадях
10	0 - 25; 25 - 27; 27 - 41; 41 - 42	Засыпка старой мелкой сети и дренажных траншей на мелиорируемых площадях
11	1 - 2; 2 - 22; 22 - 26	Срезка и сгребание древесно-кустарниковой растительности по трассам канала
12	2 - 4; 4 - 26; 26 - 28	Корчевка пней и удаление камней по трассам каналов

1	2	3
13	5 - 6; 6 - 12; 12 - 29; 29 - 33; 33 - 36; 36 - 43	Разработка магистральных каналов и каналов I порядка с повторной подчисткой
14	6 - 11; 11 - 13; 13 - 32; 32 - 37; 37 - 43	Разработка каналов II порядка с повторной подчисткой
15	6 - 17; 17 - 43; 43 - 53	Разравнивание отвалов каналов I и II порядков до и после повторной подчистки
16	7 - 15; 15 - 49; 49 - 53	Строительство шлюзов-регуляторов на всех каналах
17	7 - 19; 19 - 48; 48 - 53	Строительство мостов на всех каналах
18	9 - 18; 18 - 38; 38 - 52	Строительство труб-регуляторов и труб-переездов на всех каналах
19	10 - 14; 14 - 16; 16 - 35; 35 - 39	Корчевка пней и удаление камней на мелиорируемых площадях
20	20 - 44; 44 - 53	Крепление откосов и устройство дренажных устьев с заготовкой материалов
21	21 - 24; 24 - 40; 40 - 41	Дренаживание площадей
22	23 - 30; 30 - 39; 39 - 42	Уничтожение древесно-кустарниковой растительности на площадях дренаживания
23	27 - 31; 31 - 42; 42 - 50	Подъем целины
24	31 - 34; 34 - 50; 50 - 53	Дискование, планировка и прикатывание
25	34 - 53	Ручная сборка корчей и камней с вывозкой
26	45 - 51; 51 - 53	Строительство пешеходных мостиков, скотоперегонов, водопоев, открытых и закрытых воронок с одновременной транспортировкой материалов
27	53 - 54	Подготовка к сдаче (ввод площадей)
28	3 - 10; 4 - 5; 6 - 7; 6 - 9; 11 - 14; 12 - 13; 13 - 17; 13 - 18; 13 - 25; 13 - 45; 13 - 46; 15 - 46; 16 - 21; 16 - 23; 17 - 20; 17 - 45; 18 - 46; 19 - 46; 22 - 23; 24 - 25; 28 - 29; 28 - 30; 32 - 33; 36 - 37; 36 - 40; 37 - 38; 39 - 40; 41 - 44; 43 - 44; 47 - 48; 47 - 49; 48 - 52; 49 - 52; 51 - 52.	Логические связи

Из 27 видов работ сформированы 4 комплексных специализированных потока (на рис. 1 они отделены друг от друга горизонтальными пунктирными линиями): первый - свodka древесно-кустарниковой растительности на мелиорируемых площадях; второй - дренаживание площадей и оборот пласта; тре-

тий – подготовка трасс и разработка каналов всех порядков; четвертый – строительство сооружений.

Равнение отвалов и крепление откосов каналов отнесены к третьему потоку. Все потоки связаны между собой логическими связями. Первый поток связан с третьим, так как основная часть сводки древесно-кустарниковой растительности зависит от разработки каналов (11 – 14). Дренажные площади и оборот пласта по технологии зависят от разработки каналов (13 – 21) и от сводки древесно-кустарниковой растительности на площадях дренажного (16 – 21), и поэтому этот поток связан с первым и третьим. Третий комплексный поток связан со всеми потоками, так как он открывает фронт работы для всех остальных потоков (связи 6 – 7, 6 – 8, 6 – 9, 11 – 14, 13 – 21 и т. д.)

Весь срок строительства объекта делится на три этапа (рис. 1): первый – развертывание строительства и подготовительный период, который возможно осуществлять как в летний, так и в зимний периоды; второй – основной, когда на объекте максимальная запаралелленность выполняемых работ; третий – заключительный, когда производится свертывание строительства и подготовка объекта (этапа) к сдаче в эксплуатацию.

Второй этап строительства по продолжительности и по трудоемкости составляет основную часть модели.

В основу разработки топологии ОТМ были положены точность выполнения видов и комплексов гидромелиоративных работ и основные правила построения сетевых графиков. При разработке ОТМ авторами принято расчленение отдельных видов работ в потоке на три части (рис. 2).

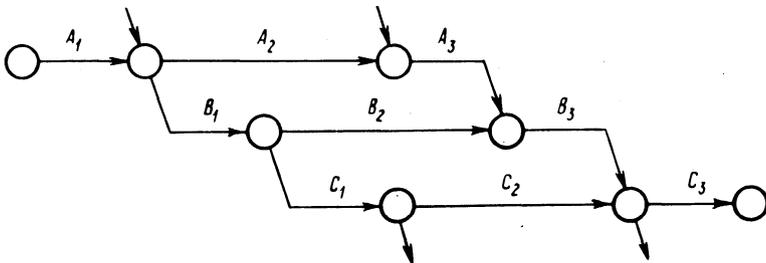


Рис. 2. Схема поточного выполнения работ: A_1, B_1, C_1 – начало отдельных видов работ в потоке или открытие фронта для каждого последующего вида работы в потоке; A_2, B_2, C_2 – параллельно выполняемые работы в потоке; A_3, B_3, C_3 – окончание работ или открытие фронта для завершения каждого последующего вида работ в потоке.

В качестве примера поточного выполнения отдельных видов работ в гидромелиоративном строительстве взята часть

сетевом графика (рис. 3). Введение события 25 внешне является как бы отклонением от классической схемы изображения поточного способа выполнения работ. На самом деле, оно не нарушает принципиальной схемы поточности, а является необходимым в целях отображения зависимости продолжения засыпки старой мелкой сети от разработки каналов и наличия фронта работ для засыпки траншей. Конечная, завершающая работа – ручной сбор корчей (работа 34 – 53) – изображена в ОТМ без расчленения, так как от нее не зависят никакие другие работы.

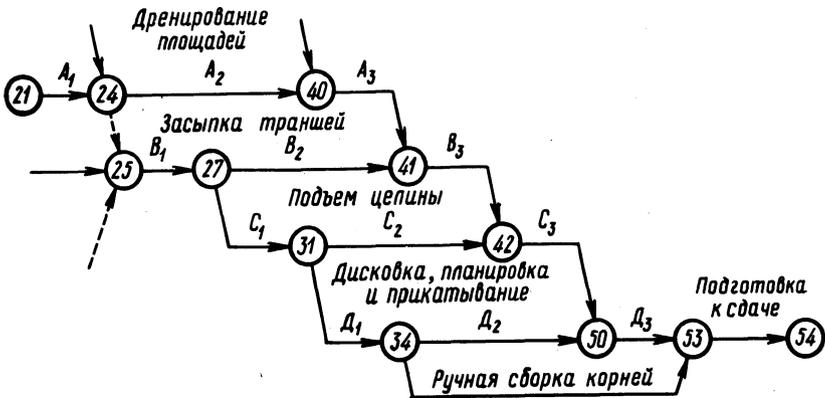


Рис. 3. Фрагмент сетевой модели: 21 – 24; 24 – 40 – укладка дрен до начала засыпки траншей (открытие фронта работ для засыпки траншей); 40 – 41 – окончание укладки дрен после сводки древесно-кустарниковой растительности на площадях дренирования (открытие фронта работ для окончания засыпки траншей) и т.д.

В третьем потоке, как и в других потоках, имеются дополнительные события и работы. Так, событие 11 введено для выделения отдельным кодом разработки части каналов второго порядка, необходимой для корчевки пней на площадях дренирования. Событием 14 работа 10 – 16 разбивается на две работы: 10 – 14 – возможная корчевка пней без разработки каналов, 14 – 16 – корчевка пней, возможная только после прокладки открытой сети. Событие 12 показывает, что работа 6 – 12 необходима для начала разработки каналов второго порядка, последующего дренирования площадей, выравнивания отвалов, крепления откосов и т.д.

В конечном итоге введение такого рода дополнительных событий есть ни что иное, как разбивка работ на части при организации поточного выполнения работ (рис. 4). Замыкающий вид работы "крепление откосов" расчленен на две рабо-

ты: 20 - 44 - крепление откосов каналов параллельно с их разработкой, разравниванием отвалов и заготовкой материалов и 44 - 53 - окончание крепления откосов и устройства дренажных устьев после повторной подчистки каналов и завершения укладки дрен. Такую постановку задачи диктует технология строительного процесса, обеспечивающая лучшие условия труда для качественного и производительного выполнения данного вида работы.

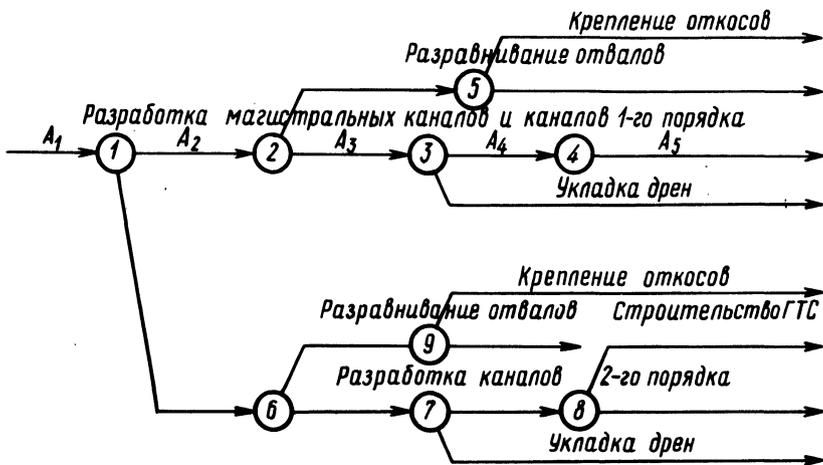


Рис. 4 Разделение работ на части при организации поточного выполнения работ.

Дополнительное событие 20 потребовалось для ввода зависимости возможной заготовки материалов до начала крепления откосов. В противном случае можно было бы привязать начало крепления откосов к событию 17. На ОТМ зависимость начала крепления откосов от разравнивания отвалов показана логической связью 17 - 20. Аналогичная интерпретация относится к событиям 7, 8, 9 и 45 и логическим связям 6 - 7; 6 - 8; 6 - 9 и 17 - 45 и т.д.

Разработка каналов и повторная подчистка их расположены на одной горизонтальной линии, так как последняя работа является продолжением первой с использованием тех же ресурсов. Аналогичное описание возможно и для остальных потоков, но из-за краткости изложения оно опускается.

Совмещение технологической последовательности с соответствующим обеспечением ресурсами отдельных видов работ позволило сократить объем ОТМ в целом. Этим достигается уменьшение объема подготовки информации.

При выполнении гидромелиоративных работ принимают уча-

стие различные исполнители (табл. 2). Выполнение 27 видов работ 11-ю исполнителями дает возможность при оптимизации сетевых графиков по ресурсам перераспределять их внутри объектов вдоль и поперек потоков. Принятие конкретных решений зависит от объемов работ, сроков их выполнения, наличия ресурсов и интенсивности их использования.

Таблица 2

№ п/п	Виды работ (табл. 1)	Исполнители	Механизмы
1	2	3	4
1	I, XXII	Прорабы, мастера и техники-геодезисты	Геодезические приборы, автотранспорт
2	II, XI, XII, XIX	Бригады сводки древесно-кустарниковой растительности на мелиорируемых площадях и по трассам каналов	Корчеватели, корчеватели-собиратели (сменное оборудование)
3	III, VII	Бригады заготовителей (строительные бригады) сланей, фашин и дерна с транспортировкой	Малая механизация и автотранспорт
4	IУа, б, в; XIII	Бригады шоферов (трактористов) и такелажников	Автотранспорт, тракторы с прицепными тележками
5	У, X, XV, XXII	Бригады бульдозеристов	Бульдозеры, корчеватели-собиратели (сменное оборудование)
6	У.ХУI, ХУII, ХУIII	Комплексные бригады по строительству ГТС на каналах и сооружений на дорогах	Экскаваторы, краны, бульдозеры; насосные установки и т.д.
7	УI, XVУ	Бригады по срезке и вывозке деревьев и сборке корчей	Малая механизация, автотранспорт, тракторы
8	IX, XIII, XIУ	Бригады экскаваторщиков по разработке каналов и котлованов	Одноковшовые экскаваторы
9	XX, XXVI	Бригады крепления откосов каналов и строительства мелких сооружений на них	Автотранспорт, тракторы, малая механизация
10	XXI	Бригады дренирования площадей	Многоковшовые экскаваторы
11	XXIII, XXIV	Бригады трактористов на обороте пласта	Тракторы с прицепным оборудованием

Для расчета ОТМ разработана нормативно-справочная база (НСБ), алгоритмы и программа с использованием ЭВМ "Минск-22".

Резюме. Типовая организационно-технологическая модель (ОТМ) достаточно полно отражает весь комплекс работ строительства гидромелиоративного объекта; многократно может быть использована и в связи с этим значительно снижает трудоемкость подготовки исходных данных [3, 4]. Типовая ОТМ требует незначительных затрат времени для привязки ее к конкретному объекту.

ОТМ и комплекс программ [1] с доработкой авторов могут быть использованы в планировании объема работ мелиоративной организации, в оперативном управлении производством гидромелиоративных работ, а также в создании накопительной информации выполнения плана подрядных работ.

Л и т е р а т у р а

1. Батечко В.В. Сетевое планирование. (Алгоритмы и программы). Минск, 1971. 2. О'Брайн Д.Е. Применение метода критического пути в строительстве. М., 1971. 3. Кулибанов В.С., Бузырев В.В. Опыт разработки плановых нормативов для оптимального планирования в строительных организациях. Л., 1970. 4. Панков П.И. Научные основы управления водохозяйственным строительством. Рига, 1973. 5. Разулихин Б.С. Задача об оптимальном распределении ресурсов. - Автоматика и телемеханика", 1965, №7. 6. Шейнюк Л.Ю., Иванов Ю.А., Хорт Л.П. Автоматизированные методы поточной организации работ (АМ ПОР). М., 1963.

УДК 627.8:41

Е.С. Ленартович

ЗАЩИТА БЕРЕГОВ И ОТКОСОВ ДАМБ НА ВОДОЕМАХ ОСУШИТЕЛЬНО-УВЛАЖНИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ*

Для защиты откосов земляных сооружений и берегов от волнового воздействия на крупных водохранилищах используют каменные, бетонные, асфальто-бетонные, цементно-грунтовые,

* Работа выполнена под руководством проф. В.М. Зубец.

биологические и другие крепления. В последнее время широко применяются пологие откосы, обеспечивающие надлежащую устойчивость дамб и берегов.

Целесообразность строительства уположенного или более крутого откоса (с креплением) решается на основании технико-экономического расчета. Опыт проектирования строительства и эксплуатации водохранилищ, входящих в осушительно-увлажнительную систему БССР и используемых полносистемными рыбхозами, показал, что при строительстве земляных плотин и ограждающих дамб IУ класса капитальности применение дорогостоящих креплений не всегда целесообразно. Поэтому создание устойчивого профиля дамб и земляных плотин без креплений, имеющего лучшие экономические и технические показатели, чем дамбы обычного типового профиля, но с креплением, представляет собой актуальную задачу.

В БССР экспериментальное изучение устойчивости откосов дамб против размыва проводили Е.М.Левкевич и В.Н.Юхновец [9] (исследования выполнены на малых водоемах). В результате исследований установлено, что уклон береговой отмели зависит от длины разгона волны и крупности частиц грунта.

С целью изучения деформаций профиля дамб и переработки берегов водоемов, а также способов их защиты нами были организованы стационарные наблюдения на водохранилищах и в рыбхозах "Красная Слобода", "Любань", на Солигорском водохранилище и на колхозных прудах в Несвижском, Копыльском, Клецком и Солигорском районах Минской области.

На указанных водоемах выбирались характерные участки с промерными створами, закрепленные временными реперами в виде бетонных столбов. На каждом участке проводился отбор проб грунта для определения гранулометрического состава, исследовалась самоотмостка на откосе из крупных фракций грунта. Высота волны определялась емкостным волнографом, рейкой с сантиметровыми делениями и путем расчета по СНиП П-57-75.

Поперечники были пронивелированы, и на каждом из них определялись коэффициенты заложения отмели и верхней части откоса, а также границы размывающего действия волны при уровнях воды в водоемах, близких к нормальным подпорным уровням.

Проведенные исследования существующих дамб позволили установить изменение формы откоса под влиянием волн, фильтрационного потока и дождевых вод. Установлено, что в первый

год, интенсивность разрушения дамб с проектным заложением откоса $m = 3-5$ составляет 2,5-4,0 м³ на пог. м (КНД-2, РДН-2-4 и другие рыбхоза "Красная Слобода", КД 1-7, РДН 2-3, 3-4 и другие рыбхоза "Любань"). Нормальная эксплуатация таких дамб и плотин значительно затрудняется и становится опасной.

Применение пологих откосов без креплений считается наиболее доступной мерой защиты земляных плотин и ограждающих дамб от разрушения ветровыми волнами и позволяет максимально использовать средства механизации и местные материалы (грунт).

На основании теоретических и экспериментальных исследований разработана методика построения профиля верхового откоса [3]. В соответствии с ней расчеты заложения откоса рекомендуется выполнять для форсированного (ФПУ), нормального (НПУ) и минимального (МПУ) подпорных уровней, а также для промежуточных уровней, соответствующих нижним пределам размывающего действия волны при расчетных уровнях. Таким образом, в подводной зоне профиль откоса принимает выпуклую форму.

Нижний предел размывающего действия устанавливали исходя из условия равенства донных скоростей орбитального и переносного движения частиц при волнении и допустимый донной скорости на размыв для данного грунта. Скорость переносного движения волны определяется по уравнению Стокса:

$$u = c \left(\frac{\pi h}{\lambda} \right)^2 \frac{\operatorname{ch} \frac{4\pi}{\lambda} (H - z)}{\operatorname{Sh}^2 \frac{2\pi H}{\lambda}}, \quad c = \sqrt{\frac{g \lambda}{2\pi} \left[1 + \left(\frac{\pi h}{\lambda} \right)^2 \right]}, \quad (1)$$

где c - скорость распространения волны; g - ускорение силы тяжести; λ - длина волны; h - высота волны; H - глубина от статического уровня до дна; z - текущая ордината. Орбитальные донные скорости v_d при волнении определяются по известной формуле Буссинеска

$$v_d = \frac{n \pi h}{\sqrt{\frac{\pi \lambda}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi h}{\lambda}}}, \quad (2)$$

где n - коэффициент, зависящий от пологости волны (при $\frac{\lambda}{h} = 10$ $n = 0,7$). Формулы (1) и (2) справедливы для го-

ризонтового дна. Однако их можно использовать и для приближенных расчетов вплоть до зоны разрушения волны [1 2].

Для малых водоемов обычно $\frac{\lambda}{h} = 9,0 + 15$. Принимаем $\frac{\lambda}{h} = 10$. Тогда для донной скорости переносного движения ($z = H$) и орбитальной скорости получим

$$u_d = \frac{0,13\sqrt{gh}}{\text{sh}^2 \frac{2\pi}{10} \frac{H}{h}}, \quad (3)$$

$$v_d = \frac{0,7\pi\sqrt{gh}}{\sqrt{10\pi\text{sh} \frac{4\pi}{10} \frac{H}{h}}}. \quad (4)$$

Полагая $u_d = v_{\text{доп}}$, будем иметь

$$\frac{v_{\text{доп}}}{\sqrt{gh}} = \frac{0,13}{\text{sh}^2 \frac{2\pi}{10} \frac{H}{h}}, \quad (5)$$

$$\frac{v_{\text{доп}}}{\sqrt{gh}} = \frac{0,0392}{\sqrt{\text{sh} 1,26 \frac{H}{h}}}, \quad (6)$$

где $v_{\text{доп}}$ — допустимая на размыв донная скорость для грунта откоса, определяемая по СНиП П-57-75.

Графики уравнений (5) и (6) и экспериментальные точки, нанесенные на эти графики, представлены на рис. 1 в координатах $\frac{v_{\text{доп}}}{\sqrt{gh_{5\%}}}$ и $\frac{H_1}{h_{5\%}}$, где $h_{5\%}$ — высота волны

обеспеченностью 5% (обеспеченность принята в соответствии с указаниями СНиП П-57-75); H_1 — нижний предел размыва. Как видно, по фактическим наблюдениям нижняя граница размывающего действия волны находится между кривыми, построенными по уравнениям (5) и (6). Поэтому при проекти-

ровании пологих откосов предпочтение следует отдавать уравнению (6) (средняя кривая на рис. 1).

Учитывая, что орбитальная и переносная скорости могут совпадать по направлению, для обеспечения устойчивости откоса необходимо соблюдать неравенство $u + v \leq v_{доп}$. С этой точки зрения нижний предел размывающего действия волны следует назначать, пользуясь суммарной кривой (верхняя огибающая на рис. 1).

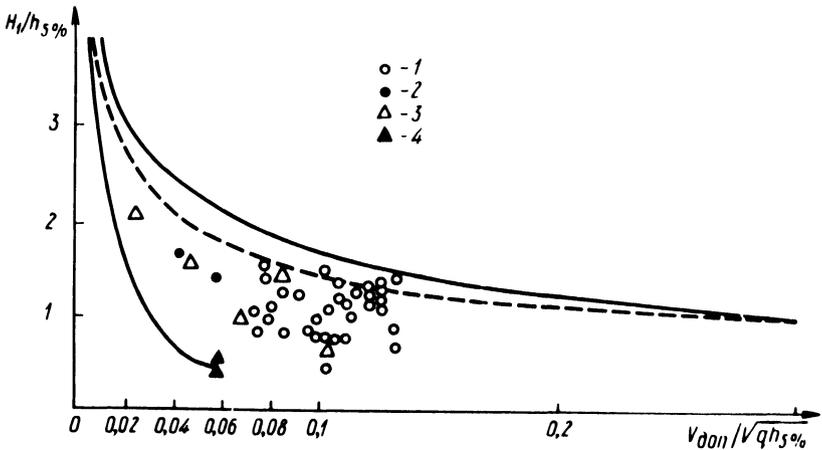


Рис. 1. График для определения нижнего предела размывающего действия волны: 1 - данные БелНИИМих; 2 - данные Л.Б.Иконникова [6]; 3 - данные Г.С.Золотарева [4]; 4 - данные А.С.Судольского [13].

В 1975–1976 гг. были проведены обследования существующих видов креплений плотин и берегов водохранилищ, колхозных и совхозных прудов, а также дамб на территории БССР. Результаты обследований приведены в табл. 1.

Верховые откосы, закрепленные фашиной, торфокрошкой, посевом трав и посадкой ивы, полностью разрушены. На всех обследованных прудах в хорошем состоянии находятся верховые откосы, закрепленные каменным мощением и наброской из неотсортированных крупнозернистых материалов, а также железобетонными плитами. Верховые откосы плотин и дамб обследованных прудов, покрытые одерновкой с размером дернины 0,3x0,4x0,5 м, находятся в удовлетворительном состоянии при длинах разгона до 0,5 км.

В 1976 г. в рыбхозе "Красная Слобода" на пруде Н-2 было устроено крепление откоса контурной дамбы блоками из торфа ненарушенной структуры. Размер блоков в соответствии

Таблица 1

Наименование водоема	Длина разгона волны D, км	Глубина водоема h, м	Заложение откоса m		Виды креплений	Состояние откоса
			проектное	существующее		
Рыбхоз "Красная Слобода"						дальневосточный многолетний дикий рис, посев трав, посадка ивы
КДН - 1	1,2	1,6	5	6		хорошее
пк-5	1,0	1,6	5	5		тростник, посев трав, посадка ивы
КДН-2						
пк-2+30	1,3	1,6	5	4,4		моновиты торфа
пк-8	1,3	1,6	5	4,4		"-"
пк-19+40	1,5	1,6	5	2,8		посев трав с высадкой ивы
						откос разрушен
Водохранилище Солигорское						
уч.1 у д.Тычины, пак-2	2	3,5	-	9,2		бульжник и крупный гравий
						хорошее
уч.2 у д.Листопадичи						
пк-1	2	3,5	-	4,0		фашина d = 0,4м
						разрушен
пк-3	2	3,5	-	3,9		песчаный
						разрушен
уч.3 у д. Погост	1	3,5	3,0	3		железобетонные плиты
						хорошее
Пруд на р.Люшца в г. Минске	0,2	1,6	-	3,8		каменное мощение
						хорошее
Пруд в г.Смолевичи	0,2	1,8	3,0	3,0		железобетонные плиты
						разрушен
Пруд в г.Логойске						
пк-1	0,3	2,6	3,5	3,7		одерновка
						удовлетворительное
пк-2	0,3	2,6	3,5	3,5		железобетонные плиты
						хорошее
Пруд д. Зубки Клецкого района						
пк-1	0,5	3,1	3,0	3,0		одерновка
						удовлетворительное
пк-2	0,5	3,1	3,0	2,9		"-"
						откос разрушен
пк-2+10	0,5	3,1	3,0	3,0		железобетонные плиты
						хорошее

с расчетом [11] $0,4 \times 0,4 \times 0,3$ м. Объемная масса торфяной залежи $1,14 \text{ т/м}^3$, зольность 45,0%. Летом 1976 г. неоднократно наблюдались ветры ($W = 17 - 20 \text{ м/с}$), вызывающие волны высотой 0,5 - 0,8 м. Заметных деформаций откоса, покрытого торфяными блоками, не обнаружено.

Давно известен такой материал, как цементогрунт, применяемый для стабилизации грунтов. Исследования [1, 2, 8, 14]

посвящены вопросам стабилизации грунтов. Нами были проведены исследования возможности применения цемента-грунта с введением пластифицирующих добавок (грунтополимер) для крепления откосов дамб, малых плотин рыбоводных прудов, а также берегов водохранилищ.

В состав грунтополимера входят следующие составляющие: песок, цемент, латекс СКС-65П, антикоагулятор ОП-7.

Состав грунтополимера устанавливали методом подбора. За-мест бетонной смеси проводили по следующей технологии: а) приготовили раствор антикоагулятора ОП-7 с водой (вода не ниже +40°С, ОП-7 - 5-10% от веса латекса); б) смешали латекс с ОП-7 (с раствором), количество латекса подбирается в процентах от веса цемента; в) смешали песок с цементом М-400 и выше; г) всю жидкость вливали в смесь цемента с песком в один прием.

Образцы хранились над ванной с водой. Нами испытывались образцы на предел прочности на сжатие, предел прочности на растяжение при изгибе и определялся максимальный прогиб (линейный) в момент разрушения образца. Поскольку устойчивость покрытий откоса при волновом воздействии определяется и пределом прочности на растяжение при изгибе и линейным прогибом, то наилучшим составом грунтополимера следует считать состав при 30% латекса и В/Ц = 0,25 ($R_{сж} = 79,25 \text{ кг/см}^2$, $R_{изг} = 74,5 \text{ кг/см}^2$, h прогиба 0,82 мм).

По данным М.Т. Кострико [7], добавка зеленых игл хвой в грунтоцемент снижает количество цемента и увеличивает прочность грунтов вдвое при достаточной их водостойкости. Иглы хвой выполняют роль мелкой арматуры. М.Т. Кострико проводил исследования с цементом М-250. В результате исследований получен пластичный материал с добавкой 3% хвой, который, по нашему мнению, можно использовать для покрытия откосов дамб и плотин на малых водоемах ($R_{сж} = 32,9 \text{ кг/см}^2$).

В настоящее время в мелиоративном строительстве применяют цементы высоких марок (М-400 и выше). В связи с этим возникла необходимость подбора состава грунтополимера с использованием цемента высоких марок с добавлением игл хвой. Методика исследований была такая же, как и при подборе состава грунтополимера.

При введении в грунтобетон добавки 3% хвой от веса грунта (соотношение цемента и песка 1:6) получены следующие прочностные характеристики 66-дневного возраста: $R_{сж} =$

46 кг/см², $R_{изг} = 65 \text{ кг/см}^2$ и прогиб 1,33 мм. Это значит, что материал можно отнести к категории пластичных [5]. Он обладает достаточной прочностью и может быть использован для крепления откосов на малых водоемах. Не менее важным является исследование применения биологических креплений на берегах этих водоемов.

На основании проведенных БелНИИМиВХ экспериментов на объекте "Красная Слобода" установлено [11], что биологическое крепление целесообразно устраивать в виде покрытия верхового откоса блоками из торфа или связного минерального грунта (суглинка, глины) ненарушенной структуры с посадкой влаголюбивой древесно-кустарниковой или водной растительности. Элементы торфяного или грунтового покрытия могут иметь форму куба или параллелепипеда, масса которых определяется по методике, изложенной в работе [11]. По уложенным на откосе элементам высаживают влаголюбивую древесно-кустарниковую растительность или многолетний дальневосточный дикий рис.

На водохранилище "Красная Слобода" многолетний дикий рис высаживали в начале июня в грунт, покрытый водой на глубину 10–15 см. Для посадки использовали молодые побеги (черенки с корневищами) высотой от 50 до 80 см.

На рыбоводных прудах горизонты воды в течение 5–6 месяцев (апрель – сентябрь) изменяются мало и кустарники ивовых пород, высаженные на затопленной части верхового откоса, как правило, не приживаются. Взамен ивовых кустарников рекомендуется высаживать рис в мелководьях с глубиной воды 1,0 – 1,5 м до водосборного канала, прокладываемого обычно параллельно дамбе на расстоянии 5–15 м от подошвы откоса. Рис является защитной волногасящей полосой.

При исследовании водохранилищ было обнаружено, что острова оказывают защитное влияние на переработку берегов. На это же указывает в своей работе В.Л. Максимчук [10]. Однако исследования по этому вопросу немногочисленны и не позволяют еще дать соответствующие рекомендации.

В.Л. Максимчук [10], описывая опытный участок 2 на Оболонских защитных сооружениях (Кременчугское водохранилище), отмечает, что, острова, расположенные в 2,5 км от берега, прикрывают его от действия волн южного направления. Гашение волны островами и растительностью снижает разрушительное действие ветровых волн. Защищенные островами откосы более крутые, чем на участках берегов, не защищенных

островами. На участке, защищенном островом, коэффициент откоса $m = 25$, в то время как на других участках, не защищенных островами, он значительно больше.

С целью изучения влияния островов на переработку берега на водохранилище "Красная Слобода" закреплены створы в районе острова, расположенного в 150 м левее устья водосборного коллектора М-1. На острове и на берегу створы пронивелированы. Расстояние между островом и берегом около 800 м. Глубина водохранилища 2,5 - 3,0 м. Остров вытянут вдоль берега, возвышается над НПУ на 0,3 - 0,5 м, ширина его 20 - 30 м, длина 150 м.

По результатам нивелировки установлено, что откос острова со стороны берега значительно круче, чем со стороны водохранилища ($m = 10,6$ и $m = 16$). Участок берега, защищенный островом, по сравнению с незащищенным участком разрушен меньше.

Измерения крутизны откосов выполнены в рыбхозе "Любань" на дамбе КДН-7 напротив островов размером 150x60 м: коэффициент откоса на участке

пикет	незащищенном	защищенном
1	13,3	
2	12,4	
3		10,0
4		10,0

Как видно, защитный эффект острова при фронтальном подходе волны с разгоном до 2 км выражается в уменьшении коэффициента откоса дамбы на 24 - 33%. Остров расположен вдоль дамбы на расстоянии 200 м от нее. Средневзвешенная крупность частиц грунта на поперечниках равна 0,34 мм.

Резюме. Для защиты берегов и откосов дамб можно при изменять грунтово-биологические крепления из блоков торфа или связного грунта ненарушенной структуры с посадкой многолетнего дикого риса.

Для крепления откосов малых водоемов целесообразно использовать грунтополимер на латексе и армированный грунтополимер с добавкой 3% хвои от веса грунта. Наиболее оптимальным можно считать следующий состав грунтополимерной смеси: цемент-1 часть; песок-5 частей; латекс СКС-65П 30% от веса цемента; антикоагулятор ОП-7 10% от веса латекса; В/Ц - 0,25.

Гашение волны островами и растительностью снижает разрушительное действие ветровых волн.

Л и т е р а т у р а

1. Безрук В.М. Укрепление грунтов в дорожном и аэродромном строительстве. М., 1971.
2. Гончарова Л.В. Основы искусственного улучшения грунтов. М., 1973.
3. Зубец В.М., Саплюков Ф.В., Ленартович Е.С. Расчет неукрепленных верховых откосов земляных плотин и дамб на водоемах осушительно-увлажнительных систем. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель, т.ХХУ. Минск, 1976.
4. Золотарев Г.С. Инженерно-геологическое изучение береговых склонов водохранилищ и оценка их переработки. — "Труды лаборатории гидрогеологических проблем им. акад. Ф.П.Саверенского", 1955, вып.12.5.
5. Иванов И.Н. и др. Расчет и испытание нежестких дорожных одежд. М., 1971.
6. Иконников Л.Б. Некоторые итоги изучения переформирования берегов Горьковского водохранилища. М., 1960.
7. Кострико М.Т. К вопросу о стабилизации грунтов цементом. — "Труды Военно-транспортной академии", 1950, вып. 26.
8. Левкевич Е.М., Оковитый А.Л. Лабораторные исследования цемента-грунтовых покрытий верховых откосов дамб рыбоводных прудов. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 8. Минск, 1971.
9. Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. Исследование пологих неукрепленных откосов земляных плотин и дамб на водоемах БССР. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 8. Минск, 1976.
10. Пышкин Б.А., Максимчук В.А., Цайтц Е.С. Исследование вдольберегового движения наносов на морях и водохранилищах. Киев, 1967.
11. Саплюков Ф.В., Ленартович Е.С. Защита берегов и дамб на водоемах от разрушения ветровыми волнами. — "Мелиорация и водное хозяйство", 1976, № 6.
12. Сокольников Ю.Н., Цайтц Е.С., Хомицкий В.В. Защита берегов водохранилищ банкетами из горной массы. Киев, 1974.
13. Судольский А.С. Изучение формирования берегов Кайраккумского водохранилища. — Труды ГТИ, 1960, вып. 90.
14. Указания по применению в дорожном и аэродромном строительстве грунтов, укрепленных вяжущими материалами. СН 25-64. М., 1965.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВОЛНОГАСЯЩИХ СВОЙСТВ ПРОНИЦАЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ОТКОСОВ

Целью настоящей работы явилось исследование волногасящих свойств конструкций из гравия и пористого бетона для изучения возможности обоснованного применения их в качестве защитных покрытий откосов.

В работах [1 - 5] приводятся сведения о взаимодействии волн с проницаемыми креплениями и преградами: молами, волноломами, выполненными наброской из камня, фасонных блоков, а также с сооружениями вертикального типа, имеющими проницаемые (перфорированные) стенки. Здесь же даются некоторые количественные зависимости, касающиеся взаимодействия волн с этими сооружениями. Сведения о взаимодействии волн с пористым бетоном вообще отсутствуют.

Для решения поставленной задачи были проведены три серии опытов. При этом исследовались вопросы влияния крупности гравия, толщины проницаемой преграды из гравия, крупности заполнителя (гравия) в пористом бетоне на волногашение.

Опыты проводились в волновом лотке 12,0х0,6х0,32м, оборудованном щитовым волнопродуктором при глубине воды $H = 0,3$ м. Для опытов в конце лотка был отсыпан откос из песка, на котором укреплялся гаситель в виде хворостяного тюфяка (рис. 1). В средней части лотка помещался опытный образец.

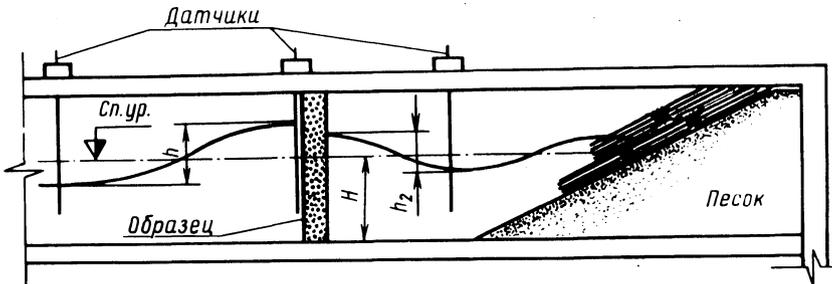


Рис. 1. Схема опытной установки.

Для исследования гравийных материалов применялись две кассеты из металлических сеток с ячейками 1,0х1,0 см (расстояние между сетками 5,0 см). Кассеты заполнялись гра-

вием определенного диаметра. Кассеты устанавливались в лотке на заданном расстоянии друг от друга, а пространство между ними заполнялось гравием того же диаметра. Для изучения волногасящих свойств пористого бетона были изготовлены плиты размером 0,50x0,32x0,05 м на заполнителе (гравии) различной крупности.

Параметры волн измерялись с помощью электродных датчиков, питаемых от усилителя БПИ-2 и регистрировались осциллографом Н-700. Высота волн измерялась в трех створах: непосредственно перед образцом; на расстоянии, равном двум длинам волны перед образцом; на расстоянии длины волны за образцом.

В процессе опытов производилась запись 8-10 волн в каждом створе. При обработке осциллограмм определялась высота исходной волны $h'_{исх}$, волны перед образцом h'_o и волны

за образцом h'_r . По средним значениям $\bar{h}_{исх} = \frac{\sum h'_{исх}}{n}$,

$\bar{h}_r = \frac{\sum h'_r}{n}$, $\bar{h}_o = \frac{\sum h'_o}{n}$ вычислялись коэффициенты гашения $k_r = \frac{\bar{h}_r}{\bar{h}_{исх}}$ и отражения $k_o = \frac{\bar{h}_{исх}}{\bar{h}_o}$

При исследовании влияния крупности гравия на волногашение толщина образца во всех опытах соответствовала толщине кассеты, равной 5 см. Было проведено четыре опыта с крупностью фракций гравия 7 - 10, 10 - 15, 15 - 20 и 20 - 25 мм. Результаты опытов представлены на рис. 2. Как видно, коэффициент гашения возрастает с увеличением крупности гравия, т.е. гашение энергии волн в мелком гравии происходит интенсивнее, чем в крупном. В опыте при изменении крупности гравия от $d_{50} = 8,5$ мм до $d_{50} = 22,5$ мм (в 2,6 раза) коэффициент гашения увеличился с 0,16 до 0,26 (в 1,6 раза).

Коэффициент отражения в опытах оставался практически неизменным. Так как пористость гравия практически одинакова для всех фракций (в опытах пористость $n = 0,39$ для гравия $d = 7 - 10$ мм и далее соответственно 0,40 при $d = 10 - 15$ мм; 0,39 при $d = 15 - 20$ и 0,43 при $d = 20 - 25$ мм), можно сделать вывод, что гашение волн зависит от размера зерен и пор материала.

Опыты по определению влияния толщины слоя гравия на волногашение проводились с гравием диаметром 20 - 25 мм при толщине образца δ , равной 5, 10, 15, 20, 25, 30 см (рис. 1). С увеличением толщины образца улучшается волногашение. Анализ зависимости коэффициента гашения (K_{Γ}) от относительной толщины образца ($\delta^1 = \delta / \delta_{50}$) (рис. 2, б) показывает, что уже при $\delta^1 = 2,2$ коэффициент гашения $K_{\Gamma} = 0,3$, т.е. при минимальной толщине гравийного слоя, равного тройному диаметру зерен, волна теряет большую часть своей энергии.

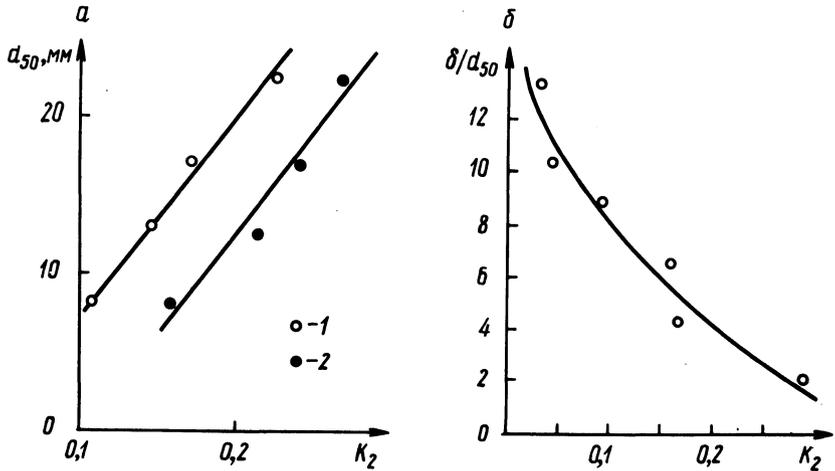


Рис. 2. Зависимости коэффициента гашения от диаметра фракций (а) и относительной толщины образца (б): 1 - гравий; 2 - пористый бетон.

Исследованные плиты из пористого бетона были изготовлены на заполнителе, имеющем крупность фракций 7 - 10, 10 - 15, 15 - 20, 20 - 25 мм. Результаты опытов по определению волногасящей способности пористого бетона представлены на рис. 2. Как видно, волногасящая способность пористого бетона зависит от крупности заполнителя: чем больше диаметр заполнителя, тем меньше степень волногашения. Сравнение волногасящих свойств гравия определенного диаметра и пористого бетона, изготовленного на гравии такого же диаметра (рис. 2), показывает, что пористый бетон лучше гасит энергию волн. Это можно объяснить уменьшением пор между зернами гравия в пористом бетоне.

Полученные зависимости дают возможность оценить волногасящую способность исследованных материалов при использо-

вании их в качестве покрытий верховых откосов.

Резюме. На основании выполненных опытов делается вывод о возможности гашения волновой энергии конструкциями из пористого бетона. Дается оценка волногасящей способности пористого бетона.

Л и т е р а т у р а

1. Божич П.К., Джунковский Н.Н. Морское волнение и его действие на сооружения и берега. М., 1949.
2. Лушинский М.И. Исследование работы каменных креплений верховых откосов земляных плотин. - В сб.: Проектирование и строительство земляных сооружений. М., 1953.
3. Пышкин Г.А. Динамика берегов водохранилищ. Киев, 1973.
4. Шайтан В.С. Крепления земляных откосов гидротехнических сооружений. М., 1974.
5. Шанкин П.А. Воздействие волн на гидротехнические сооружения. М., 1955.

УДК 532.59 + 627.8

В.Н.Юхновец, канд.техн.наук

О РАСПРЕДЕЛЕНИИ ВЫСОТЫ ВЕТРОВЫХ ВОЛН В ВОДОХРАНИЛИЩАХ

Функции распределения высот волн наиболее полно изучены для условий моря и океана и практически хорошо аппроксимируются теоретическими кривыми Рэлея, Гаусса, эмпирическими кривыми Я.Г. Виленского, Б.Х. Глуховского, И.Н. Давидана, Л.Ф. Титова [3, 4, 12, 16].

Для условий водохранилищ функции распределения $K_n = \frac{h_{i\%}}{\bar{h}}$

($h_{i\%}$ - высота волны i %-й обеспеченности в совокупности, \bar{h} - средняя высота волны в той же совокупности волн) описываются иными кривыми, и ширина спектра K_n меньшая, чем в морских условиях волнообразования [15]. Во многих случаях эти распределения описываются кривыми Пирсона I типа [6, 8, 13] при соответствующих значениях коэффициентов вариации ряда C_V и асимметрии C_S . Так как эти коэффициенты различны по величине на разных водохранилищах (табл. 1), то

Таблица 1

Наименование водохранилища	C_v	C_s
Братское водохранилище [6]	0,46	1,5 C_v
Каховское водохранилище [13]	0,35-0,46	-
Горьковское водохранилище [14]	0,37-0,40	0,9-3,3 C_v
Каираккумское водохранилище [11]	0,25-0,45	-
Тбилисское водохранилище, Сионское водохранилище [2]	0,32	2 C_v
Осиповичское водохранилище (наши наблюдения)	0,28	0-2,5 C_v
Море [16]	0,52	0,65 C_v

Таблица 2

Водохранилища, море	Обеспеченность K_h , %						
	1	2	5	10	20	30	50
Море	2,52	2,28	1,91	1,69	1,38	1,21	0,93
Братское водохранилище [6]	2,30	-	1,82	1,60	-	-	0,94
Каховское, Цимлянское водохранилища [13]	2,05	1,88	1,65	1,48	-	1,17	0,97
Тбилисское водохранилище [2]	1,86	1,71	1,61	1,47	1,30	1,12	0,99
Осиповичское водохранилище (наши наблюдения)	1,81	1,70	1,52	1,41	1,25	1,15	0,97

Таблица 3

Обеспеченность K_h , %	1	2	5	10	20	30	50	70
Опытные данные	1,81	1,70	1,52	1,41	1,25	1,15	0,97	0,88
По [9]	2,08	-	1,75	1,60	1,35	1,22	0,97	0,75
По [10]	2,08	1,90	1,75	-	-	-	-	-

и спектры K_{Hr} получаемые расчетным путем, будут различными (табл. 2).

В работах [9, 10] даны обобщенные кривые распределения K_h с учетом основных волнообразующих факторов, которые рекомендованы к практическому использованию в любых условиях волнообразования. Однако значения K_h , полученные нами при обработке волнограмм, записанных на Осиповичском водо-

хранилище, и рассчитанные для тех же условий волнообразования по [9, 10], различные (табл. 3), что не подтверждает полную универсальность кривых распределения [9, 10] для условий малого водоема [7].

Как видно из табл. 3, вопрос о распределении высоты ветровых волн на водохранилищах, особенно на малых, нуждается в дальнейших исследованиях.

Можно считать, что на каждом искусственном водоеме элементы волн характеризуются своей функцией распределения, являющейся индивидуальным проявлением единой закономерности, так как процессу развития ветрового волнения на всех водоемах присущи одни и те же объективные законы, усложняемые лишь теми или иными отдельными факторами, представляющими признаки ограниченности водоема, которые пока недостаточно изучены. Анализ материалов наблюдений по спектру K_h наших и других исследований [2, 6, 11, 14] при установившемся волнении показывает, что ширина спектра K_h в водохранилищах зависит от их размеров, которые приблизительно можно выразить через относительную глубину водоема $h^* = \frac{\bar{h}}{H}$ (H – глубина водоема) и линейные размеры водной поверхности, выражаемые через длину разгона D .

По нашему мнению, одним из главных факторов, влияющих на функцию распределения K_h в водохранилищах, является длина разгона D в озеровидной части водоема. При этом сделано допущение, что одновременное влияние всех других факторов также можно учесть посредством D , если в искомую функцию ввести некоторый опытный коэффициент, относящийся к конкретным условиям волнообразования. В этом случае задача упрощается. Необходимо лишь отыскать связь между опытными относительными высотами волн в совокупности (индивидуальными функциями распределения K_h), с одной стороны, с разгоном и неизвестным пока опытным коэффициентом, обусловленным совместным воздействием всех ограничивающих факторов, с другой стороны.

Аналізу подверглись материалы наблюдений, которые относятся к установившемуся волнению при относительных глубинах $h^* = 0,02 - 0,10$. За математическую основу функции распределения относительных высот K_h взята зависимость, полученная Ю.М.Крыловым [5] для мелководной прибрежной зоны в виде

$$F_h = \exp \left[-\frac{\pi}{4} \left(\frac{h_i}{h} \right)^b \right]. \quad (1)$$

Различие в функциях, описывающих разнообразие высот волн в прибрежной зоне по [5] и в водохранилищах, будет заключаться в неодинаковой физической и аналитической интерпретации числа b . В рассматриваемой задаче b есть тот опытный коэффициент, который отражает совокупное влияние условий ограниченности водоема на функцию распределения K_h . Численное его значение в конкретном водохранилище и будет определять функцию распределения высот ветровых волн в нем. Следовательно, решение задачи сводится к определению по материалам наблюдений показателя степени b .

По принятому допущению

$$b = f(D). \quad (2)$$

Зная D и K_h различной обеспеченности в системе волн, можно легко отыскать величину параметра b в условиях данного опыта. Одним из приемов для определения значения b является спрямление кривой распределения K_h на графике (на специальной клетчатке). В данном случае было необходимо, чтобы опытные относительные высоты волн K_h ложились близко к прямой на функциональной сетке с координатами: по оси ординат - логарифм K_h , по оси абсцисс - билогарифм F_h в со-



Рис. 1. Функции распределения относительных высот волн, полученных экспериментально на Осиповичском водохранилище (осциллограмма 2) и на Куйбышевском (осциллограмма 133) [13].

ответствии со структурой (1). Тогда котангенс угла наклона опытной линии, близкой к прямой, и есть в некотором масштабе искомая величина параметра b .

При обработке материалов наши опытные данные и отобранные K_H по литературным источникам укладывались на этой сетке так, что через них можно было провести прямую линию (рис. 1). Это свидетельствовало о том, что аналитическая структура принятой для анализа интегральной функции (1) правомерна и для функций распределения K_H на водохранилищах, т.е. распределения K_H описываются семейством кривых Вейбулла [9]. Этим также подтверждается принятый прием определения показателя степени b в функции (1) применительно к условиям волнообразования на водохранилищах.

В качестве исходных данных были использованы материалы наших наблюдений за волнением на Осиповичском водохранилище и материалы наблюдений на озерах и водохранилищах СССР (Куйбышевском, Волгоградском, Горьковском, Цимлянском, Каховском), полученные из литературных источников. Записи волнения осуществлены при скорости ветра до 18 м/с. По этим данным для каждой записи волнения определены показатели степени b по описанной методике.

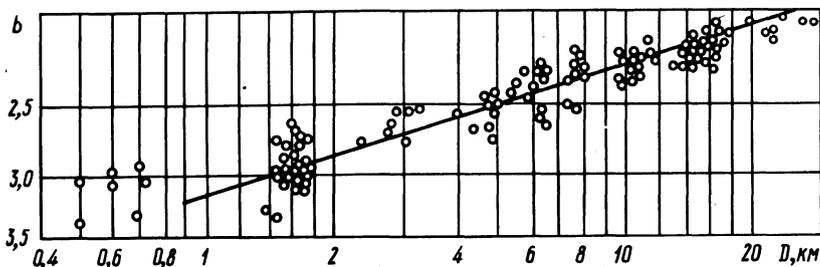


Рис. 2. Зависимость $b = f(D)$.

Для установления связи между значениями показателя степени b и разгона D построен график зависимости (2) на логарифмической функциональной сетке (рис. 2). Как видно, имеется коррелятивная связь между величинами b и D , выражаемая формулой

$$b = \frac{3,17}{D^{0,14}}, \quad (3)$$

где D — длина разгона в озеровидной части водоема, км.

Формула (3) получена методом наименьших квадратов. Формулу (1) после преобразования можно записать в более прос-

том виде

$$K_h = \sqrt[b]{2,93(-lgF_h)} \quad (4)$$

Как известно, для неограниченных водоемов показатель степени b равен 2. Поэтому в предлагаемом решении предельное минимальное значение b следует принимать равным 2. По мере увеличения числа b спектр K_h становится более узким. Сопоставление опытных значений K_h на водохранилищах с рассчитанными по зависимостям [9, 10] и предлагаемым (1), (3) показывает хорошую сходимость натуральных данных с рассчитанными по (1), (3), особенно для малых водохранилищ. В качестве примера в табл. 4 приведены данные наших наблюдений на Осиповичском водохранилище и по записи, состоящей из 600 волн, полученной и обработанной В.Б.Вайсбандом [1] в условиях Куйбышевского водохранилища. Поэтому зависимости (1), (3) можно рекомендовать для расчета спектра высот ветровых волн на водохранилищах, особенно на малых.

Таблица 4

Водохранилище	$\frac{\bar{h}}{H}$	Обеспеченность K_h (%)			b
		опытные данные	по [9, 10]	по (1), (3)	
Осиповичское	0,07	1,81	2,08	1,81	2,97
Куйбышевское	0,04	2,18	2,14	2,19	2,25

Резюме. Дано предложение по расчету относительных высот ветровых волн в водохранилищах. Необходимость же уточнения имеющихся решений по расчету спектра K_h обусловлена недостаточной изученностью данного вопроса применительно к условиям волнообразования в водохранилищах, особенно малых.

Л и т е р а т у р а

1. Вайсбанд В.Б. Основные итоги производства экспериментальных и натуральных волномерных наблюдений на Куйбышевском водохранилище. - В сб.: Сб. работ Комсомольской гидрометеообсерватории. Вып. 1. Куйбышев, 1962. 2. Варазашвили Н.Г. Основные характеристики нерегулярности ветрового волнения в условиях водохранилищ горных и предгорных зон. - В сб.: Труды координационных совещаний по гидротехнике. Дополнительные материалы к вып. 83. Л., 1973. 3. Глуховс-

- кий Б.Х. Исследование морского ветрового волнения. Л., 1966.
4. Давидан И.Н., Лопатухин Л.И., Рожков В.А. Ветер и волны в океанах и морях (справочные данные). Л., 1974.
 5. Крылов Ю.М. Расчет максимальных высот морских волн. – "Труды Гос. океанографического ин-та", 1961, вып. 61.
 6. Куклин А.К., Новиков Ю.М. Некоторые результаты инструментальных наблюдений за волнением на Братском водохранилище. – В сб.: Сб. работ Братской гидрометеобсерватории. Вып. 1. Иркутск, 1969.
 7. Левкевич Е.М., Юхновец В.Н. К расчету высоты ветровой волны на водохранилищах с малой длиной разгона. – В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1974.
 8. Селюк Е.М. Исследования, расчеты и прогнозы ветрового волнения на водохранилищах. Л., 1961.
 9. Стрекалов С.С. Обобщенный метод расчета параметров ветровых волн. – "Труды Гос. проектн.-изыск. НИИ морского транспорта", 1974, вып. 36(42), №10.
 10. Строительные нормы и правила. СНиП П-57-75 г. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М., 1976.
 11. Судольский А.С. Трансформация ветровых волн на отмелях водохранилищ. – "Труды ГИ", 1966, вып. 136.
 12. Титов Л.Ф. Ветровые волны. Л., 1969.
 13. Цайтц И.С., Панферова М.С. Некоторые статистические характеристики ветрового волнения Каховского водохранилища. – В сб.: Динамика волновых и циркуляционных потоков. Киев, 1967.
 14. Цветкова Л.И. Ветро-волновой режим Горьковского водохранилища. – В сб.: Сб. работ Горьковской и Волжской гидрометеобсерваторий. Вып. 3. Л., 1966.
 15. Шайтан В.С. Крепления земляных откосов гидротехнических сооружений. М., 1974.
 16. Шулейкин В.В. Физика моря. М., 1968.

УДК 627.421.3

М.А. Ситников, канд.техн.наук

ПРИМЕНЕНИЕ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ РЕГУЛИРОВАНИИ РУСЕЛ РЕК (ИЗ ОПЫТА СТРОИТЕЛЬСТВА)

Регулирование речных русел для обеспечения нормальной эксплуатации речных сооружений особенно важно при больших скоростях течения. В таких случаях требуется защита берегов русла, его регулирование в пределах поймы и стабилизация

ция блуждающих русел на конусах выноса периодически действующих селевых потоков, а также защита оснований фундаментов и конструкций речных сооружений от разрушительных воздействий потока [1]. В транспортном и гидротехническом строительстве, например, имели место деформации и аварии плотин, мостов, труб, насыпей из-за недостаточной защиты грунтов оснований фундаментов при подмыве. Главный удар поток наносит по регуляционным сооружениям и, разрушив их, устремляется на основное сооружение.

В качестве подобного примера можно привести регулирование русла р. Чирчик. Расходы воды р. Чирчик в паводки достигают $1450 \text{ м}^3/\text{с}$, а скорости—до 4 м/с . Русло реки сложено песками и крупнообломочными грунтами: гравием, галькой и валунами весом до 2 т. Этот обломочный материал во время паводков перемещается вниз по течению, образует острова и впадины глубиной до 10 м. Перемещение аллювиальных отложений приводит к блужданию русла в пределах широкой (до 2 км) поймы.

Гидротехнические сооружения неоднократно повреждались паводками и поэтому потребовалось устройство капитальных регуляционных сооружений. Сначала было применено регулирование блуждающего русла в пределах коренных склонов речной долины, включающее спрямленное подводящее искусственное русло шириной 30 м и глубиной 5 м и грунтовые струнаправляющие дамбы общей длиной 1840 м. Речной откос дамб был облицован двойной булыжной мостовой, упиравшейся в каменную рисберму глубиной 1,5–2 м. Этот вариант регулирования оказался несостоятельным: первым паводком искусственное русло объемом около 20000 м^3 было занесено, а дамбы в нескольких местах прорваны.

Последующий проект восстановления дамб предусматривал мощную (до 400 мм) бетонную одежду речного откоса, упирающуюся в подпорную стенку с шириной подошвы фундамента 2 – 2,5 м. Подпорная стенка выполнялась из блоков весом до 5 т. Однако и эта конструкция дамб оказалась недолговечной. Прошедшим паводком бетонные блоки были подмыты, отнесены от мест размыва на десятки метров.

Третий проект регуляционных сооружений (рис. 1), составленный с нашим участием, имел в своей основе другие методы и материалы защиты грунтовых дамб. В проекте использовалась энергия самих паводковых вод для ликвидации глубоких размывов русла у основания дамб, а также местные стро-

ительные материалы. С помощью заградительных сипайных рядов 8, 9, 10, 11 (рис. 1) направление главного удара паводковых вод было отведено от дамб в центр русла. Грунтовые дамбы усилены сипайными траверсами и сипаями с каменной наброской 1, 7. Размытые участки дамб 2 и 6 были восстановлены и укреплены каменно-хворостяной (таштуганной)

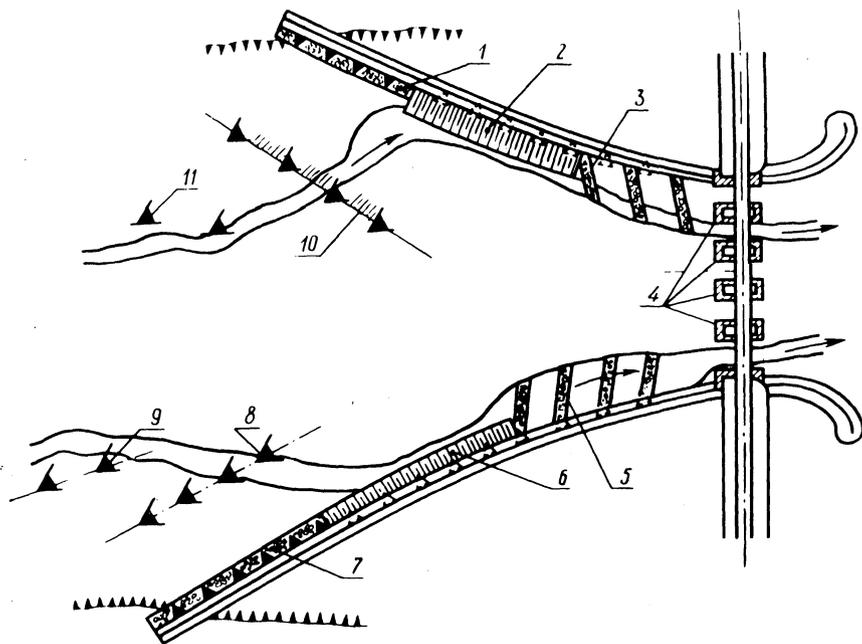


Рис. 1. Схематический план регуляционных сооружений р. Чирчик: 1 и 7 — сипаи с каменной наброской; 2 и 6 — таштуганная берега с сипайным каркасом и тьюфом; 3 и 5 — подводные бунны (полузапруды); 4 — противоразмывные кольца опор; 8, 9 и 11 — заградительные сипайные ряды; 10 — сипаи с подвесными фашинами.

бермой с тьюфом (фартуком) против подмыва дамб (рис. 2). Размывы глубиной до 8 м предусмотрено заполнить наносами во время паводка с помощью подводных бун (полузапруд) 5 (рис. 1), отсыпанных из каменной (глыбовой) наброски. Вокруг опор моста устраивались противоразмывные кольца 4 (рис. 1) из армированной каменно-хворостяной кладки, конструкция которой показана на рис. 4, а.

Такое комплексное решение проблем регулирования русла обеспечило безаварийное и долговечное существование регуляционных сооружений. Приведем описание основных конструкций системы регулирования и защиты.

Сипайная защита берегов и сооружений – древнее и эффективное средство борьбы народа с водной стихией. Сипай – конструкция в форме тетраэдра выполняется из местных материалов: бревен, жердей, хвороста и камня, проволочной плетеной сетки из нержавеющей стали. Мы применяли усовершенствованный сипай, усиленный отбойной плоскостью 2 из пластин с зажимом между ними хвороста (рис. 3,а).

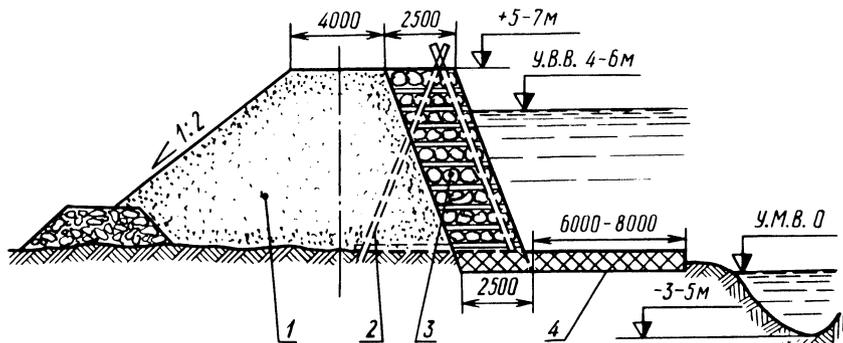


Рис. 2. Дамба с таштуганной бермой и тюляком: 1 – дамба из местного грунта; 2 – сипай; 3 – таштуганная берма; 4 – тюляк из армированного таштугана.

Удлиненная отбойная плоскость сипая позволяет отдалить зону размыва дна русла от опорной плоскости сипая, что увеличивает собственную устойчивость сипая. При этом значительно возрастает отбрасывание струй потока от защищаемого берега или сооружения, и расстояние между сипаями достигает 15 – 20 м.

Сипай устанавливают в виде сипайных рядов для изменения направления и скорости потока (рис. 3,б), сипайно-фашинных заграждений для снижения скорости потока и сипайных рядов в комбинации с каменной наброской и каменно-хворостяной кладкой для усиления устойчивости самих сипаев и дамб. При сипайно-фашинных заграждениях между сипаями на старых тросах навязывают пучки фашин.

Каменно-хворостяная (таштуганная) кладка также относится к наиболее древним средствам защиты берегов и регуляции рек. Такая кладка по сравнению с бетонной облицовкой отличается дешевизной местных материалов, эластичностью конструкции, обеспечивающей деформируемость кладки без разрушения при подмывах, возможностью превращения таштугана в "живую защиту". Таштуганная кладка в комбинации с сипаями широко применялась для устройства

берм, защищающих речной откос дамб от размыва паводком (рис. 2).

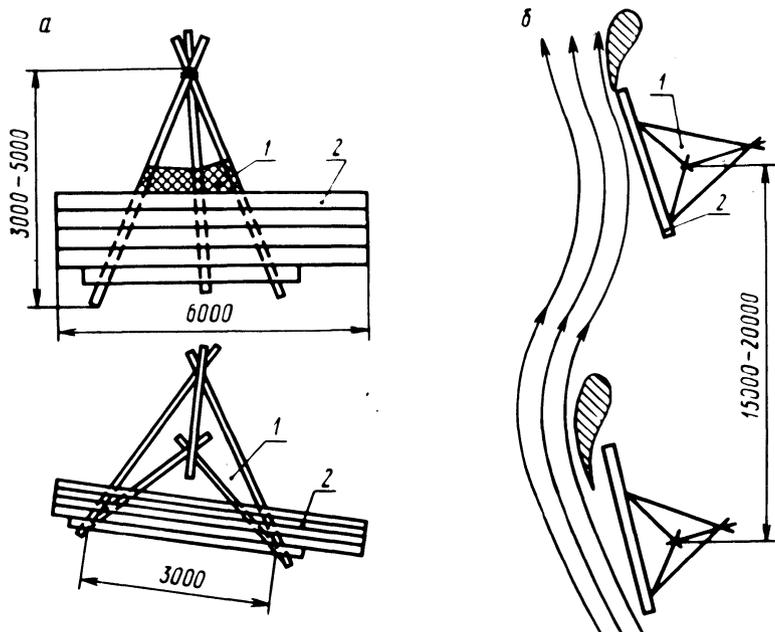


Рис. 3. Сипайное сооружение: а - схема работы усиленных сипаев; б - работа сипайного ряда в паводок; 1 - тетраэдр из бревен с каменно-хворостяным заполнением; 2 - отбойная плоскость из пластин и хвороста.

Армированный таштуган предложен нами и предназначен для устройства противоподмывных тюфяков (рис. 4,а) и колец (рис. 4,в), автоматически закрывающих подмывы оснований дамб и фундаментов опор мостов на реках с большими скоростями течения. Опускающиеся фартуки и кольца дешевы и более надежны в работе, чем широко известные габионные конструкции. В определенных условиях ивовый хворост прорастает и создает "живую защиту" конструкции или берега.

Скользящие щиты из карабур - состоят из связок хвороста - фашин, начиненных камнем. Изготовление карабур можно механизировать. Действие скользящего щита из карабур для автоматического закрытия подмыва берега или основания сооружения показано на рис. 4,б. Отдельные щиты длиной 4 - 6 м связывают между собой старыми тросами, что обеспечивает возможность самостоятельного погружения элементов. В

нашей практике карабуры использовались для устройства скользящих щитов при укреплении берегов и регуляционных сооружений на реках и некоторых суходолах с селявыми потоками.

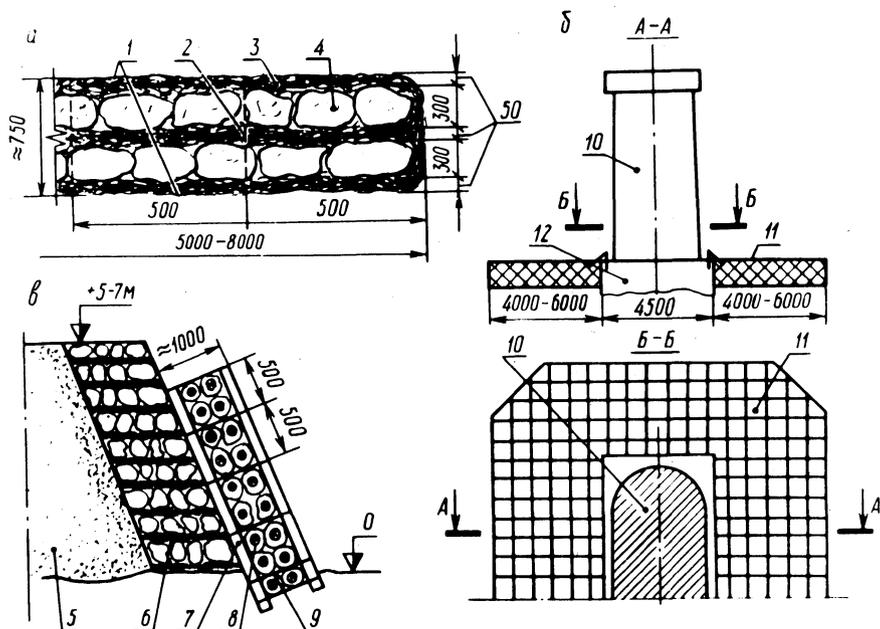


Рис. 4. Таштуганные противоподмывные тюфаки, кольца и щиты: а - таштуганный тюфак; б - противоподмывное кольцо; в - скользящий щит; 1 - оцинкованная проволока $d = 5-6$ мм; 2 - проволочные стяжки; 3 - хворост; 4 - местный камень; 5 - тело дамбы; 6 - таштуганная берма; 7 - каркас из бревен $d = 16-18$ см; 8 - карабуры; 9 - проволочные скрутки; 10 - опора моста; 11 - кольцо из армированного таштугана; 12 - крепление кольца к опоре.

Резюме. При разработке мер защиты берегов и регулирования русел следует использовать многовековой опыт народа по применению местных строительных материалов, нередко обеспечивающих наиболее простое и эффективное решение проблем защиты сооружений и регулирования рек.

Данное положение особенно касается небольших по масштабам сооружений, так как местные материалы во многих случаях обеспечивают долговечную "живую защиту" берегов и регулирование русел рек по сравнению с конструкциями, основанными на применении бетона и железобетона.

Л и т е р а т у р а

1. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек. М., 1962.

О СОСТОЯНИИ ВОПРОСА ОЦЕНКИ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ЗОНИРОВАНИЯ ХОЗЯЙСТВЕННО- ПИТЬЕВЫХ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Зонирование хозяйственно-питьевых сетей водопроводов, как правило, вызывается: большой разностью отметок водоснабжаемой территории (так называемое – вертикальное зонирование); значительной протяженностью сети и, следовательно, большими потерями напора в ней (горизонтальное зонирование); различными требованиями отдельных потребителей к напорам на вводе (главным образом для промышленных предприятий). Оно обусловлено также такими факторами, как характер рельефа местности и конфигурации сети, удаленность и число источников водоснабжения, наличие и место расположения регулирующих емкостей и насосных станций, величина свободного напора у точек питания, их количество и место расположения и т.д. Однако, несмотря на столь разнообразные условия, в которых находятся системы хозяйственно-питьевого водоснабжения, к вопросам зонирования при проектировании систем водоснабжения подходят однозначно, что объясняется недостаточной изученностью вопроса. Все это говорит о необходимости изучения эффективности зонных систем водоснабжения и разработки рекомендаций по выбору рациональных и экономически выгодных схем водопроводов для любых конкретных условий.

Анализ показывает, что зонные системы водоснабжения, как правило, приводят к увеличению строительной стоимости водопровода, но связаны с уменьшением потерь воды и снижением величины затрачиваемой энергии. Следовательно, зонирование будет выгодно только в том случае, если экономия превысит затраты.

Энергетическая оценка зонных водопроводов была достаточно полно дана еще в 1948 г. Н.Н.Абрамовым [1]. Он показал, что затраты энергии в зонных водопроводах всегда меньше, чем в однозонных. По Н.Н.Абрамову, они составляют

$$E_3 = \frac{n+1}{2n} E,$$

где E_3 – затраты энергии в зонном водопроводе; E – то же в

незонированном водопроводе; n - число зон. С увеличением числа зон расход энергии уменьшается и стремится к $E_3 = 0,5 E$.

Сравнительный анализ расчетов централизованных систем водоснабжения с их зонным вариантом [10] показал, что более экономичным является вариант с разделением сети на зоны (как правило, принимали вариант с двумя зонами), так как при этом уменьшаются непроизводительные затраты энергии на подъем воды за счет снижения общего напора.

Энергетическое исследование зонных систем водоснабжения [6] показало, что напор первой зоны зависит от числа зон и характера возрастания напоров по длине водопровода. При этом всякое начальное значение напора или длины первой зоны будет соответствовать определенному значению напоров последующих зон [6].

Энергетическую оценку эффекта зонирования водопроводов А.М.Гладков [3] рекомендует производить по двум параметрам - по величине коэффициента "энергетической оценки" (K_3) и по соотношению расчетных расходов в каждой из зон к общему расходу объекта (N_ϕ):

$$K_3 = \frac{\sum N_T}{\sum N_\phi},$$

где N_ϕ - суммарные свободные напоры в узлах сети, полученные при расчетах; N_T - то же, требуемое по этажности застройки;

$$N_\phi = \frac{q_{p.z}}{q_{об}},$$

где $q_{p.z}$ - расчетный расход воды данной зоны; $\sum q_{об}$ - суммарный расчетный расход по всему объекту (по всем зонам).

Установлено [3], что наиболее экономически выгодны проектные решения по зонированию сетей городских водопроводов при значении коэффициента энергетической оценки $K_3 = 1,5-1,6$. Наиболее рациональным является распределение расходов воды по зонам, при котором энергетический коэффициент K_3 имеет наименьшее значение при наибольшем значении отношения N_ϕ , при этом обеспечивается наименьшая себестоимость воды, подаваемой в водопроводную сеть [3].

Установленные при проектировании или на основе опыта эксплуатации границы зон могут с течением времени оказаться нерациональными в результате нового жилого и промышлен-

ного строительства или развития системы водоснабжения. Поэтому необходимы периодическая проверка целесообразности существующей структуры зонирования и корректировка границ зон в соответствии с конкретными условиями.

Зоны водопровода влияют друг на друга. Влияние это значительно и должно учитываться при проектировании и эксплуатации систем водоснабжения. При несоблюдении этих условий снижается экономическая эффективность водопроводов [11]. Эффект зонирования наблюдается и при зонировании отдельных микрорайонов, промышленных предприятий или групп промышленных предприятий.

Результаты расчетов, произведенные А.Л.Глезером [4], показывают, что стоимость внутренней водопроводной сети при зонировании систем водоснабжения жилых микрорайонов увеличивается в среднем на 35 – 40%. Экспериментальные расчеты схем водоснабжения двадцати жилых районов Москвы [4] показали, что стоимость наружной сети при зонировании по параллельной схеме возрастает на 50 – 55% по сравнению со стоимостью незонированной сети. Наибольший эффект (экономический) зонирования получается при оптимальной высоте нижней зоны, что имеет большое значение для определения свободного напора в диктующей точке водопроводной сети. Изменение высоты зоны незначительно сказывается на стоимости внутренней, а также наружной сети водоснабжения. При зонировании систем водоснабжения жилых районов величина удельного расхода воды уменьшается на 11,7%, а расход электроэнергии – на 23,2%. Это уменьшение зависит в основном от напора на вводе в здание и от этажности здания [4].

Установлено [4], что оптимальная высота нижней зоны колеблется от 5 до 8 этажей при застройке жилых районов 5-, 9-, 12- и 16-этажными зданиями. Однако это утверждение нуждается в уточнении, так как высота зоны, как и ее величина, зависит от удельного веса этажности в рассматриваемом районе. Очевидно, чем выше здание, тем больше зон потребуются для одного и того же района.

Схемы с внутренним зонированием промышленных предприятий, рассматриваемые И.В.Кожинным [5], также выгодны, особенно когда такое регулирование водоподачи возможно для нескольких промышленных предприятий города, так как в этом случае система приближается к схеме с идеальным регулированием.

Исследования работы промышленных предприятий показали, что даже при необходимости заново соорудить емкости и предусматривать подкачку воды в сеть промышленного предприятия, рассматриваемая система по сравнению с безрезервуарными дает 3 - 7% экономии как по капитальным, так и по эксплуатационным затратам [5].

Если заполнять резервуары ночью, когда общее водопотребление в городе падает, и сделать соответствующие расчеты с подбором необходимых объемов регулирующих емкостей и мощности насосных агрегатов, то, осуществляя регулирующую подачу воды в резервуары промышленных предприятий по согласованным графикам водоподдачи и водопотребления, можно не только добиться экономии электроэнергии, но и повысить пропускную способность существующей водопроводной сети в среднем на 25 - 30% [5].

Кроме того, с учетом сказанного можно без существенных капитальных затрат по перекладке и строительству новых магистралей практически полностью обеспечить перспективное водопотребление города.

Полный анализ изменения величины ежегодных затрат в зависимости от изменения числа зон водопроводной сети в настоящее время дать пока невозможно [2, 7 - 9]. Для оптимального решения задачи зонирования хозяйственно-питьевых водопроводов необходимо исследовать следующие вопросы:

- 1) изучение влияния отдельных факторов на эффективность зонирования водопроводной сети (характеристики потребителей, характеристики территории и водопроводных сетей, экономические факторы и т.д.);
- 2) исследование экономической эффективности различных схем зонных систем водоснабжения и определение возможных областей их рационального применения;
- 3) выявление связи между числом принимаемых зон и надежностью работы системы водоснабжения в различных условиях;
- 4) установление экономически выгодных мест расположения напорно-регулирующих емкостей в зонах, а также их количества и режимов работы;
- 5) составление экономико-математических моделей, которые позволят учесть основные факторы, учитывающиеся при технико-экономическом расчете зонных систем водоснабжения.

Резюме. Зонное водоснабжение стало одной из актуальных проблем города. Решение этой проблемы сулит экономический эффект при проектировании, реконструкции и эксплуатации хозяйственно-питьевых систем водоснабжения.

Л и т е р а т у р а

1. Абрамов Н.Н. Обоснования и методы зонирования водопроводных систем. М., 1949.
2. Абрамов Н.Н. Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды. М., 1972.
3. Гладков А.М. О зонировании систем городских водопроводов. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1973, №6.
4. Глезер А.Л. Изменение водопотребления в жилых зданиях при зонировании систем водоснабжения жилых районов. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1969, №7.
5. Кожин И.В. Исследования некоторых вопросов использования резервуаров в системах водоснабжения с применением электроаналоговой машины МАВР. - "Научн. труды АКХ. Автоматика, телемеханика и вычислительная техника в городском хозяйстве", 1970, №3, вып. 70.
6. Мостков М.А. Элементы теории водоснабжения. Тбилиси, 1963.
7. Мошнин Л.Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводной сети. М., 1950.
8. Мошнин Л.Ф., Гальперин Е.М., Глазунов Е.М. Расчет систем водоснабжения с использованием вычислительной техники. - "Водоснабжение и санитарная техника", 1966, №4.
9. Рыбников Э.Н. Исследование математических методов расчета и моделирования сложных гидравлических систем при помощи ЦВМ. Автореф. канд. дис. Харьков, 1969.
10. Догильский Э.С. Интенсификация режимов работы городских водопроводов. М., 1972.
11. Руководство по использованию расчетов систем подачи воды с применением ЭЦВМ для выбора оптимальных решений при вариантном проектировании. М., 1970.

УДК 628.152

В.П.Старинский, канд.техн.наук,
А.А.Ковалев, Н.В.Ковалевский, В.И.Полещук

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ПНЕВМОУСТАНОВОК В ВОДОСНАБЖЕНИИ

Пневматические установки применяются в настоящее время для водоснабжения преимущественно небольших потребителей воды (отдельно расположенные школы, больницы, санатории, колхознохозяйственные объекты, высотные здания и т.п.), число которых достаточно велико. Поэтому вопросы проектирова-

ния пневмоустановок для их водоснабжения имеют важное народнохозяйственное значение. В частности, практический интерес представляет выяснение области эффективного применения пневмоустановок, а также величина коэффициента сжатия воздуха в воздушных котлах. Область эффективного применения пневмоустановок может быть выявлена в результате сопоставления величины приведенных затрат с аналогичными затратами для башенных систем водоснабжения.

Сопоставляемая часть приведенных затрат для систем водоснабжения с пневмоустановками равна

$$3(\epsilon, W) = \left(E + \frac{p_{a,6}}{100} \right) C_{\epsilon}(\epsilon, V_{\epsilon}) + \frac{\alpha \epsilon T}{\eta_{\epsilon}} \left(\frac{1 + \epsilon}{2} \right) W N_{\min} \text{ ц.} \quad (1)$$

Аналогичные же затраты для систем водоснабжения с башнями

$$3(H_6, W) = \left(E + \frac{p_{a,6}}{100} \right) C_6(H_6, V_6) + \frac{\alpha T W N_{\text{ср}} \text{ ц}}{\eta_6}, \quad (2)$$

где E - нормативный коэффициент эффективности капиталовложений в водоснабжение, равный 0,125; $p_{a,v}$ - амортизационные отчисления от стоимости пневмоустановки, %; $C_{\epsilon}(\epsilon, V_{\epsilon})$ - строительная стоимость пневмоустановок в функции от ее емкости и степени сжатия воздуха; $p_{a,6}$ - амортизационные отчисления от стоимости башни, %; $C_6(H_6, V_6)$ - строительная стоимость башни в функции от ее высоты и емкости бака; α - удельные полезные затраты энергии при подъеме 1 м воды на высоту 1 м, равные 0,00273 квт-ч/м³; α - коэффициент, учитывающий характер изменения давления в пневмобаках при работе пневмоустановок; T - годовая продолжительность работы системы водоснабжения в сутках; W - суточная производительность системы водоснабжения, м³; ϵ - коэффициент сжатия воздуха в пневмобаках; η_6 и η_{ϵ} - к.п.д. насосов соответственно для башенной и пневматической системы водоснабжения; $N_{\text{ср}}$, N_{\min} - средний и минимальный напоры системы водоснабжения; ц - стоимость электроэнергии, руб/квт-ч.

В зависимостях (1) и (2) затраты на создание водозаборных сооружений и сетей не учитываются, так как в обоих случаях они одинаковы. Если представить, что $C_{\text{возд}} = n C_{\text{вод}}$,

$$a \quad n = \beta = \frac{1}{\epsilon - 1} \quad \text{из условия, что } \beta = \frac{1}{\epsilon - 1} = \frac{V_{\text{возд}}}{V_{\text{вод}}} = \frac{n V_{\text{вод}}}{V_{\text{вод}}}$$

$$\text{то } C_{\varepsilon}(\varepsilon, V_{\varepsilon}) = C_{\text{компр}} + (1+n) C_{\text{вод}}, \quad (3)$$

где $C_{\text{компр}}$, $C_{\text{вод}}$ - стоимости компрессорной установки, водяных баков, воздушных баков.

Стоимость водяных баков представлена в виде

$$C_{\text{вод}} = V_{\text{вод}} \bar{C}_{\text{вод}} = \frac{P_{\text{рег}}}{100} W \bar{C}_{\text{вод}}. \quad (4)$$

Тогда

$$Z(\varepsilon, W) = \left(E + \frac{P_{a.v}}{100} \right) \left[C_{\text{компр}} + \left(1 + \frac{1}{\varepsilon - 1} \right) \frac{P_{\text{рег}}}{100} W \bar{C}_{\text{вод}} \right] + \frac{\alpha \varepsilon T}{\eta \varepsilon} \left(\frac{1 + \varepsilon}{2} \right) W N_{\text{min}}^2, \quad (5)$$

где $P_{\text{рег}}$ - регулирующий объем пневмоустановок, % от W ; $C_{\text{компр}}$ - стоимость компрессорной установки; $\bar{C}_{\text{вод}}$ - стоимость единицы объема регулирующих резервуаров пневмоустановки.

Зная ряд значений W и ε , по выражению (5) для различных условий можно найти величину $Z(\varepsilon, W)$. В частности, при $P_{\text{рег}} = 5\% W$; $W = 400-1000 \text{ м}^3/\text{сут}$; $T = 365$ дней, $N_{\text{min}} =$

35 м ; $\alpha = 0,02 \text{ руб/квт-ч}$; $C_{\text{компр}} = 2000 \text{ руб}$; $\bar{C}_{\text{вод}} = 30 \text{ руб/м}^3$; $\alpha = 0,70$ и $\varepsilon = 1,0 - 2,0$ полученные значения $Z(\varepsilon, W)$ в среднем на 30-50% меньше аналогичных величин для башенных систем водоснабжения. Это указывает на достаточно высокую эффективность применения пневмоустановок в системах водоснабжения небольшой производительности, а также на возможность существенного расширения области использования установок данного вида.

Полученные значения $Z(\varepsilon, W)$ указывают также и на то, что эффективность пневмоустановок находится в тесной зависимости от величин ε и W . При этом для каждого значения W существует вполне определенное оптимальное значение величины ε , при котором приведенные затраты на подъем и подачу воды потребителям минимальны. С ростом W значение оптимальной величины ε уменьшается (табл. 1).

Таблица 1. Значения $\varepsilon_{\text{опт}}$ в функции от W

$W, \text{ м}^3/\text{сут}$	400	600	800	1000
$\varepsilon_{\text{опт}}$	1,75	1,68	1,60	1,50

Для любых конкретных данных величину оптимального значения коэффициента сжатия ϵ можно найти из условия достижения функции (5) минимума. Если продифференцировать эту функцию по ϵ и результат дифференцирования приравнять нулю, то из полученного выражения можно найти, что

$$\epsilon_{\text{опт}} = 1 + \sqrt{\frac{\eta(\epsilon)}{A} \left(\epsilon + \frac{P_{a,v}}{100} \right) C_{\text{вод}}}, \quad (6)$$

где $A = 182,5 \alpha \epsilon N_{\text{min}}$ Вт. (7)

Резюме. Приводится технико-экономическое обоснование области эффективного применения пневмоустановок в водоснабжении, излагается методика определения оптимального значения коэффициента сжатия воздуха в пневмобаках, показывает, что в диапазоне производительностей $Q = 400 - 1000 \text{ м}^3/\text{сутки}$ применение пневмоустановок в системе водоснабжения может быть более целесообразным, чем водонапорных башен.

УДК 556.343.001.57

В.С.Усенко, докт.техн.наук,
М.Ю.Калинин

ИЗУЧЕНИЕ НА МОДЕЛЯХ ЭГДА ФИЛЬТРАЦИИ ИЗ РЕКИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ БЕРЕГОВЫХ ВОДОЗАБОРОВ

В последние годы все больше внимания уделяется исследованиям взаимосвязи поверхностных и подземных вод. Особый интерес представляет оценка фильтрационных потерь из поверхностных источников на участках интенсивного понижения уровня подземных вод, гидравлически связанных с поверхностными.

Методы электроаналогового моделирования для непосредственного изучения условий взаимосвязи подземных и поверхностных вод в разных природных условиях стали применяться сравнительно недавно [1 - 3]. Авторы этих работ на электрических моделях исследовали движение грунтовых вод к реке в зависимости от ее ширины, мощности водоносного горизонта, глубины вреза русла в водоносный горизонт, т.е. выполняли оценку подземного питания реки в естественных условиях.

В настоящей статье ставится задача дальнейшего изучения взаимосвязи подземных и поверхностных вод при эксплуатации береговых инфильтрационных водозаборов. При этом на моделях из электропроводной бумаги исследовалось два вопроса: влияние размеров и формы русла, а также степени его вреза в водоносный горизонт на фильтрационные потери из реки и на производительность водозабора.

Рассматриваемые водозаборы относятся к типу водозаборов, которые расположены в долинах рек с меженным расходом, превышающим общую производительность водозабора. Принималось, что русловые отложения рек по фильтрационным свойствам мало отличаются от водоносного песчано-галечникового горизонта, поэтому степень гидравлической взаимосвязи грунтовых и поверхностных вод определяется только несовершенством русла по врезу в водоносный горизонт.

Во всех опытах водозаборные скважины вскрывали водоносный горизонт на всю мощность и работали при постоянном понижении, равном половине мощности эксплуатируемого пласта ($S = \frac{1}{2} M$). При этом замерялась сила электрического тока для различных схем. Результаты измерений использовались для расчета составных частей суммарного водоотбора. По этим расчетам были построены графики изменения производительности водозабора и фильтрационных потерь через дно и берега реки, которые дают количественную и качественную картину баланса подземных и поверхностных вод, участвующих в питании водозабора.

В первой серии опытов изучалось влияние ширины реки на фильтрационные потери из нее и на производительность водозабора (рис. 1). Проведенные опыты показали, что в рассматриваемых условиях при постоянной степени несовершенства реки $\xi_2 = \frac{m}{M}$ ее ширина практически не влияет как на производительность водозабора, так и на фильтрацию через ближайший к нему берег m_2 .

С увеличением ширины реки возрастают суммарные фильтрационные потери из нее, что особенно заметно при значениях отношения $\frac{2b}{M}$, изменяющегося от 0,2 до 0,6. При дальнейшем возрастании параметра $\frac{2b}{M}$ относительные фильтрационные потери из реки стремятся к постоянной величине.

Фильтрация через дно реки в разной степени зависит от ее ширины. При разной степени несовершенства реки потери на фильтрацию через правую часть ее дна (b_2) различны. Они

возрастают с уменьшением степени вреза и с ростом отношения $\frac{2b}{M}$. С увеличением ширины реки фильтрационные потери через b_1 при любой степени несовершенства незначительны. Опыты показали, что при ширине реки $\frac{2b}{M} \geq 1,6$, начиная с $\xi \geq 0,2$, b_1 не участвует в питании водозабора.

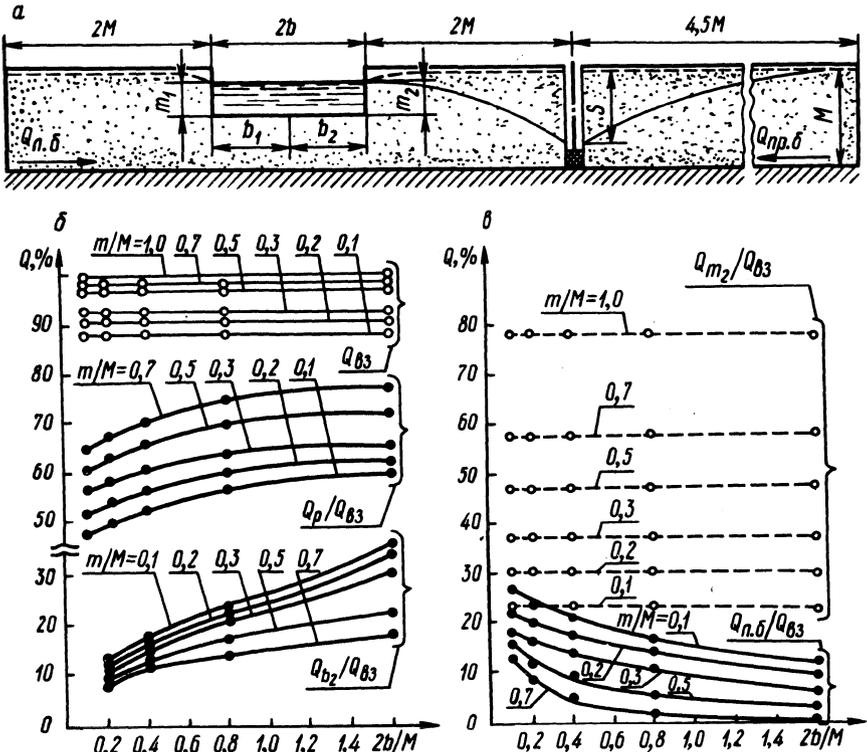


Рис. 1. Влияние ширины реки ($2b$) на фильтрационные потери из нее: а - расчетная схема; б, в - графики изменения фильтрационных потерь с отдельных элементов поперечного сечения русла реки; $Q_{п.б}$ - погонный расход грунтового потока со стороны левого коренного берега; $Q_{п.п.б}$ - то же со стороны правого коренного берега; Q_{m_1} , Q_{m_2} - расходы фильтрационного потока соответственно через левый и правый берега русла реки; Q_{b_1} , Q_{b_2} - фильтрационные расходы соответственно через левую и правую половины для русла; m/M - степень несовершенства вреза русла реки в пласт.

Подземный приток с правого борта долины ($Q_{п.п.б}$) при различной ширине реки и степени несовершенства является почти постоянной величиной (порядка $24=21\%$) и незначительно уменьшается с увеличением несовершенства реки. А вот приток с левого борта ($Q_{п.б}$) по-разному уменьшается в зависимости от ширины реки и степени несовершенства. Как видно

из рис. 1, в, ширина реки в большей мере оказывает влияние на сокращение притока со стороны левого борта при малых значениях $\xi_2 = 0,1-0,3$ и в меньшей мере при $\xi_2 \geq 0,5$.

Влияние формы поперечного сечения русла на производительность рассматривалось во второй серии опытов. При этом степень несовершенства реки по врезу принималась постоянной ($\frac{m}{M} = 0,5$), а отношение $\frac{m}{2b}$ задавалось различным: 0,5; 1,0; 2,0.

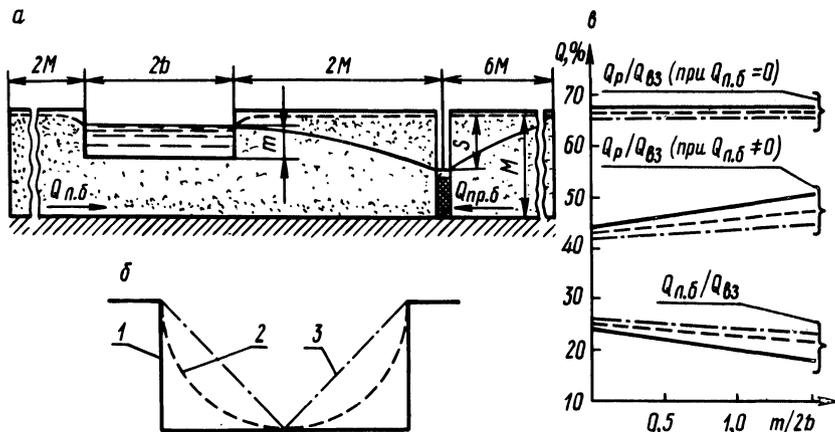


Рис. 2. Влияние формы русла на фильтрацию из реки и производительность водозабора; а - расчетная схема; б - варианты формы русла (1 - прямоугольное, 2 - параболическое, 3 - треугольное); в - график изменения фильтрационных потерь из реки и левого коренного берега.

Так как все многообразие поперечных форм русел, встречающихся в природе, можно свести к трем основным (прямоугольному, параболическому и треугольному), то на моделях рассматривались только они (рис. 2, б). Для случая, когда река в естественных условиях дренирует подземный поток с двух сторон ($Q_{л.б} \neq 0, Q_{пр.б} \neq 0$), на основании проведенных опытов можно сделать следующие выводы.

При одной и той же степени несовершенства русла по врезу в водоносный горизонт форма поперечного сечения мало влияет на производительность водозабора (она изменяется в пределах 4%). Так, при одинаковой ширине реки максимальными будут потери из прямоугольного русла и минимальными из треугольного, что объясняется различной площадью, через которую происходит фильтрация поверхностных вод. Вследствие этого при постоянной ширине русла производительность водозабора максимальная у рек с поперечным сечением в виде

прямоугольника и несколько ниже у рек, имеющих треугольное поперечное сечение русла.

Таким образом, ширина русла оказывает влияние лишь на фильтрационные потери из реки и не влияет на производительность водозабора. Если подземный поток со стороны противоположного берега отсутствует ($Q_{л,б} = 0, Q_{пр,б} \neq 0$), форма русла и его ширина на влияют на производительность водозабора (рис. 2, в).

При изучении влияния степени несовершенства реки по врезу в третьей серии опытов рассматривались две схемы. Согласно первой, река в естественных условиях дренирует водоносный горизонт с обеих сторон долины (рис. 3, а), а второй, — когда приток с левого борта долины отсутствует ($Q_{л,б} = 0$) (рис. 3, в).

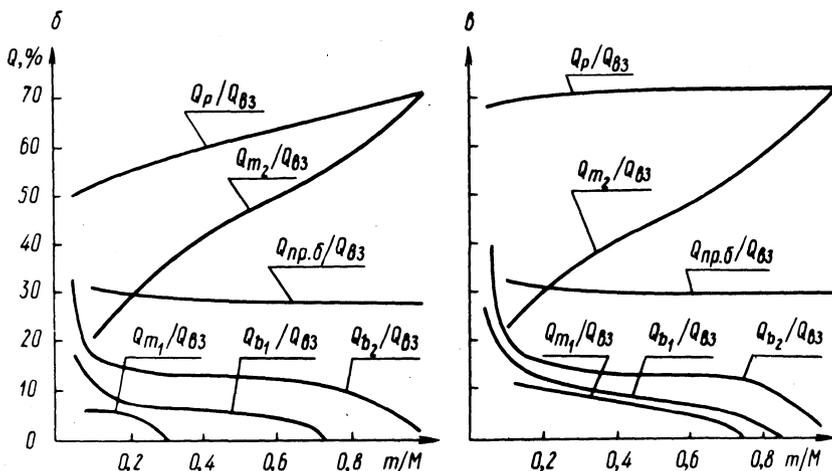
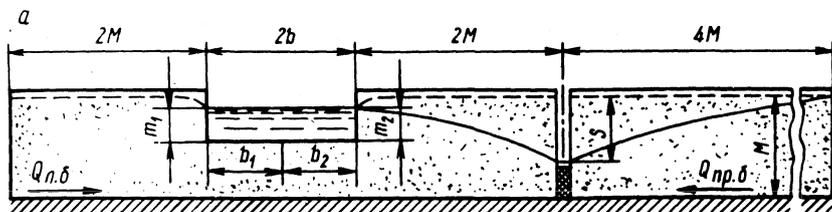


Рис. 3. Влияние несовершенства русла по врезу на фильтрацию из реки: а — расчетная схема; б — графики изменения суммарного фильтрационного расхода из реки и с отдельных элементов русла при $Q_{л,б} \neq 0$; в — то же при $Q_{л,б} = 0$. Остальные обозначения такие же, как на рис. 1.

Из рис. 3, б видно, что при двустороннем подземном притоке со стороны долины общие фильтрационные потери из реки

зависят от величины несовершенства $\xi = \frac{m}{M}$ и изменяются от 50 (при $\xi = 0,05$) до 72% (при $\xi = 1,0$). Для второго случая, когда река является основным источником питания водозабора (отсутствие притока с противоположного берега) при любой степени несовершенства реки по врезу, потери на фильтрацию из реки почти постоянны. Так, при $\xi = 0,05$ они составляют 69%, а при $\xi = 1$ величина $\frac{Q_p}{Q_{вз}}$ равна 72%.

Влияние противоположного берега реки m_1 на производительность водозабора уменьшается с увеличением степени вреза русла в водоносный горизонт. При наличии бокового при-

тока слева для $\xi = 0,1$ имеем $\frac{Q_{m_1}}{Q_{вз}} = 6\%$, а при $\xi = 0,3$ $\frac{Q_{m_1}}{Q_{вз}} = 0\%$. Начиная с $\xi = 0,3$ противоположный к водозабору берег не участвует в питании водозабора. Таким образом, когда река является основным источником питания водозабора, влияние противоположного берега сокращается постепенно при увеличении степени вреза русла в водоносный горизонт. Так, при $\xi = 0,1$ фильтрационные потери через m_1 равны 11%, а при $\xi = 0,8$ $\frac{Q_{m_1}}{Q_{вз}} = 0\%$.

Расход воды, поступающей к водозабору через дно реки, является величиной переменной, которая зависит от степени несовершенства. Так, в отсутствие притока (с левого коренного берега) при минимальной врезке русла в водоносный горизонт ($\xi = 0,05$) через дно к водозабору поступает соответственно 28% воды с b_1 и 39% с b_2 (здесь при $\xi = 0,05$ принималось, что m_1 и $m_2 = 0$).

С увеличением ξ от 0,2 до 0,75 величина питания через дно несколько стабилизируется, изменяясь для b_2 от 16 до 11% и для b_1 от 10 до 3%. Начиная с $\xi = 0,75$ фильтрационные потери через дно резко сокращаются, так как основное количество поверхностных вод поступает в это время через ближайший к водозабору берег m_2 . Как видно из рис. 3, б, в изменение расхода, поступающего через дно, для обеих схем притока почти аналогично.

Наиболее выраженное влияние степень несовершенства реки оказывает на фильтрацию через ближайший к водозабору берег

m_2 . В обеих рассматриваемых схемах фильтрационный расход, поступающий к водозабору от m_2 , равен 20% при $\xi_3 = 0,1$ и 72% при $\xi_3 = 1,0$. Значительно возрастают фильтрационные потери через берег, начиная с $\xi_3 = 0,7 - 0,8$, так как в этот момент происходит сокращение питания водозабора за счет дна реки.

При изучении изменения качества подземных вод, отбираемых береговыми водозаборами, важным является определение не только количества поверхностных вод, которое будет подтягиваться к водозабору в процессе его эксплуатации, но и протяженность участка реки, с которого будет поступать поверхностная вода в водозабор.

В следующей серии опытов на плановой модели изучалось влияние линейных размеров водозабора и его удаления от реки на размеры участка реки, с которого поступает вода в водозабор. В проведенных опытах рассматривался наиболее простой случай, когда река по степени вреза русла в водоносный пласт совершенна, а водоносный горизонт является однородным. Оценивая количество поверхностных вод, привлекаемых к береговому водозабору можно сделать следующие выводы.

Доля речных вод в общем расходе водозабора зависит от длины участка реки, попавшего в зону влияния водозабора. При отсутствии естественного подземного притока со стороны долины расход водозабора Q полностью обеспечивается притоком из реки при $\bar{y} \rightarrow \infty$ (рис. 4,а). При этом почти половина (45-50%) Q дебита водозабора поступает с участка реки $2x_0$ ($-x_0 \leq y \leq x_0$), 75-80% - с участка длиной $6x_0$ ($-3x_0 \leq y \leq 3x_0$) и 85-95% - с участка длиной $14x_0$ ($-7x_0 \leq y \leq 7x_0$). Эти два вывода подтверждают расчеты Ф.М.Бочевера и Э.М.Хохлатова для одиночной скважины вблизи реки [4,5].

Рассматривая влияние линейных размеров водозабора, видим, что с увеличением его длины (1) доля речных вод, участвующих в питании водозабора с одного и того же участка реки, изменяется (рис. 4,б). Так, если для одиночного водозабора с участка реки $\bar{y}_p = 2x_0$ поступает 45% речных вод от общего водоотбора, то с увеличением длины водозабора $l = 2x_0$ с этого участка уже поступает 38%, а при $l = 4x_0$ доля речных вод сокращается до 28%; при $l = 6x_0$ с этого участка к водозабору привлекается 22% речных вод.

С увеличением расстояния между рекой и водозабором те же линейные размеры в меньшей степени сказываются на ко-

личестве речных вод, привлекаемых к водозабору с одного и того же участка реки, так как при значительном удалении от реки линейный водозабор можно рассматривать как одиночный.

Таким образом, при соотношениях $\frac{1}{x_0} \leq 1$ можно пренебречь

линейными размерами водозабора и пользоваться зависимостями для одиночной скважины вблизи реки.

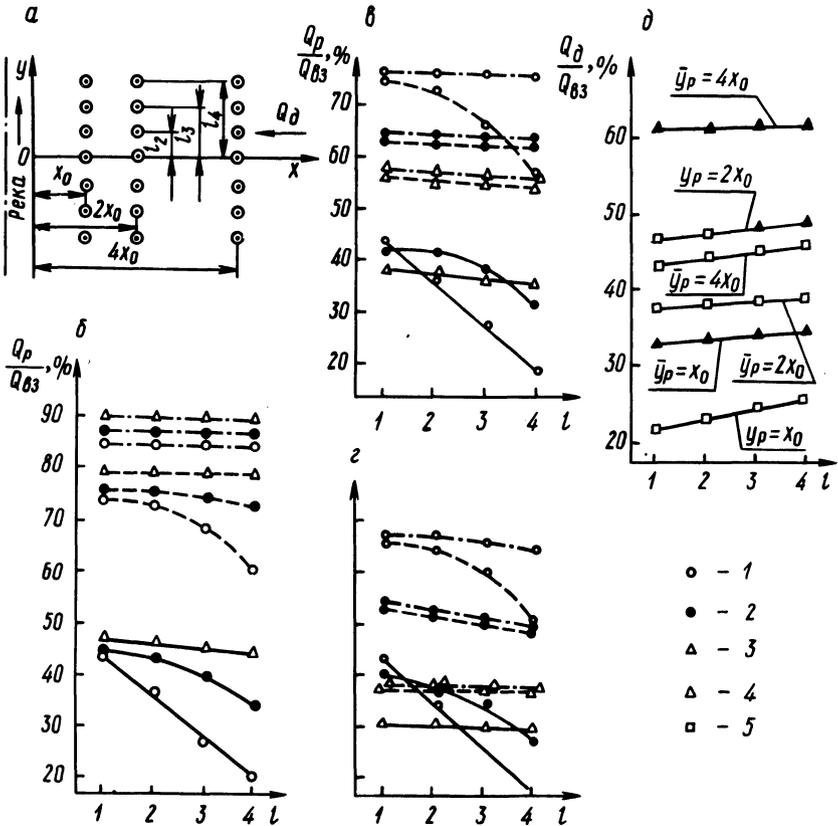


Рис. 4. Влияние длины водозабора и его удаления от реки на величину расхода из реки для ближайшего к реке водозабора (сплошные линии), среднего (штриховые) и удаленного (пунктирные); а - расчетная схема; б, в, г - графики фильтрационных расходов из реки при различных расходах бытового грунтового потока и различном удалении водозабора от реки (для $Q_d = 0$, для $Q_d = 0,5Q_{B3}$, для $Q_d = Q_{B3}$); д - графики относительного перехвата бытового расхода грунтового потока водозабором: 1 - график фильтрационного расхода с участка реки $y = 2x_0$; 2 - то же с участка реки $y = 6x_0$; 3 - то же с участка реки $y = 14x_0$; 4 - график изменения относительного перехвата бытового подземного потока Q_d водозабором при $Q_d = Q_{B3}$; 5 - то же при $Q_d = 0,5 Q_{B3}$.

При наличии естественного подземного потока со стороны долины происходит значительное изменение доли речных вод, привлекаемых к водозабору с одних и тех же участков реки. По мере удаления водозабора от реки доля речных вод, поступающих в водозабор, значительно сокращается. Так, если

доля речных вод $\frac{Q_p}{Q_{ВЗ}}$ с участка $\bar{y}_p = 2x_0$ при удалении оди-

ночного водозабора от реки на x_0 (при $Q_d = 0$, $Q_d = 0,5 Q_{ВЗ}$, $Q_d = Q_{ВЗ}$) составляет 45%, то при удалении этого

же водозабора с той же производительностью на расстояние $4x_0$ доля $\frac{Q_p}{Q_{ВЗ}}$ с участка $\bar{y}_p = 2(4x_0)$ составляет соот-

ветственно при $Q_d = 0$ $\frac{Q_p}{Q_{ВЗ}} = 86\%$, при $Q_d = 0,5 Q_{ВЗ}$ $\frac{Q_p}{Q_{ВЗ}} = 77\%$ и при $Q_d = Q_{ВЗ}$ $\frac{Q_p}{Q_{ВЗ}} = 67\%$.

Чем больше величина естественного потока, тем меньший отрезок реки принимает участие в питании водозабора. Из рис. 4,б, в, г видно, что при отсутствии естественного потока $Q_d = 0$ с участка реки $\bar{y}_p = 14(4x_0)$ к водозабору, расположенному на расстоянии $4x_0$ от реки, привлекается 90% отбираемых вод, при $Q_d = 0,5 Q_{ВЗ}$ участок реки, который попадает в зону влияния водозабора, сокращается примерно до $\bar{y}_p = 6(4x_0)$. В этом случае со стороны реки к водозабору привлекается 56% доли речных вод, а при $Q_d = Q_{ВЗ}$ эта доля с этого же участка составит 31%. Доля естественного потока, которая перехватывается водозабором, будет определяться количеством подземных вод, разгружающихся в естественных условиях в реку, расстоянием между водозабором и рекой, а также длиной всдозабора. Влияние последней значительно меньше, чем первых двух факторов (рис. 4,д).

Таким образом, проведенные исследования показали, что дебит береговых водозаборов в рассматриваемых условиях в основном формируется за счет инфильтрации поверхностных

вод. На реках с меженным расходом, превышающим дебит водозабора при условии хорошей взаимосвязи поверхностных и подземных вод, ширина реки, форма поперечного сечения русла практически не влияют на производительность водозабора. Влияние несовершенства реки по врезу на дебит водозабора также незначительно. В то же время ширина, степень несовершенства и форма поперечного сечения русла оказывают существенное влияние как на суммарную фильтрацию из реки, так и на фильтрацию через элементы ее русла (дно и берега).

Проведенные опыты позволяют также определить, какая часть русла будет подвержена наибольшей кольматации на реках с различной формой и шириной поперечного сечения, и следовательно, при каком размещении водозабора относительно реки эти процессы будут происходить наиболее интенсивно.

Резюме. С помощью электроаналогового моделирования оценено влияние размеров русла, его формы и глубины вреза в водоносный пласт на фильтрацию из реки и производительность береговых водозаборов подземных вод.

Л и т е р а т у р а

1. Антос Э.Р., Асланян Э.А., Завилейский С.В. Исследование взаимосвязи речных и поверхностных вод. - "Труды ГИ", 1972, вып. 188.
2. Вевиоровская М.А. К вопросу о дренировании грунтовых вод руслами рек. - "Бюл. Моск. об-ва испытателей природы. Стд. геол.", 1958, т. 33, вып. 3.
3. Зекцер И.С. Естественные ресурсы подземных вод Прибалтики. М., 1968.
4. Проектирование водозаборов подземных вод. Под ред. Ф.М.Бочевера. М., 1976.
5. Хохлатов Э.М. Методы расчета береговых водозаборов в сложных гидрогеологических условиях. Автореф. канд.дис. М., 1976.

УДК 624.131.52

Н.Д.Банников, Ю.А.Соболевский, докт.техн.наук,
П.И.Харитonenko, канд.физ.-мат.наук

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В АНИЗОТРОПНЫХ ПО ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ОСНОВАНИЯХ КОНЕЧНОЙ ТОЛЩИНЫ ПРИ БЫСТРОМ ПРИЛОЖЕНИИ ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКИ

Задача распределения фильтрационных напряжений в грунтовом массиве имеет большое практическое значение. При расчетах устойчивости и несущей способности таких основа-

ний необходимо учитывать действие объемных фильтрационных сил и напоров, возникающих при быстром приложении нагрузки.

Вопросы влияния анизотропии по водопроницаемости на распределение фильтрационных сил были рассмотрены в работах [6, 7]. Здесь исследовался слой безграничной мощности. Для практики более интересен случай водонасыщенного слоя, например, торфа толщиной h , подстилаемого малосжимаемой глиной.

Рассмотрим водопроницаемое основание конечной глубины в момент приложения равномерно распределенной полосовой нагрузки на участке $-b < x < +b$ (рис. 1). Определение фильтрационных напряжений и функции начального напора сводится

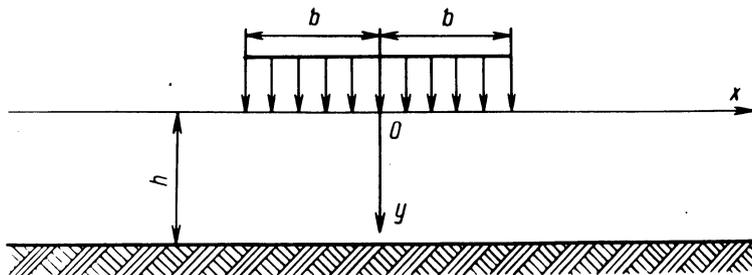


Рис. 1. Расчетная схема.

к решению следующих уравнений анизотропной по водопроницаемости грунтовой среды, включающих условия на поверхности, а также равновесия и неразрывности в начальный момент загрузки:

$$\sqrt{K_x} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \sqrt{K_y} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \gamma_o \sqrt{K_x} \frac{\partial H}{\partial x} = 0, \quad (1)$$

$$\sqrt{K_y} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \sqrt{K_x} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \gamma_o \sqrt{K_y} \frac{\partial H}{\partial y} = 0, \quad (2)$$

$$K_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \quad (3)$$

$$\sigma_x + \sigma_y = 0, \quad (4)$$

где K_x - коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении; K_y - коэффициент фильтрации в вертикальном направлении; γ_o - объемная масса воды. Однако уравнений (1) - (4)

недостаточно для определения напряжений в скелете грунта и давлений в воде, так как вид функции H пока неизвестен.

Определение функции начального напора сводится к решению дифференциального уравнения (3) [6]. Преобразуем дифференциальное уравнение (3) к уравнению Лапласа путем замены анизотропной среды эквивалентной ей изотропной по А.Самшио [6]:

$$x = x_1, \quad y_1 = \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} y.$$

Получаем в новых координатах (x, y_1) обычное уравнение Лапласа:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y_1^2} = 0. \quad (5)$$

Область изменения переменных для напорной функции $-\infty < x < \infty$, $0 \leq y \leq h$ при следующих граничных условиях:

- 1) $\frac{\partial H}{\partial y} = 0$ при $y=h$,
- 2) $H = \frac{P}{\gamma_0}$ при $y = 0$ и $y = -b < x < +b$,
- 3) $H = 0$ при $y = 0$ и $|x| > b$,
- 4) $H = 0$ при $0 \leq y \leq h$ $x \rightarrow \infty$.

Используя метод Я.А.Мачерета [3], разработанный для решения уравнения Лапласа с перечисленными граничными условиями, можно записать комплексный потенциал от действия полосообразной равномерно распределенной нагрузки в виде

$$W = \frac{2p}{\gamma_0 \pi} \arctg \frac{\frac{sh \ 2h \sqrt{K_x / K_y}}{\pi z}}{ch \ \frac{2h \sqrt{K_x / K_y}}{\pi z}}, \quad (6)$$

где комплексная переменная $z = x + i \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} (h - y)$. Разлагая эту функцию на действительную и мнимую части, найдем

$$\begin{aligned}
 W = & \frac{p}{\gamma_0 \pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{2 \operatorname{sh} \frac{\pi b}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \operatorname{ch} \frac{\pi x}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \sin \frac{\pi y}{2h}}{\operatorname{sh}^2 \frac{\pi x}{2h \sqrt{K_x/K_y}} + \sin^2 \frac{\pi y}{2h} - \operatorname{sh}^2 \frac{\pi b}{\sqrt{K_x/K_y} 2h}} \right] \\
 & - \frac{ip}{\gamma_0 \pi} \left[\ln \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi x}{\operatorname{sh} 2h \sqrt{K_x/K_y}} \cos \frac{\pi y}{2h} + \operatorname{sh} \frac{\pi b}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \right)^2 +}{\left(\operatorname{sh} \frac{\pi x}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \cos \frac{\pi y}{2h} - \operatorname{sh} \frac{\pi b}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \right)^2 +}} \right] \\
 & + \operatorname{ch}^2 \frac{\pi x}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \sin^2 \frac{\pi y}{2h} \\
 & + \operatorname{ch}^2 \frac{\pi x}{2h \sqrt{K_x/K_y}} \sin^2 \frac{\pi y}{2h} \quad (7)
 \end{aligned}$$

Действительная часть комплексного потенциала является функцией напора и удовлетворяет уравнению Лапласа:

$$H = \frac{p}{\gamma_0 \pi} \operatorname{arctg} \frac{2 \operatorname{sh} m b \operatorname{ch} m x \sin n y}{\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b} \quad (8)$$

где $m = \frac{\pi}{2h \sqrt{K_x/K_y}}$; $n = \frac{\pi}{2h}$.

Приравняв мнимую часть потенциала постоянной C , получим уравнение семейства линий фильтрации:

$$C = - \frac{p}{\gamma_0 \pi} \left[\ln \sqrt{\frac{(\operatorname{sh} m x \cos n y + \operatorname{sh} m b)^2 \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y}{(\operatorname{sh} m x \cos n y + \operatorname{sh} m b)^2 + \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y}} \right] \quad (9)$$

Градиент напора может быть найден из выражения

$$|\operatorname{grad} H| = \sqrt{\left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial y_1} \right)^2} \quad (10)$$

Положив в выражениях (8) - (10) $K_x = K_y$ получим решения для изотропной среды. Сравнение гидродинамических напоров (рис. 2) при установившейся фильтрации для изотропного и анизотропного оснований в момент приложения нагрузки позволяет вывести, что при $K_x/K_y > 1$ область фильтрации уменьшается, а линии равных напоров вытягиваются вдоль оси x , оказывая неблагоприятный распирающий эффект.

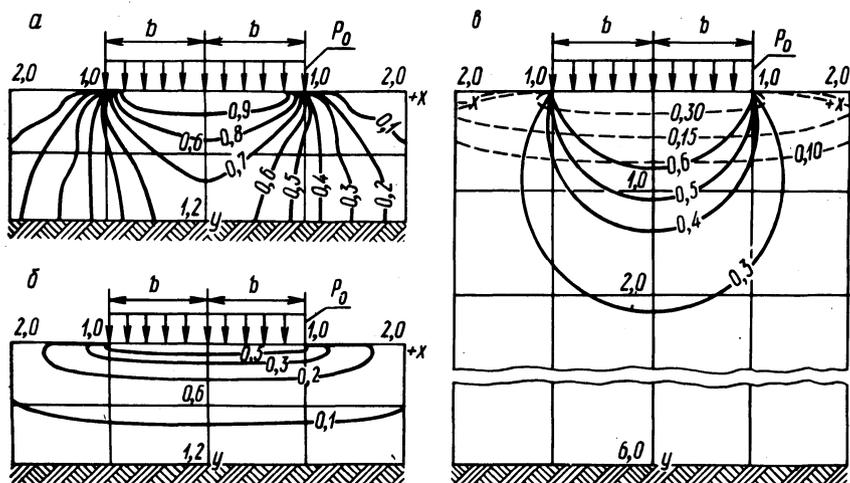


Рис. 2. Гидродинамические картины фильтрации для слоя конечной толщины: а, б - соответственно для изотропного и анизотропного по водопроницаемости грунтов, $K_x/K_y = 100$ (при толщине слоя $h = 1,2b$); в - для изотропного грунта (сплошные линии) и для грунтовой среды с преобладанием горизонтальной водопроницаемости, $K_x/K_y = 100$ (при толщине слоя $h = 6b$).

Получив выражение напорной функции (8), приступим к определению фильтрационных напряжений в анизотропном по водопроницаемости основании в момент приложения нагрузки. При наличии фильтрационной анизотропии у грунтов полагаем, что механическая анизотропия отсутствует. Грунт рассматриваем как среду, обладающую одинаковыми значениями модуля общей деформации и коэффициента бокового расширения во всех направлениях.

Общее решение неоднородных дифференциальных уравнений (1) и (2) будет суммой общего решения однородных уравнений

$$\text{когда } \gamma_0 \frac{\partial H}{\partial x} = \gamma_0 \frac{\partial H}{\sqrt{K_x/K_y} \partial y} = 0 \text{ и частного решения}$$

неоднородных уравнений.

Для решения системы уравнений (1), (2), (4) используем метод комплексного переменного [2, 5]. Для этой цели вместо действительных переменных x и y введем комплексные переменные $z = x + i\sqrt{K_x/K_y} y$; $\bar{z} = x - i\sqrt{K_x/K_y} y$.

Принимая во внимание следующие преобразования:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \left(\frac{\partial}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial \bar{z}} \right) u; \quad \frac{\partial u}{\partial y} = -i \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} \left(\frac{\partial}{\partial \bar{z}} - \frac{\partial}{\partial z} \right) u \quad (11)$$

и считая, что $\sigma_x = -\sigma_y$, перепишем уравнения (1) и (2) в виде

$$-\frac{\partial \sigma_y}{\partial z} - \frac{\partial \sigma_y}{\partial \bar{z}} - i \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \bar{z}} + i \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} = -\delta_0 \frac{\partial H}{\partial x}; \quad (1')$$

$$-i \frac{\partial \sigma_y}{\partial z} + i \frac{\partial \sigma_y}{\partial \bar{z}} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \bar{z}} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} = -\delta_0 \frac{\partial H}{\sqrt{K_x/K_y} \partial y}. \quad (2')$$

Умножив уравнение (2') на i и сложив с уравнением (1'), получим

$$\frac{\partial}{\partial z} (\tau_{xy} + i\sigma_y) = -\frac{i}{2} \delta_0 \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\delta_0}{2} \frac{\partial H}{\sqrt{K_x/K_y} \partial y}, \quad (12)$$

т.е. частное решение уравнений (1) и (2)

$$\tau_{xy} + i\sigma_y = \int \left(-\frac{\delta_0}{2} \frac{\partial H}{\sqrt{K_x/K_y} \partial y} + \frac{i}{2} \delta_0 \frac{\partial H}{\partial x} \right) dz. \quad (13)$$

Общее решение уравнения (13) имеет вид

$$F(x, y) = F_0(x, y) + \overline{\Omega(z)}, \quad (14)$$

где $F_0(x, y)$ - частное решение уравнения (13); $\overline{\Omega(z)}$ - произвольная аналитическая функция комплексного переменного, удовлетворяющая граничным условиям (в нашем случае она будет соответствовать общему решению однородных дифференциальных уравнений (1) и (2)); $\overline{\Omega(z)} = \varphi(x, y) - i\psi(x, y)$. Функции $\varphi(x, y)$ и $\psi(x, y)$ связаны условиями Коши-Римана и удовлетворяют уравнению Лапласа, т.е.

$$K_x \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0, \quad K_x \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0.$$

Производя соответствующие преобразования в выражении (13) и вычислив интеграл, получаем

$$\begin{aligned} \sigma_y = & -\psi(x, y) - \frac{py \operatorname{sh} mb}{2h} \operatorname{ch} mx \cos ny \times \\ & \times \frac{(\operatorname{sh}^2 mx + \cos^2 ny - \operatorname{ch}^2 mb)}{[(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny]} + \\ & \frac{p m \operatorname{sh} mb x \operatorname{sh} mx \sin ny (\operatorname{sh}^2 mx + \cos^2 ny + \operatorname{ch}^2 mb)}{[(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny]}; \quad (15) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} = & \varphi(x, y) + \frac{py \operatorname{sh} mb \operatorname{sh} mx \sin ny (\operatorname{sh}^2 mx +}{2h (\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 +} x \\ & \times \frac{\cos^2 ny + \operatorname{ch}^2 mb}{4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny} - \frac{p m \operatorname{sh} mb x \operatorname{ch} mx \cos ny (\operatorname{sh}^2 mx +}{\pi [(\operatorname{sh}^2 mx + \sin^2 ny - \operatorname{sh}^2 mb)^2 +} x \\ & \times \frac{\cos^2 ny - \operatorname{ch}^2 mb}{4 \operatorname{sh}^2 mb \operatorname{ch}^2 mx \sin^2 ny}]. \quad (16) \end{aligned}$$

Определим компоненты напряжения в начальный момент загрузки водонасыщенного основания исходя из условий на контуре [1, 8, 9]: 1) при $y=0$ компоненты напряжения σ_x и $\sigma_y=0$, так как в начальный момент загрузки нагрузка воспринимается водой; 2) при $y = \sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty$ все компоненты напряжения стремятся к нулю.

Функция $\psi(x, y)$ из (15) находится путем удовлетворения следующих граничных условий: 1) при $y=0$ $\psi(x, y)=0$; 2) при

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \rightarrow \infty \quad \psi(x, y) = 0, \text{ т.е.}$$

$$\varphi(x,y) = - \frac{p \operatorname{sh} m b x \operatorname{sh} m x \sin n y (\operatorname{sh}^2 m x + \operatorname{ch}^2 m y)}{2h \sqrt{\frac{K_x}{K_y}} [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 m y)^2 + \operatorname{ch}^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b]} ; \frac{p \operatorname{sh} m b y \operatorname{ch} m x \cos n y}{2h [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y]} ;$$

$$\frac{\operatorname{ch}^2 m b (\operatorname{sh}^2 m x + \cos^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b)}{-\operatorname{sh}^2 m b)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y]} . \quad (17)$$

Тогда

$$\sigma_y = - \frac{p y \operatorname{sh} m b \operatorname{ch} m x \cos n y (\operatorname{sh}^2 m x + \operatorname{ch}^2 m y)}{h [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b)^2 + \operatorname{ch}^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b]} ;$$

$$\frac{\operatorname{ch}^2 m b (\cos^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b)}{+4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y]} ; \quad (18)$$

$$\sigma_x = \frac{p y \operatorname{sh} m b \operatorname{ch} m x \cos n y (\operatorname{sh}^2 m x + \operatorname{ch}^2 m y)}{h [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b)^2 + \operatorname{ch}^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b]} ;$$

$$\frac{\operatorname{ch}^2 m b (\cos^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b)}{+4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y]} . \quad (19)$$

Найдем выражение для τ_{xy} . Для этого определим аналитическую функцию комплексного переменного $\Omega(z)$ по известной мнимой части $\psi(x, y)$, используя формулу Мильне-Томпсона [4]:

$$\Omega(z) = \int \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \left[\frac{\partial \psi}{\partial y}(\bar{z}, 0) + i \frac{\partial \psi}{\partial x}(\bar{z}, 0) \right] d\bar{z} . \quad (20)$$

Путем соответствующих подстановок и замен получим

$$\overline{\Omega(z)} = \frac{p m \operatorname{sh} m b \bar{z} \operatorname{ch} m \bar{z}}{\pi (\operatorname{sh}^2 m \bar{z} - \operatorname{sh}^2 m b)} \quad (21)$$

Затем найдем сопряженную функцию из $\overline{\Omega(z)}$

$$\begin{aligned} \varphi(x, y) = & \frac{p y \operatorname{sh} m b \operatorname{sh} m x \sin n y (\operatorname{sh}^2 m x + \\ & 2 h [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b)^2 + \\ & x \frac{+\cos^2 n y + \operatorname{ch}^2 m b}{+ 4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y} + \frac{p m \operatorname{sh} m b x \operatorname{ch} m x \cos n y (\operatorname{sh}^2 m x + \\ & \pi [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b)^2 + \\ & x \frac{+\cos^2 n y - \operatorname{ch}^2 m b}{+ 4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y}] \quad (22) \end{aligned}$$

Подставляя $\varphi(x, y)$ в выражение (16), получим выражение для касательных напряжений τ_{xy} в окончательной форме:

$$\tau_{xy} = \frac{p y \operatorname{sh} m b \operatorname{sh} m x \sin n y (\operatorname{sh}^2 m x + \cos^2 n y + \operatorname{ch}^2 m b)}{h [(\operatorname{sh}^2 m x + \sin^2 n y - \operatorname{sh}^2 m b)^2 + 4 \operatorname{sh}^2 m b \operatorname{ch}^2 m x \sin^2 n y]} \quad (23)$$

Подставляя значения $\bar{\sigma}_x$, $\bar{\sigma}_y$, τ_{xy} , определяемые (18), (19), (23), в уравнения (1) и (2), убеждаемся, что они обращаются в тождество. Положив в (18), (19), (23) $K_x = K_y$, получим выражения нормальных и касательных напряжений для изотропного случая.

На рис. 3, 4 изображены линии равных нормальных и касательных напряжений. При изотропном основании в начальный момент загрузки касательные напряжения достигают своей конечной величины. Область возможных нарушений устойчивости основания лежит под краем нагрузки в зоне подстилающего слоя (рис. 5).

Когда $\frac{K_x}{K_y} > 1$, касательные напряжения не равны конечным значениям (рис. 4). По мере передачи нагрузки с грунтовой воды на скелет грунта они увеличиваются, достигая в момент завершения максимальной величины. Область возмож-

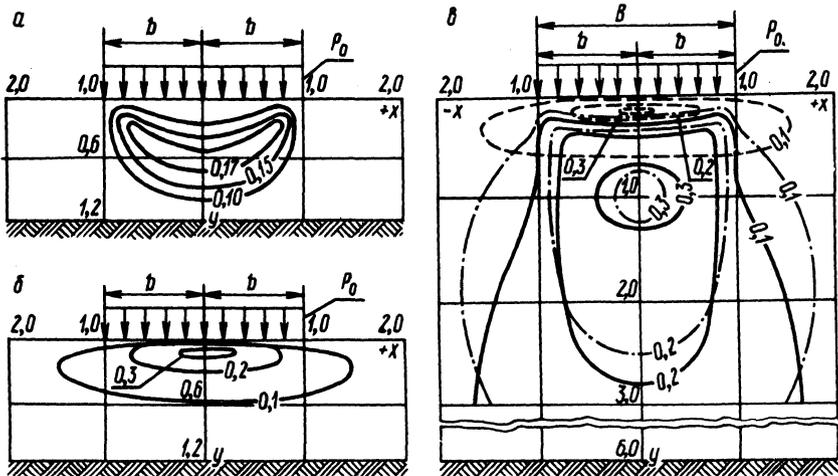


Рис. 3. Линии равных начальных напряжений $\sigma_x = \sigma_y$: а, б - соответственно для изотропного и анизотропного по водопроницаемости грунтов, $K_x/K_y = 100$ (при толщине слоя $h = 1,2b$); б - для анизотропного, $K_x/K_y = 100$ (штриховые линии) изотропного, $K_x/K_y = 1$, грунтов (штрих-пунктирные) (при толщине слоя $h = 6b$) и изотропного водонасыщенного основания бесконечной толщины (сплошные).

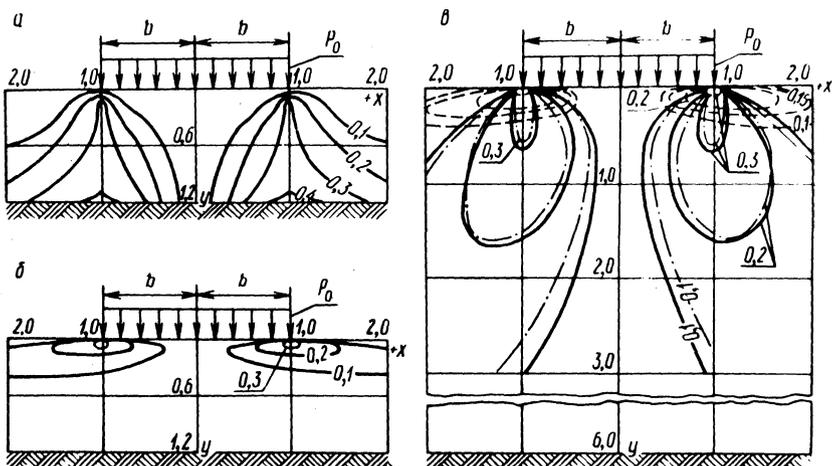


Рис. 4. Линии равных начальных касательных напряжений τ_{xy} : а, б - соответственно для изотропного и анизотропного грунтов, $K_x/K_y = 100$ (при толщине слоя $h = 1,2b$); б - для анизотропного, $K_x/K_y = 100$ (штриховые линии), изотропного, $K_x/K_y = 1$ грунтов (штрих-пунктирные) (при толщине слоя $h = 6b$) и изотропного водонасыщенного основания бесконечной толщины (сплошные).

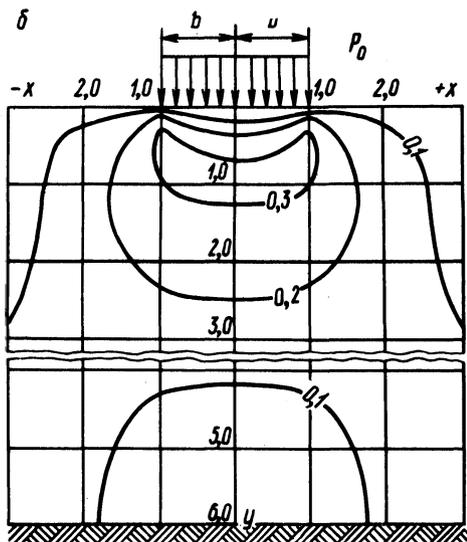
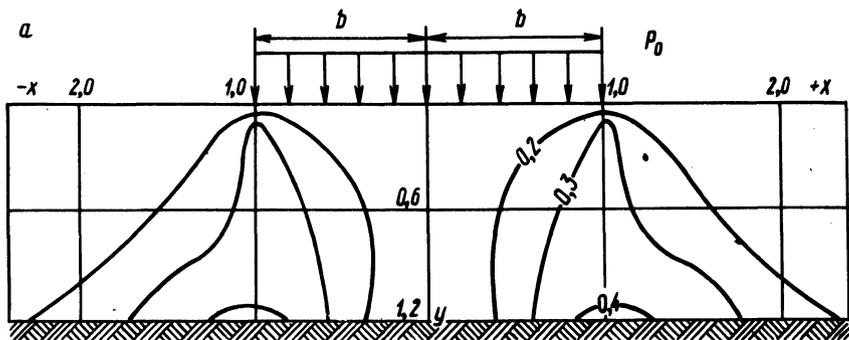


Рис. 5. Линии равных максимальных касательных напряжений для изотропного водонасыщенного основания конечной толщины: а - $h=1,2b$; б - $h=6b$.

ных нарушений устойчивости основания (рис. 6) смещена к его поверхности. Для сопоставления формул (18), (19), (23) с известными формулами для безграничного слоя рассматривался слой грунта толщиной $6b$.

Как видно из рис. 3,б, 4,б, 5,б, 6,б, линии нормальных и касательных напряжений практически совпадают с напряжениями, полученными для слоя грунта безграничной мощности. Таким образом, толщина слоя $6b$ и более может быть отнесена к полуплоскости.

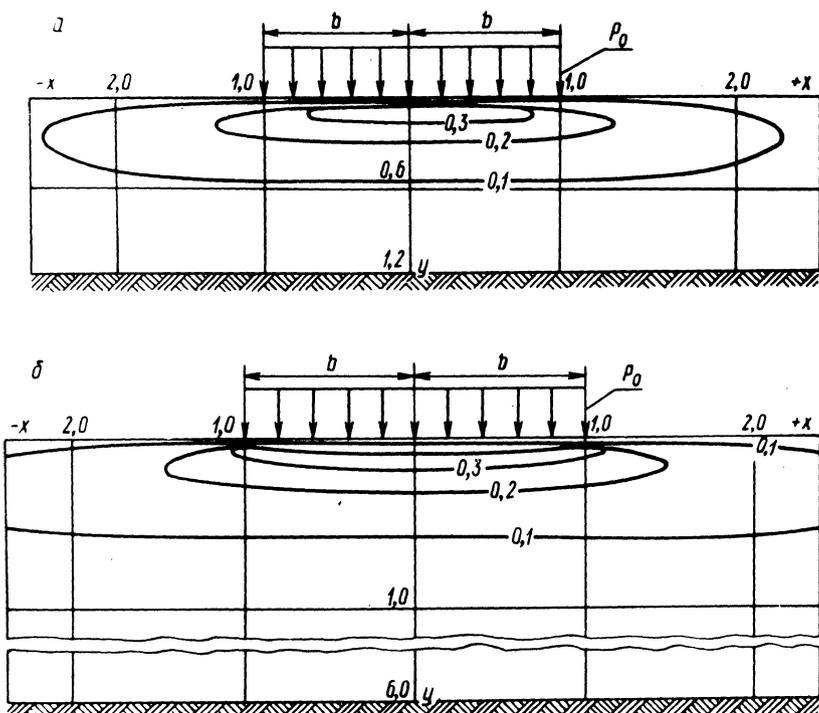


Рис. 6. Линии равных максимальных касательных напряжений для анизотропного по водопроницаемости основания ($K_x/K_y=100$) конечной толщины: а - $h = 1,2 b$; б - $h = 6 b$.

Резюме. Определяются фильтрационные напряжения в анизотропных по водопроницаемости основаниях конечной толщины при быстром приложении полосовой нагрузки.

Л и т е р а т у р а

1. Герсеванов Н.М. Основы динамики грунтовой массы. М., 1937.
2. Колосов Г.В. Применение комплексных диаграмм и теорий функций комплексной переменной в теории упругости. М., 1935.
3. Мачерет Я.А. Распределение мгновенных напоров и давлений в грунтовой массе. - "Труды Всесоюз. ин-та оснований сооружений", 1934, №4.
4. Мильне-Томпсон Л.М. Теоретическая гидродинамика. М., 1965.
5. Мухенишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. М., 1966.
6. Соболевский Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. Минск, 1975.
7. Со-

болеватский Ю.А. Деформации откосов и мероприятия по их предотвращению. — В сб.: Устойчивость фильтрующих откосов. Минск, 1969. 8. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 1. М., 1959. Т. П. М., 1961. 9. Флорин В.А. К вопросу о гидродинамических напряжениях в грунтовой массе. М., 1938.

УДК 624.137.2:624.131.6

Н.Н.Баранов, канд.техн. наук

ОЦЕНКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ ФИЛЬТРУЮЩИХ ОТКОСОВ

В настоящей работе рассматривается вопрос оценки общей устойчивости фильтрующего откоса, исходя из условия взвешивания, на основе допущения плоских поверхностей скольжения, проходящих через подошву. Схема фильтрации по всей высоте справедлива при разработке выемок и котлованов ниже уровня грунтовых вод, для плотин, дамб и каналов при быстрых работах уровней воды, при возведении упорных призм специальных гидротехнических сооружений и т.п. Под фильтрующим подразумевается такой откос, в порах которого вода передвигается под действием сил тяжести (гравитационная).

В предлагаемой схеме используется прием поворота откоса, и решение задачи устойчивости основано на построении математической модели фильтрующей откосной области. Модель строится с помощью конформного преобразования откосного поля фильтрационных сил (физической области) в полуплоскость (вспомогательная область). В каждой точке массива, ограниченного сверху горизонтальной линией, напряженное состояние точно оценивается действием веса слоя грунта, т.е. $\sigma_1 = \gamma h$. Архимедовы силы W как на модели, так и в физической области направлены вверх, а их действие в обоих случаях проявляется во взвешивании частиц грунта.

Примем способ учета фильтрационных сил по уравнению Н.Н. Павловского [2], которое является гармоническим. т.е. удовлетворяет уравнению Лапласа. Исследуемую откосную область сводим к простейшей канонической — полуплоскости. Свойство инвариантности, т.е. неизменности преобразований, осуществляемых аналитическими функциями комплексного переменного, и является математическим обоснованием спра-

ведливости решения. Таким образом, решение задачи устойчивости фильтрующего откоса сведено к задаче нахождения функции, конформно отображающей исследуемую физическую область (полигональный откосный профиль) с дальнейшим определением углов наклона эквипотенциалей результирующих сил.

Аналитическая функция комплексного переменного для отображения откосной области в полуплоскость имеет вид (по В.Коппенфельсу - Ф.Штальману)

$$Z(W) = \frac{H}{\pi} \left[-\frac{1}{D} \frac{t^\lambda}{t^2 - 1} + \sum_{\nu=0}^{q-1} t^\nu \ln\left(1 - \frac{t}{t^\nu}\right) \right], \quad (1)$$

где $Z=x+iy$ - физическая область (рис. 1,а); $W=u + iv$ -

вспомогательная область; $t_\nu = e^{\frac{2\nu}{q}\pi i}$ ($\nu=0,1, 2, \dots, q-1$);

$$t = \left(\frac{W-1}{W}\right)^{1/q}.$$

В работе [1] решение уравнения (1) для случая $\alpha=45^\circ$ ($D=\frac{1}{4}$, $\lambda=1$, $q=4$) представлено в табличной форме.

Уравнение Н.Н.Павловского [2] для построения потенциальной функции результирующих сил Φ в области W записывается в виде

$$\Phi = -\gamma_B H(u, v) + \gamma_{взв} y + A, \quad (2)$$

где γ_B - объемный вес воды; $H(u, v)$ - напорная функция; $\gamma_{взв}$ - объемный вес взвешенного в воде грунта; $y=v+h_0$;

$h_0 = \frac{\gamma_{взв}}{\gamma_B} H_{\max}$; v - ордината рассматриваемой точки

вспомогательной области; h_0 - расстояние от границы полуплоскости до начала вертикальной оси; A - постоянная интегрирования, при отсутствии внешней нагрузки $A=0$.

Для грунта, у которого $\varphi \neq 0$ и $C \neq 0$, уравнение Н.Н.Павловского запишется в виде

$$\Phi = -\gamma_B H(u, v) + \gamma_{взв} (y + h_{усл}) + A, \quad (2^1)$$

где $h_{усл} = \frac{C}{\gamma_{взв}}$.

Таким образом, учет сил сцепления в данном решении выполняется с помощью действия эквивалентного слоя грунта, пригружающего массив сверху.

Расчет общей устойчивости фильтрующих откосных областей выполняется в следующей последовательности (рис. 1, а, б, в).

1. Методом электрогидродинамических аналогий на модели из электропроводной бумаги находятся линии $H = \text{const}$ для исследуемой фильтрующей откосной области (рис. 1, а).

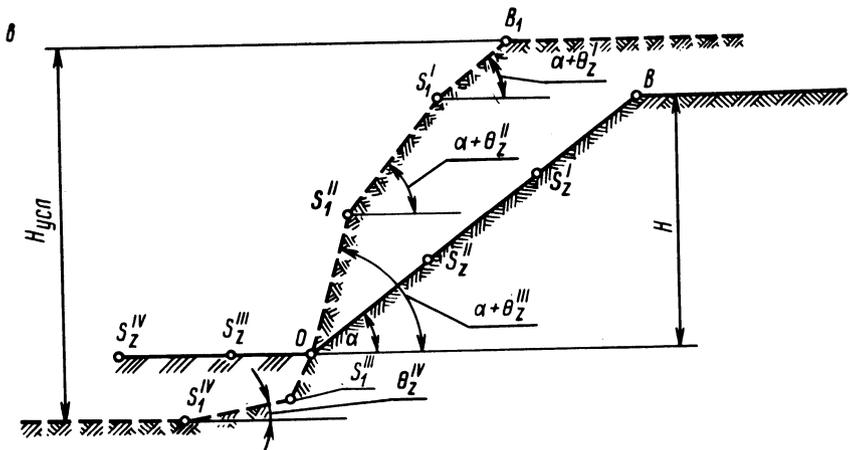
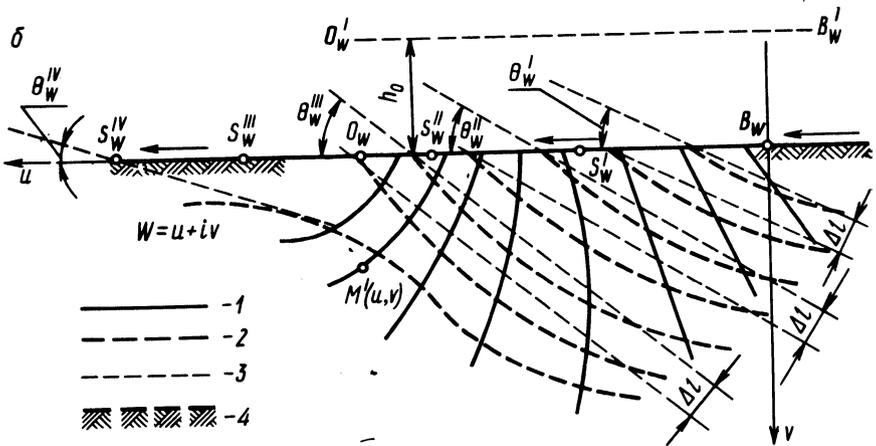
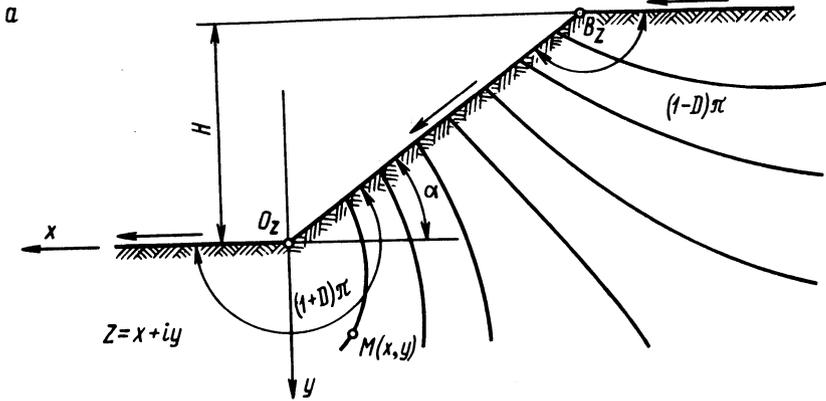
2. Производится конформное отображение откосного поля фильтрационных сил из области $Z = x + iy$ в полуплоскость $W = u + iv$ с помощью функции (1).

Задаваясь значениями координат точек (x, y) на каждой эквипотенциале в области $Z = x + iy$, в соответствии с (1) получим координаты их образов (u, v) (рис. 1, а б). Полуплоскость в дальнейшем рассматривается как математическая модель откоса.

3. На базе отображенных линий $H = \text{const}$ в области $W = u + iv$ выполняется построение эквипотенциалей согласно уравнению (2) или (2'). Для этого начало вертикальной оси выбирается так, чтобы для линии $H(u, v) = H_{\text{max}}$ сила $\Phi = 0$ (рис. 1, б). При таком условии расстояние до горизонтальной оси $O'_w B'_w$, на которой будет располагаться точка O_w , определится по формуле (рис. 1, б): $h_o = \gamma_B / \gamma_{взв} H_{\text{max}}$. После этого рассматриваем поочередно все линии $H = \text{const}$. При различных значениях v_1, v_2, \dots, v_m определяем $\Phi_1, \Phi_2,$

Φ_m по формулам (2) или (2') для каждой линии, после чего по найденным расчетом точкам проводим линии $\Phi = \text{const}$.

Эквипотенциали представляют собой в общем случае некоторые кривые. Здесь следует отметить, что для математической модели откоса построение функции Φ является точным.



Известные расчетные схемы [3, 5] основаны на построении линий Φ в откосной области.

4. Определяем максимальные углы наклона линий Φ к горизонту ($\theta_{W'}^I, \theta_{W'}^{II}, \dots, \theta_{W'}^n$). Далее линию откоса $\theta_{W'} B_{W'}$ разбиваем на отдельные участки ($S_{W'}^I B_{W'}, S_{W'}^I S_{W'}^{II}, \dots$), в пределах которых углы наклона $\theta_{W'}$ эквипотенциалей одинаковы. В этом случае получится условный откос с разными величинами коэффициента запаса устойчивости по высоте, а его высота окажется больше, чем действительная. Если $\theta_{W'}^I = \theta_{W'}^{II} = \dots = \theta_{W'}^m$, то устойчивость откоса характеризуется по высоте одним значением $K_{\text{зап}}$.

5. После осуществления поворота верхней границы (или ее участков) полуплоскости на угол $\theta_{Z'}$ (или соответственно $\theta_{W'}, \theta_{W'}^{II}, \dots, \theta_{W'}^m$) линии $\Phi = \text{const}$ будут иметь вид эквипотенциалей от сил собственного веса грунта, т.е. параллельных горизонтальных линий.

6. Исходя из модели откоса, устанавливается угол $\theta_{Z'}$, на который следует повернуть исследуемый откос или его участки, т.е. $\theta_{W'} = \theta_{Z'}$.

7. Исследуемый фильтрующий откос с углом α поворачиваем на угол $\theta_{Z'}$ (или его участки на $\theta_{Z'}^I, \theta_{Z'}^{II}, \dots, \theta_{Z'}^m$), в результате чего получим условный расчетный откос, сложенный сыпучим грунтом. Напряженное состояние его определяется эквипотенциалами $\Phi = \text{const}$, имеющими вид потенциалей сил тяжести (рис. 1, в), т.е. горизонтальных прямых.

Средний объемный вес грунта расчетного откоса будет равен

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{\Phi_{m+1} - \Phi_m}{\Delta l} = \frac{\Delta \Phi}{\Delta l}.$$

Рис. 1. Расчетная условная схема оценки общей устойчивости фильтрующего откоса: а - исследуемая область; б - математическая модель откоса; в - расчетный условный профиль исследуемой откосной области (1 - линии $H = \text{const}$; 2 - линии $\Phi = \text{const}$; 3 - спрямленные линии Φ ; 4 - условный расчетный профиль).

8. В дальнейшем рассматриваем условный расчетный откос (высотой $H_{\text{усл}}$), сложенный неводонасыщенным сыпучим грунтом с объемным весом $\gamma_{\text{ср}}$ и углом внутреннего трения φ .

9. Коэффициент запаса устойчивости расчетного откоса определяется по преобразованной известной формуле [4]:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\text{tg } \varphi_{\text{расч}}}{\text{tg}(\alpha + \theta_z)},$$

Резюме. Рассматривается расчетная схема оценки общей устойчивости, основания на конформном отображении откосного поля фильтрационных сил в полуплоскость.

Л и т е р а т у р а

1. Баранов Н.Н. Расчет динамической устойчивости водонасыщенного откоса методом конформного преобразования областей. - В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972, 2. Павловский Н.Н. Приток грунтовой воды к каналам и рекам и возникающие при этом фильтрационные силы. Собр. соч., т. 2. М.-Л., 1956. 3. Соболевский Ю.А. Криволинейные очертания однородных откосов. Минск, 1969. 4. Указания по расчету устойчивости земляных откосов. ВСН 04-71. Л., 1971. 5. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). Л., 1961.

УДК 627.83:532.55

В.М.Ларьков, канд.техн.наук

ФОРМЫ ПРОСТРАНСТВЕННОГО СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ И РЕЖИМЫ ДВИЖЕНИЯ ПОТОКА ЗА ДОННЫМИ ТРУБЧАТЫМИ ВОДОСБРОСАМИ

Сопряжение бьефов за водосбросными гидротехническими сооружениями осуществляется, как правило, в условиях пространственной задачи. Пространственное сопряжение бьефов отличается от плоской задачи характером движения потока, особенностью форм сопряжения и условиями их возникновения.

Большинство исследований, посвященных вопросу пространственного сопряжения бьефов [1-7], выполнены с открытыми (безнапорными) потоками, без учета влияния режима работы сооружения и формы струи в начальном створе. Однако в них не дается полного представления об особенностях его форм и режимов, в частности недостаточно освещена сбойная форма течения в нижнем бьефе и способы борьбы с ней.

Цель наших исследований заключалась в изучении форм сопряжения и условий их возникновения за напорными трубчатыми водосбросами. Исследования проводились на модели с трубами прямоугольного сечения $0,1 \times 0,1$ м в гидравлическом лотке переменной ширины B и охватывали диапазон числа $\beta = B/b_0 = 2-8$ и числа Фруда $Fr_0 = V_0^2/g h_0 = 1,5-16$ (b_0 - ширина сосредоточенного потока). При проведении опытов использовались данные М.З.Абрамова [1], Ф.И. Пикалова [7] и М.А. Михалева [6].

Приведем результаты исследований бурных потоков.

1. Основные формы сопряжения бьефов. В работах [2, 7, 1, 6] описаны разнообразные формы сопряжения бьефов в пространственных условиях. Отсутствие классификации форм пространственного сопряжения затрудняет их изучение и усложняет задачу расчета и проектирования нижнего бьефа водосбросных сооружений. В связи с этим предлагается все формы пространственного сопряжения объединить в основные группы, классифицируя их по режиму движения потока в нижнем бьефе.

На основании анализа литературного материала, а также результатов наших исследований и наблюдений [5] можно выделить следующие основные формы сопряжения: 1) свободное растекание (рис. 1,а); 2) свободное растекание с образованием прямого прыжка (рис. 1,б); 3) сбойное бурное течение (рис. 1,в); 4) сбойное спокойное течение (рис. 1,г).

Свободное растекание характеризуется образованием листа растекания, возникновением косых прыжков и волн возмущения. Такая форма сопряжения наблюдается при отсутствии влияния глубины нижнего бьефа $h_{н.б}$ на картину растекания потока, т.е. когда $h_{н.б} < h_{к.р}$.

Свободное растекание потока возможно в относительно широком русле при незначительной глубине нижнего бьефа. Область симметричного свободного растекания предлагается делить на три зоны: первая - зона расширения, вторая - косых прыжков, третья - зона отраженных волн.

Косые гидравлические прыжки возникают в створе максимального расширения потока в результате интерференции волн возмущения, образующихся на границе твердой стенки. В местах образования косых прыжков наблюдается резкое увеличение глубины воды и значительная концентрация удельных расходов. На участке фронта косого прыжка происходит изменение глубины потока и направления линий тока листа растекания.

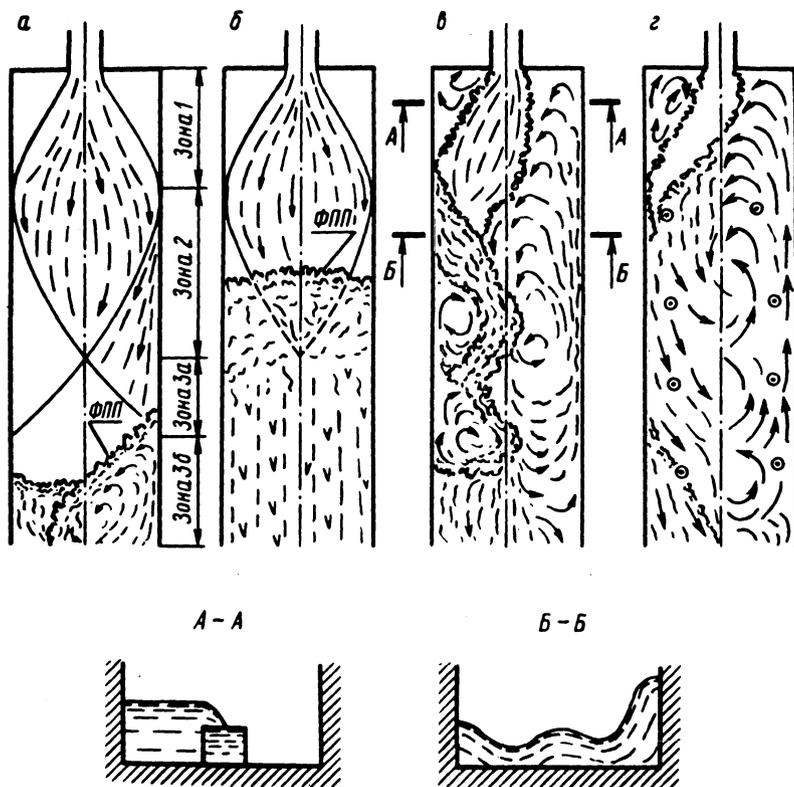


Рис. 1. Формы пространственного сопряжения бьефов при $\beta = 2$ (а), $\beta = 3$ (б), $\beta = 4$ (в), $\beta = 8$ (г).

В первой зоне, которая располагается между выходным сечением трубы и створом максимального растекания, происходит расширение сосредоточенного потока шириной b_0 до максимальной ширины b .

Вторая зона расположена между створом максимального расширения и точкой встречи косых прыжков - точкой С. В этой зоне можно выделить три характерные течения: цент-

ральное или транзитное ядро течения и два боковых, ограниченных фронтом косых прыжков и боковыми твердыми границами (стенками).

В третьей зоне, ниже точки встречи косых прыжков, образуется результирующая волна. Фронт этой волны при симметричном растекании распространяется вдоль потока, а при несимметричном растекании повернут в сторону ближнего берега. Волны возмущения, образующие косые прыжки, продолжая движение ниже точки С, вызывают систему отраженных волн небольшой высоты.

Геометрические и кинематические параметры потока в каждой зоне свободного растекания зависят от относительной ширины нижнего бьефа $\beta = B_1/b_0$, числа Фруда Fr_0 , глубины нижнего бьефа $h_{н.б.}$, а также от уклона свободной поверхности струи в начальном сечении [5].

При определенных граничных условиях в третьей зоне возникает прямой гидравлический прыжок (рис. 1,а), который с увеличением бытовой глубины перемещается во вторую зону. Так образуется форма подтопленного свободного растекания, которая (рис. 1,б) представляет собой начальный участок свободного растекания, подтопленный прямым гидравлическим прыжком, ниже которого движение потока близко к плоскому. Прямой гидравлический прыжок возникает при глубине нижнего бьефа $h_{н.б.} > h_{кр.}$. С увеличением бытовой глубины фронт прямого прыжка (ФПП) перемещается вверх по течению. При этом картина свободного растекания бурного потока выше фронта прыжка не изменяется.

Режим сопряжения в форме подтопленного свободного растекания можно отнести к благоприятному: происходит более интенсивное гашение избыточной кинетической энергии, за прямым прыжком возникает спокойный поток с выравненным удельным расходом по всей ширине отводящего русла. Однако эта форма сопряжения может существовать в весьма узком диапазоне колебания уровня нижнего бьефа:

$$h_{сб} > h_{н.б.} > h_{кр.},$$

где $h_{сб}$ - глубина нижнего бьефа, при которой фронт прямого прыжка переходит в первую зону и спокойный несбойный режим течения в нижнем бьефе переходит в сбойное течение.

Форма бурного сбойного течения (рис. 1, в) характеризуется образованием больших и малых водоворотных зон по обе стороны транзитной бурной струи, которая, как правило,

имеет криволинейную динамическую ось. Эту форму сопряжения отличает резко выраженная неравномерность эпюры скоростей и удельных расходов по живому сечению и вдоль пути движения, и ее следует считать наиболее тяжелой и неблагоприятной для работы устройств нижнего бьефа и гашения избыточной кинетической энергии сбросного потока.

Сбойное бурное течение возникает при прорыве фронта прямого прыжка из второй зоны свободного растекания через створ максимального расширения в первую зону. Установлено, что форма сбойного бурного движения возникает и существует при глубине нижнего бьефа

$$h_{\text{пр}}^{\text{II}} > h_{\text{н.б}} > h_{\text{сб}},$$

где $h_{\text{пр}}^{\text{II}}$ – глубина нижнего бьефа, обеспечивающая затопление бурного потока на выходе из отверстия трубы. Ликвидировать сбойную форму бурного течения можно путем снижения уровня воды в нижнем бьефе до так называемой предельной глубины $h_{\text{пр}}$. Как показали опыты, глубина нижнего бьефа $h_{\text{н.б}} \ll h_{\text{сб}}$, т.е. наблюдается так называемый гистерезис уровней воды при смене форм свободного растекания с образованием прямого прыжка на сбойное бурное течение в прямой и обратной последовательности.

Форма спокойного сбойного течения вызывает повышенный интерес у исследователей и проектировщиков, поскольку при этой форме сопряжения создаются наиболее благоприятные условия гашения избыточной кинетической энергии и требуется наиболее легкое крепление нижнего бьефа. Установлено, что форма сбойного движения спокойного потока имеет ряд разновидностей или типов. Возникновение того или иного типа зависит от формы выходных отверстий и их расположения относительно оси отводящего русла, режима работы водосбросных отверстий и степени бурности потока.

В технической литературе нет единой точки зрения на результаты исследований сбойной формы спокойного потока. Например, даже сам факт перехода от сбойного движения бурного потока в сбойное течение спокойного потока в условиях пространственной задачи одни авторы называют гидравлическим прыжком, другие – просто спокойным течением, третьи – затоплением бурного потока. На наш взгляд, исходя из принятых в гидравлике понятий, явление перехода от бурного состояния в спокойное следует называть гидравлическим прыжком, в каких бы условиях он не возникал.

Опыты с прямоугольными напорными трубчатыми водосбросами позволили выявить два характерных типа сбойного движения спокойного потока: образование вертикального вальца при несимметричном одностороннем затоплении транзитной струи на выходе из трубы (рис. 1, г) и форму симметричного двустороннего затопления транзитного потока с образованием системы небольших вертикальных вальцов-водоворотов [1].

В первом случае образуется большой вертикальный валец, который захватывает всю ширину сопрягающего русла, прилегающего к водосбросу. В этом водовороте, как и в горизонтальном вальце плоского прыжка, происходят значительные потери кинетической энергии воды. Наблюдается также существенное различие в положении границы раздела водоворотной области пространственного прыжка. Глубина нижнего бьефа, при которой происходит затопление бурного потока и образование прыжка в пространственных условиях, должна удовлетворять условию $h_{н.б.} \geq h_{пр}^{II}$.

2. Определение граничных условий возникновения спокойного и бурного сбойных течений в нижнем бьефе. Исследования показывают, что режим сопряжения бьефов в условиях пространственной задачи значительно отличается от плоской задачи кинематической структурой потока, а также формами сопряжения и условиями их существования.

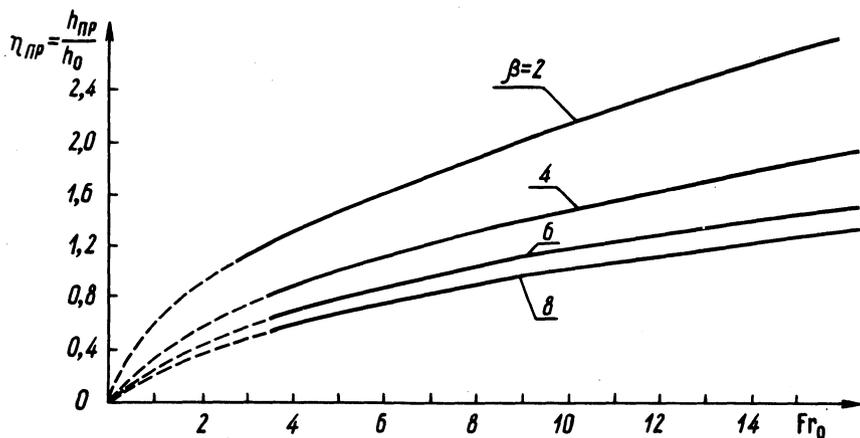


Рис. 2. Определение предельной глубины нижнего бьефа $h_{пр}$.

Форма сопряжения бьефов зависит прежде всего от глубины нижнего бьефа. Следовательно, чтобы установить характер течения потока и картину сопряжения, необходимо знать,

при какой глубине $h_{н.б}$ возникает и существует та или иная форма и режим движения. Граничные значения глубины нижнего бьефа $h_{пр}$, $h_{сб}$ и $h_{пр}^H$ определялись опытным путем.

Результаты исследования условий возникновения форм сбойного движения бурного потока представлены на графиках $\eta_{пр} = f(\beta, Fr_o)$, построенных для горизонтальной трубы, работающей в напорном режиме (рис. 2). Как видно, на величину предельной глубины $h_{пр}$ влияет относительная ширина нижнего бьефа β , степень бурности потока Fr_o , а также форма струи в начальном створе [5]. Чем больше значение числа Fr_o и чем меньше относительная ширина β , тем больше глубина $h_{пр}$ и шире диапазон существования второй формы сопряжения.

Получена зависимость для определения предельной глубины нижнего бьефа $h_{пр}$:

$$\eta_{пр} = \frac{1}{2\beta} \left(1 - 0,36 \sqrt{1 - \frac{1,1}{\beta + 0,1}} \right) \left(\sqrt{1 + 8Fr_o \beta - 1} \right), \quad (1)$$

где $\eta_{пр} = h_{пр} / h_o$ - относительная предельная глубина; $h_{пр}$ - верхняя предельная глубина, при которой в нижнем бьефе еще существует устойчивая форма подтопленного растекания; $h_o = h_{тр}$ - глубина потока в начальном створе (на выходе из трубы).

Глубина нижнего бьефа $h_{сб}$, при которой возникает форма сбойного бурного потока, также определялась опытным путем. В результате обработки опытных данных получена следующая эмпирическая зависимость для определения глубины $h_{сб}$:

$$\eta_{сб} = \sqrt[3]{\alpha Fr_o \frac{\beta + 2}{\beta^2}}. \quad (2)$$

Для определения глубины $h_{н.б} = h_{пр}^H$, при которой в условиях внезапного расширения сопрягающего русла происходит смена сбойного движения бурного потока на спокойный режим сбойного течения, предложен ряд способов и зависимостей:

М.З.Абрамовым [1]:

$$\frac{2Fr_o(1-\eta)}{\eta} = 1 - \eta\beta + (\beta - 1) \left(1 + \frac{2(\eta - 1)}{m+1} + \frac{(\eta - 1)^2}{2m+1} \right);$$

Д.И.Куминым [4]:

$$\frac{A}{\xi_1} + \frac{\xi_1^2}{2} = \frac{A^2}{\xi_2} + \frac{\xi_2^2}{2};$$

Ф.И.Пикаловым [7]:

$$\frac{2\alpha q_1}{g} (V_2 - V_1) = h_1^2 - h_2^2.$$

При небольшой относительной ширине β нижнего бьефа используют основное уравнение гидравлического прыжка или функцию прыжка, которую для условий пространственной задачи и прямоугольного русла можно записать в виде

$$-\frac{2\alpha^1 q_1}{g} (V_1 - V_2) = \beta h_2^2 - h_1^2 \text{ или } 2\alpha^1 Fr_1 \left(1 - \frac{V_2}{V_1}\right) = \beta \eta^2 - 1.$$

Чтобы выяснить, какой из этих способов и при каких условиях можно рекомендовать для напорных трубчатых водосборов, были проведены экспериментальные исследования и расчеты по определению глубины затопления $h_{\text{пр}}^{\text{II}}$ при относительной ширине нижнего бьефа $\beta = 2, 3, 4, \text{пр } 8$ и начальных числах Фруда $Fr_0 = 1, 2 - 20$.

Результаты исследований представлены на рис. 3. Полученные данные показывают, что отклонения от опытного значения глубины $h_{\text{пр}}^{\text{II}}$ составили: для плоской задачи 7,2 - - 43,5%, по Ф.И. Пикалову - (+33,5) - (+90)%, по М.З.Абрамову - (-21,1) - (+14,3)%, по Д.И. Кумину - (-27,2) - - (-0,2)%, по прыжковой функции, записанной для пространственных условий, - (-90) - (+75)%. Такие значительные отклонения, на наш взгляд, заключаются в различии ограничительных предположений и исследованных типов пространственной формы затопленного прыжка.

На основании анализа полученных данных для расчета глубины затопления $h_{\text{пр}}^{\text{II}}$ бурного потока за напорными прямоугольными трубчатыми водосборами можно рекомендовать способ М.З.Абрамова при $\beta > 4$ в широком диапазоне чисел Fr_0 и при $\beta < 4$, если $Fr_0 < 10$, и метод Д.И.Кумина при $Fr_0 < 10$.

Таким образом, можно сделать следующие выводы: 1) классификация форм пространственного сопряжения бьефов по ре-

жиму движения потока дает четыре основные формы сопряжения: свободное растекание, свободное растекание с образованием прямого прыжка, сбойное движение бурного потока, сбойное течение спокойного потока; 2) предложенные зависимости для определения граничных значений глубин нижнего бьефа позволяют установить диапазон существования характерных

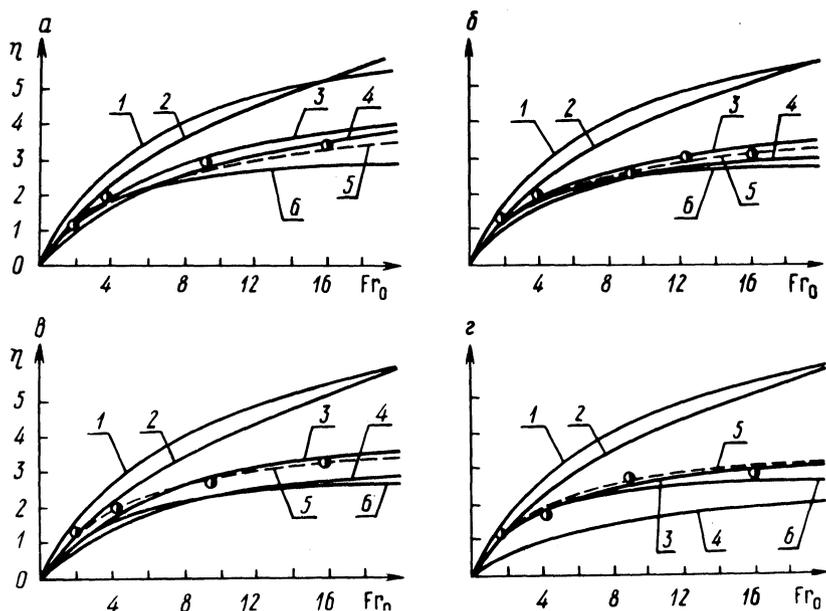


Рис. 3. Определение сопряженных глубин, рассчитанных различными методами: 1 - плоская задача; 2 - по Д.И.Кумину [4]; 3 - по М.З.Абрамову [1]; 4 - по Ф.И.Пичкалову [7]; 5 - по прыжковой функции; 6 - опытные данные.

форм пространственного сопряжения бьефов; 3) для расчета глубины затопления $h_{пр}^{II}$ бурного потока в пространственных условиях за напорными трубчатыми водосбросами рекомендуется использовать способ М.З.Абрамова при $\beta > 4$ в широком диапазоне числа Fr_0 и при $\beta < 4$, если $Fr_0 < 10$, а также способ Д.И.Кумина при $Fr_0 < 10$. Область, ограниченная числом $Fr_0 > 10$ и значениями $\beta < 4$, не имеет приемлемых способов расчета глубины $h_{пр}^{II}$.

Резюме. При расчете режима сопряжения бьефов в пространственных условиях необходимо учитывать глубину нижнего бьефа, а также форму и режим движения потока в начальном (выходном) сечении.

Л и т е р а т у р а

- 1.Абрамов М.З. Определение сопряженных глубин при гидравлическом прыжке в пространственных условиях. - "Изв. ВНИИГ", 1940, т.26.
2. Гунько Ф.Г. Методика гидравлических расчетов нижних бьефов многопролетных плотин на равнинных реках при маневрировании затворами. М.-Л., 1957.
3. Константинов М.Н. Особенности движения потока в отводящем русле малых водопропускных сооружений при свободном растекании. - В сб.: Работа нижних бьефов гидросооружений. М., 1969.
4. Кумин Д.И. Сопряженные глубины гидравлического прыжка в пространственных условиях. - "Гидротехническое строительство", 1950, № 2.
5. Ларьков В.М. Влияние угла наклона свободной поверхности струи в начальном сечении на растекание бурных потоков. - В сб.: Мелиорация и гидротехника. Т.81. Горки, 1971.
6. Михалев М.А. К вопросу о кинематической структуре потока при сопряжении бьефов по типу отброшенной струи. - "Труды координационных совещаний по гидротехнике", 1963, вып. 7.
7. Пикалов Ф.И. О форме сопряжения быстротока с нижним бьефом. - "Труды ВНИИГиМ", т. 12, 1935.

УДК 532.5:627.83

В.И.Кузменков, канд.техн.наук,
И.П.Вопнярский, канд.техн.наук

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РЕЖИМ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ШЛЮЗА-РЕГУЛЯТОРА ПРИ ОТВОДЕ ПОТОКА

ПОД УГЛОМ $\frac{\pi}{2}$

В практике мелиоративного строительства сопряжение каналов младшего и старшего порядков в большинстве случаев осуществляется под углом $\frac{\pi}{2}$.

Нами проведены лабораторные исследования однопролетного шлюза-регулятора, установленного в устье канала младшего порядка при впадении его в канал старшего порядка. Общий вид исследованного сооружения, включающего шлюз-регулятор

и прилегающие участки каналов младшего и старшего порядков, представлен на рис. 1.

Исследования проводились в масштабе 1:20 на модели из бетона с железнением поверхности. Дно каналов и шлюза были выполнены горизонтальными в одном уровне. Длина моделируемого участка канала старшего порядка составляла 155 м, при этом выше пересечения осей каналов – 60 м, а ниже – 95 м. Гидравлический режим в нижнем бьефе изучался путем визуальных наблюдений (посредством поверхностных и донных

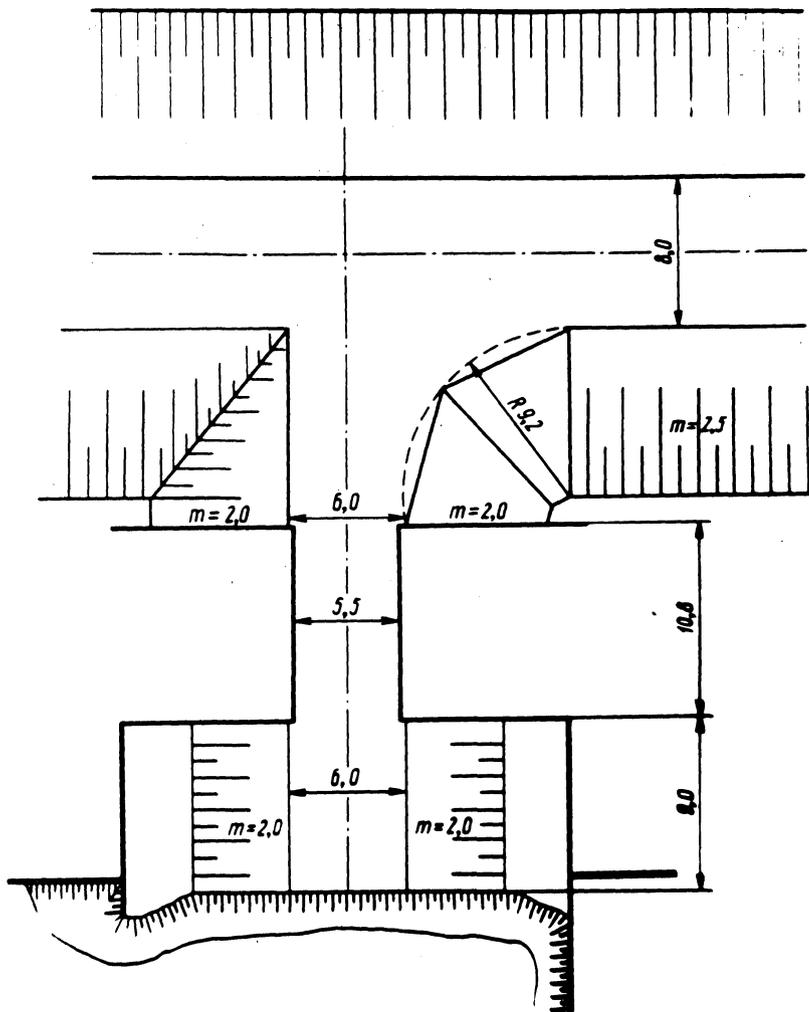


Рис. 1.

Таблица 1

Номер опыта	Расход по каналу, м ³ /с		Соотношение расходов по каналам	Перепад на шлюзе, м
	младшего порядка	старшего порядка		
3	56,5	0	1:0	0,5
15	44,8	44,8	1:1,00	0,3
16	42,5	52,2	1:1,23	0,3
14	38,0	57,0	1:1,50	0,3

поплавков и попусками краски) и измерением скоростей в потоке. Осредненные скорости определяли скоростной трубкой диаметром 4 мм на нескольких вертикалях каждого поперечника в четырех точках (дно, 0,2 h, 0,4 h и 0,8 h, считая от дна). Вертикали располагались по оси канала старшего порядка, вправо и влево от оси на расстоянии 4 и 8 м. Наименование поперечников соответствовало их расстоянию (s) от продольной оси шлюза вниз по течению.

В настоящей работе представлены результаты исследований гидравлического режима в нижнем бьефе сооружения при отсутствии гасителей энергии и соотношении расходов, пропускаемых по каналам младшего и старшего порядков: 1:0, 1:1, 1:1,23 и 1:1,5. В табл. 1 приводятся основные характеристики четырех опытов, проведенных при глубине потока перед шлюзом, равной 4 м (перепад на шлюзе – перепад свободной поверхности в верхнем и нижнем бьефах шлюза).

Третий опыт проводился при сопряжении правых откосов каналов младшего и старшего порядков посредством конической поверхности (пунктир на рис. 1), а остальные опыты – посредством ломаной плоскости (рис. 1).

На рис. 2 приведены эпюры распределения средних скоростей по вертикалям, полученных по замеренным осредненным скоростям (для опытов, указанных в табл. 1). Как видно, в третьем опыте, когда осуществлялся пропуск расхода только по каналу младшего порядка, имела место значительная неравномерность распределения скоростей в пределах всего исследуемого участка нижнего бьефа. В этом опыте образовывалась водоворотная область у правого откоса канала старшего порядка, что приводило к значительному увеличению скоростей у левого откоса и возникновению обратных скоростей у правого откоса. Аналогичное распределение отмечено и для донных скоростей. В подобных случаях эксплуатации сооруже-

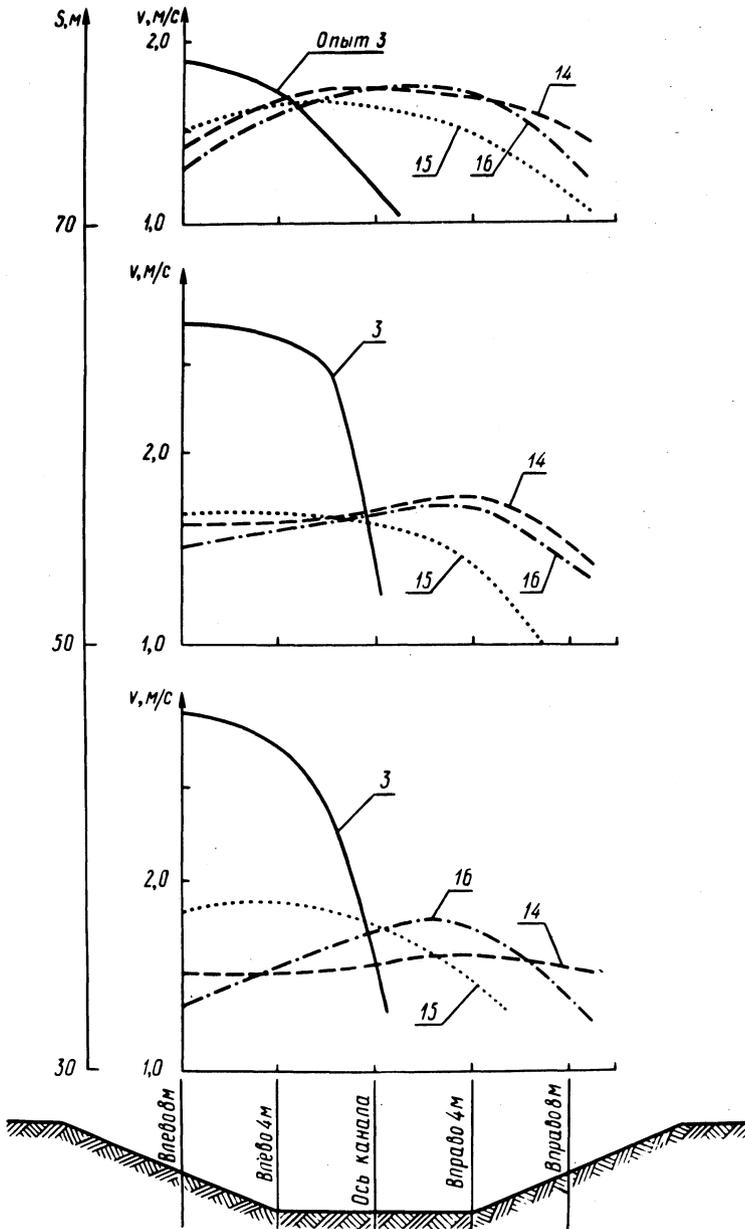


Рис. 2.

ния для предотвращения размывов в нижнем бьефе необходимо устанавливать гасители, обеспечивающие бесшбойность течения.

Анализ данных, приведенных на рис. 2, свидетельствует, что при соотношении расходов по каналам 1:1 (опыт 15) наблюдалась незначительная сбойность потока влево в пределах всей длины исследуемого участка канала старшего порядка. В этом опыте водоворотная область у правого откоса заканчивалась на поперечнике 40 м. При соотношении расходов 1:1,23 и 1:1,5 (опыты 16 и 14) на поперечнике 30 м и далее сбойность течения практически отсутствовала. При этом в опыте 16 водоворотная область заканчивалась на поперечнике 25 м, а в опыте 14 она не наблюдалась.

Установлено, что при уменьшении глубины потока перед шлюзом или перепада на шлюзе характер гидравлического режима при указанных соотношениях расходов, пропускаемых по каналам, подобен описанному.

Резюме. Проведенные исследования показывают, что в случаях пропуска расходов по каналу старшего порядка, не меньших, чем по каналу младшего порядка, для сооружений, подобных исследованному, нет необходимости устанавливать гасители.

УДК 627.834:532.533

Н.В.Синицын, канд.техн.наук

АНАЛИЗ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЙ В ПОТОКЕ ВОДОСЛИВА С ШИРОКИМ ПОРОГОМ

Для исследования влияния гидродинамической структуры потока неподтопленного водослива с широким порогом на гидравлические характеристики водослива необходимо изучение основных свойств потока с учетом его значительной деформации в вертикальной плоскости. В настоящей работе анализируется характер изменения давлений в сечениях по длине порога водослива. Модель водослива с широким порогом характеризовалась длиной порога $\delta = 40$ см и высотой $s = 20$ см. В каждом опыте определялось соответствующее значение напора H (напоры изменялись от 3,0 до 17,5 см, приблизи-

тельно через 1,5 см, что позволило иметь соотношение $\frac{\delta}{H}$ в пределах от 2,3 до 13,5).

В определенных створах водослива измерялись отметки свободной поверхности ∇ и давления $\frac{p}{\gamma}$ в ряде точек по глубине потока [2]. По этим данным были построены продольные профили потока на пороге водослива и эпюры гидродинамических давлений в створах. Исследуемому диапазону отношений $\frac{\delta}{H}$ соответствовала схема течения или с участком приблизительно горизонтальной свободной поверхности ($5 < \frac{\delta}{H} \leq 10$) или с непрерывным понижением глубин вдоль потока ($\frac{\delta}{H} \leq 5$). Форма эпюр давлений свидетельствовала о существенном влиянии на величину давлений в потоке сил инерции, обусловленных кривизной линий токов и приводящих к нарушению гидростатического закона распределения давлений. На участках с выпуклой свободной поверхностью давления были меньше гидростатических, а на участках с вогнутой свободной поверхностью наблюдалось превышение фактических давлений над гидростатическими. При этом характер негидростатичности по глубине потока неодинаков и обусловлен различным искривлением струек [2].

С учетом этого для оценки удельной потенциальной энергии в сечениях потока (на основании данных экспериментальных исследований) было произведено численное определение значений коэффициента удельной потенциальной энергии β . Величины этих коэффициентов, характеризующие в сечениях по длине потока отношение средних удельных потенциальных энергий, были получены как частные от деления площадей эпюр давлений, построенных по опытным данным (площади определялись с помощью планиметра), к площадям эпюр гидростатического давления.

На рис. 1 представлены графики зависимости коэффициента удельной потенциальной энергии β от относительного удаления сечений от входной грани порога $-\frac{x}{\delta}$ (графики $\beta = f(-\frac{x}{\delta})$) для различных значений $\frac{\delta}{H}$. Эти кривые свидетельствуют о том, что коэффициент β изменяется по длине порога водослива

в соответствии с деформацией водосливнового потока и формой его свободной поверхности. Так, на начальном участке с выпуклой свободной поверхностью коэффициенты $\beta < 1$, а на последующем участке с вогнутой свободной поверхностью $\beta > 1$.

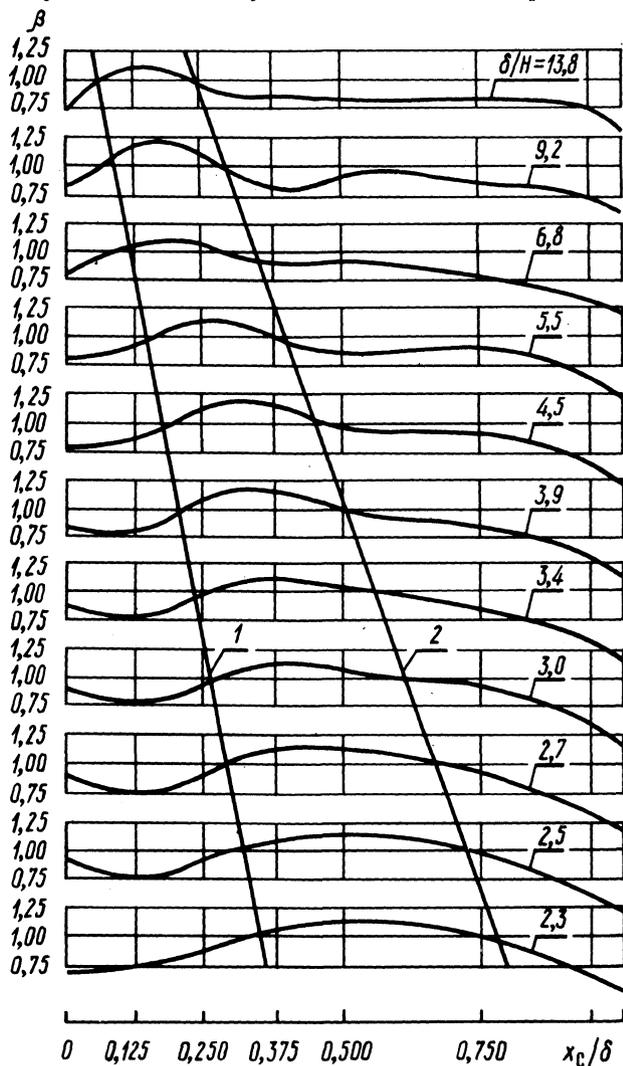


Рис. 1. Графики $\beta = f(x_c/\delta)$.

На всей оставшейся части водослива значения коэффициентов β опять меньше 1. При этом для потоков с $\frac{\delta}{H} > 4,0 - 4,5$ они на сравнительно большой длине незначительно отличаются от 1 (как правило, на участке, в пределах которого свободная

поверхность может быть принята горизонтальной), а в конечной части водослива интенсивно падают. Таким образом, по характеру деформации потока по длине водослива в зависимости от значений коэффициентов удельной потенциальной энергии β можно выделить три характерных участка водослива: входной ($\beta < 1$), средний ($\beta > 1$) и выходной ($\beta < 1$). В переходных сечениях между этими участками коэффициент $\beta = 1$, что свидетельствует о гидростатическом законе распределения давлений в них. Эти сечения, а также глубины в них, которые можно вполне обоснованно принимать за меру удельной потенциальной энергии в сечениях, в дальнейшем будем считать расчетными.

Анализ графиков $\beta = f\left(\frac{x_c}{\delta}\right)$ позволил совершенно четко

определить положение расчетных сечений, т.е. длины входного δ_1 и выходного δ_2 участков. По экспериментальным продольным профилям потока были определены соответствующие глубины в конце входного h_1 и в начале выходного h_2 участков. Для оценки значений этих глубин были построены графики

зависимости относительных значений $\frac{h_1}{H_0}$ и $\frac{h_2}{H_0}$ от степени стеснения потока $\frac{H}{h_B}$, где h_B — глубина воды в верхнем бьефе.

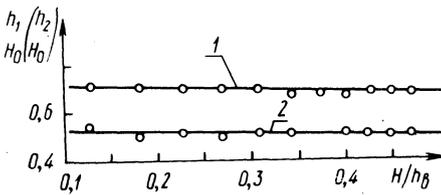


Рис. 2. Графики зависимости относительных расчетных глубин от степени

стеснения потока: 1 — $\frac{h_1}{H_0} = f\left(\frac{H}{h_B}\right)$;

2 — $\frac{h_2}{H_0} = f\left(\frac{H}{h_B}\right)$.

Из рис. 2 видно, что в диапазоне значений $\frac{H}{h_B}$ от 0,1 до 0,5 $\frac{h_1}{H_0}$ изменяется в среднем от 0,71 до 0,69, а $\frac{h_2}{H_0}$ — от 0,52 до 0,50 по линейному закону. Таким обра-

зом, глубины в первом расчетном сечении (за входным участком) h_1 всегда оказываются выше глубин h_2 (во втором расчетном сечении в начале выходного участка). Их сравнение между собой показывает, что во всем диапазоне $\frac{\delta}{H}$ от

2,3 до 13,5 глубины $h_2 < h_1$, и в первом приближении связь между ними может быть выражена зависимостью $h_2 = 0,725h_1$.

Анализ и взаимное сопоставление графиков $\beta = f\left(\frac{x_c}{\delta}\right)$ позволяет выявить следующую закономерность: с увеличением напора на водослив H (с уменьшением $\frac{\delta}{H}$) расчетные сечения с гидростатическим законом распределения давлений ($\beta = 1$) имеют тенденцию к смещению в сторону нижнего бьефа (рис. 1, линии 1 и 2). Точки пересечения кривых изменения коэффициента β с горизонтальной линией, соответствующей коэффициенту $\beta = 1$, позволили определить значения длин входного и выходного участков - δ_1 и δ_3 (рис. 3, а). На рис. 3, б, в представлены графики зависимостей относительных значений

$\frac{\delta_1}{\delta}$ и $\frac{\delta_3}{\delta}$ от отношения $\frac{H}{\delta}$. Как видно, в диапазоне исследуемых значений $\frac{H}{\delta}$ в среднем от 0,1 до

0,5 ($\frac{\delta}{H} = 10-2$) изменение относительных значений уда-

лений расчетных сечений от входной ($\frac{\delta_1}{\delta}$) и выходной ($\frac{\delta_3}{\delta}$) граней происходит по линейному закону. При этом длина входного участка δ_1 с увеличением напора возрастает, а длина выходного участка δ_3 уменьшается. Их численные значения (рис. 3) могут быть определены из зависимостей: $\delta_1 = 0,8 H$; $\delta_3 = 0,9\delta - 1,6H$.

Таким образом, обработка экспериментального материала по неподтопленному водосливу с широким порогом позволила во всем диапазоне значений $\frac{\delta}{H}$, характерных для этой схемы истечения [1], выявить характер изменения удельной потенциальной энергии по длине водослива, а также наличие сечений с гидростатическим законом распределения давлений.

С помощью графиков изменения коэффициента удельной потенциальной энергии и продольных профилей потока удалось определить местоположение этих сечений и глубины в них. Предложены экспериментальные зависимости для нахождения значений глубин в характерных (расчетных) сечениях и длин входного и выходного участков водослива, фиксирующих положение этих сечений. Следовательно, при известных геометрических параметрах водослива (длине порога δ , его высоте s_B , напоре H и глубине воды в верхнем бьефе h_B) можно найти

значения глубин h_1 и h_2 , длин l_1 и l_2 и выполнить в первом приближении построение свободной поверхности водослива.

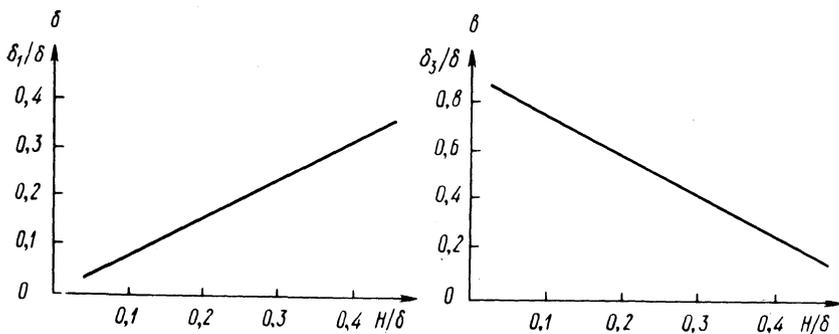
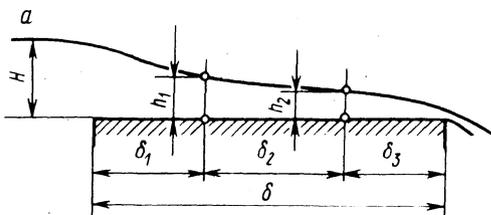


Рис. 3. Графики связи $\delta_1/\delta = f(N/\delta)$ и $\delta_3/\delta = f(N/\delta)$: а - схема водослива; б - график $\delta_1/\delta = f(N/\delta)$; в - график $\delta_3/\delta = f(N/\delta)$.

Приведенные графики $\beta = f\left(\frac{x}{\delta}\right)$ (рис. 1) могут быть использованы при выводе аналитических зависимостей по водосливу с широким порогом, так как они характеризуют удельную потенциальную энергию в сечениях потока по длине водослива [3, 4].

Резюме. Проведен анализ изменения удельной потенциальной энергии по длине водослива с широким порогом, позволивший определить положение расчетных сечений (с гидростатическим законом распределения давлений) и глубины в них.

Л и т е р а т у р а

1. Рекомендации по гидравлическому расчету водослизов. Ч. 1. Прямые водосливы. Л., 1974.
2. Сеницын Н.В. Исследование потока на водосливе с широким порогом. - В сб.: Водное хозяйство. Белоруссии. Вып. 2. Минск, 1972.
3. Смыслов В.В. Теория водослива с широким порогом. Киев, 1956.
4. Смыслов В.В. К решению задачи о незатопленном водосливе с широким порогом. - В сб.: Гидравлика и гидротехника. Вып. 7. Киев, 1968.

О РАБОТЕ АВТОМАТИЧЕСКИ ДЕЙСТВУЮЩЕГО
ВОДОСЛИВА ТРУБЧАТОГО СООРУЖЕНИЯ

В практике воднохозяйственного строительства широко применяются низконапорные трубчатые сооружения комбинированного действия. Они дают возможность пропускать воду автоматически путем перелива через затвор или верх оголовка, а опорожнение водоема и пропуск паводков осуществлять через донное отверстие. Наличие автоматически действующего водослива в сооружении позволяет производить сброс воды при повышении уровня в водоеме без маневрирования затворами, что важно при паводках, наступающих обычно неожиданно. Такие сооружения состоят из входного оголовка, оборудованного одиночными или сдвоенными затворами, отводящей трубы и выходного оголовка.

Перелив потока поверх затворов или шандор приближает работу автоматически действующего водослива трубчатого сооружения к схеме истечения через водослив с тонкой стенкой. Однако на режим истечения через автоматически действующий водослив влияют такие конструктивные особенности сооружения, как удаление низовой стенки оголовка от водослива, высота трубы, пазы плоских затворов, величина выступа боковых стенок оголовка перед водосливом и др. Работа водослива трубчатого сооружения в зависимости от отмеченных особенностей изучена недостаточно.

Для выявления влияния указанных элементов конструкции на работу автоматически действующего водослива трубчатого сооружения были проведены лабораторные исследования в условиях пространственной задачи ($b/B = 0,15$, где b – ширина водослива; B – ширина подводящего лотка) на модели односочкового трубчатого сооружения с прямоугольной отводящей трубой сечением 15×15 см. Ширина оголовка равнялась ширине трубы и автоматически действующего водослива, а расстояние от затворов до низовой стенки оголовка и величина выступа боковых стенок оголовка в сторону верхнего бьефа от водослива l были переменными. Вначале исследовались гидравлические режимы в сооружении при различных размерах оголовка, из которых выбирался наиболее благоприятный, и для него детально изучались условия пропуска расхода.

Установлено, что если при переливе через водослив струя не касается торцевой стенки оголовка, то схема работы сооружения приближается к водосливу с тонкой стенкой в условиях плоской задачи (рис. 1,а). При этом характер истечения во многом зависит от величины выступа боковых стенок оголовка в сторону верхнего бьефа l . Если эти выступы не превышают длины зоны бокового сжатия струи, возникающей у входа в оголовок, то происходит свободное истечение (как и через водослив с тонкой стенкой) с доступом воздуха в подструйное пространство через пазы и полости, образуемые за счет сжатия струи боковыми стенками оголовка.

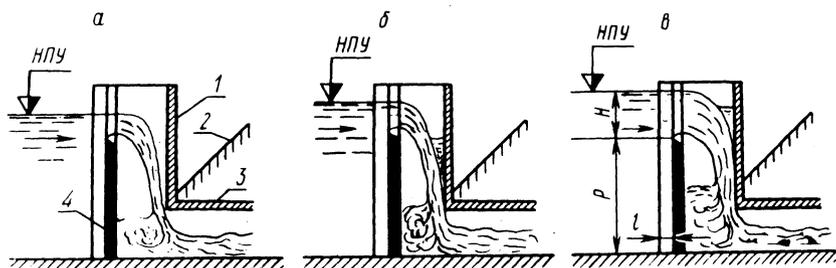


Рис. 1. Конструкция входного оголовка и режимы работы автоматически действующего водослива трубчатого сооружения: 1 - входной оголовок; 2 - дамба; 3 - труба; 4 - стенка автоматически действующего водослива.

Если выступы боковых стенок оголовка в сторону верхнего бьефа больше длины зоны бокового сжатия струи, то расширившаяся струя после планового сжатия потока при входе в оголовок касается поверхности боковых стенок до верхней грани водослива. При этом зона сжатия заполняется водой, доступ воздуха в подструйное пространство со стороны верхнего бьефа уменьшается. В данном случае наблюдается несвободное истечение, при котором воздух периодически прорывается в подструйное пространство и вызывает некоторое колебание струи.

Если при переливе через водослив струя касается нижней стенки оголовка и уровень воды в нем находится выше верха трубы и ниже отметки гребня водослива (рис. 1,б), то при малом выступе боковых стенок l струя поджата к затворам и над ней образуется водяной валец. В подструйном пространстве уровень воды выше, чем в нижнем бьефе и туда периодически прорывается воздух, который постепенно выносится в нижний бьеф с потоком. Это приводит к тому, что струя то прижимается к затвору, то резко отходит от него при прорыве

ве воздуха, т.е. колеблется. При этом из водяного вальца, расположенного над струей в оголовке, поднимаются брызги, которые могут вылетать из оголовка. Такое явление раскочки струи может вызвать усиленную вибрацию оголовка сооружения. При значительном подтоплении струи со стороны нижнего бьефа истечение становится спокойным, однако воздух, выносимый струей, может скапливаться у потолка трубы и периодически вырываться в нижний бьеф, вызывая всплеск потока.

Если струя, переливающаяся через затвор, касается торцевой стенки и уровень воды в оголовке выше гребня водослива (при опускании верхнего затвора сдвоенных щитов или удалении шандор) и верха трубы, то над струей образуются интенсивные вальцы (рис. 1,в), подструйное пространство больше заполняется водой. Однако из-за периодического прорыва воздуха под струю с последующим постепенным выносом его с потоком происходит раскочка струи. При подтоплении со стороны нижнего бьефа во всех случаях в трубе не успевает образоваться устойчивый напорный вакуумный режим, так как через вальцы воздух интенсивно поступает в трубу. Если боковые стенки оголовка выходят в сторону верхнего бьефа на длину, большую зоны сжатия потока, схема истечения аналогична, хотя характер раскочки струи менее интенсивен.

Опыты показали, что перелив потока только через водослив с верховой стороны улучшает гидравлические режимы в оголовке и повышает пропускную способность сооружения по сравнению с переливом по всему контуру оголовка. В последнем случае быстро наступает истечение по типу затопленного отверстия и пропускная способность сооружения уменьшается. К тому же перелив по всему контуру оголовка способствует закручиванию потока у входа в сооружение, повышению скоростей потока вдоль верхового откоса плотины, а при срыве вакуума под струей возможны значительные колебания потока в оголовке, что подтверждается другими исследованиями [1].

Сравнение гидравлических режимов, возникающих в трубчатом сооружении при работе автоматического водослива, показывает, что наиболее благоприятным является режим работы сооружения, когда струя не касается торцевой стенки оголовка при свободном истечении без подтопления со стороны нижнего бьефа. Длина оголовка в этом случае определяется дальностью полета струи. В других случаях из-за срыва вакуума под струей возможна вибрация затвора и оголовка.

Для данного режима было исследовано влияние конструк-

тивных особенностей оголовка трубчатого сооружения на пропускную способность автоматического водослива.

Моделирование истечения через водослив с тонкой стенкой отличается значительными трудностями, так как необходимо обеспечить подобие модели и природы. Так, при небольшой толщине струи, переливающейся через водослив с тонкой стенкой, на модели существенными могут стать силы поверхностного натяжения, которыми в условиях развитого турбулентного режима можно пренебречь.

Известно, что масштаб модели влияет на гидравлические характеристики сооружений, в частности на величину коэффициента расхода, который изменяется с уменьшением масштаба модели. Поэтому для перерасчета величины коэффициента расхода приходится вводить экстраполяционные поправки, выражающиеся в функции сил вязкости (числа Рейнольдса Re). Однако, как отмечается рядом исследователей [2], коэффициенты расхода для моделей в масштабе 1:10 - 1:20 оказались совершенно одинаковыми, и только с уменьшением масштаба требуется вводить поправки.

Таким образом, для наших моделей, изготовленных в масштабе 1:10 - 1:20 можно определять величину коэффициента расхода автоматического водослива без введения поправок. При этом все же устанавливалась та минимальная величина напора над гребнем водослива H , ниже которой существенно влияние сил вязкости и значение коэффициента объемного расхода уменьшается, а выше наступает зона автомодельности.

Минимально допустимый напор H_{\min} определялся из условия $Re_{\text{доп}} = \frac{q}{\nu}$ (q - удельный объемный расход на гребне водослива; ν - кинематический коэффициент вязкости), когда при известных допустимых значениях $Re_{\text{доп}}$ и ν по экспериментальной зависимости $q = f(H)$ находилось соответствующее значение H_{\min} . Значение коэффициента объемного расхода m определялось по формуле

$$m = \frac{Q}{b\sqrt{2gH}^{3/2}},$$

где Q - объемный расход, пропускаемый через сооружение.

Нами исследовался водослив у входа в оголовки с выступами боковых стенок в сторону верхнего бьефа на 3, 4 и 5 см. Это позволило изучить режимы истечения с расположением

зоны бокового сжатия струи в пределах водослива и до входа на него. Дальнейшее увеличение длины выступов боковых стенок на модели не проводилось, так как существенного влияния на характер истечения это не оказывало и делало работу автоматического водослива аналогичной известной схеме водослива с тонкой стенкой в условиях плоской задачи. К тому же по условиям строительства необходимо стремиться, чтобы длина l была минимальной. Кромки выступов боковых стенок принимались прямоугольными и радиально закругленными. Исследования проводились в интервале $H/P = 0,25 - 0,75$ (где P – высота водослива) при отсутствии подтопления со стороны нижнего бьефа.

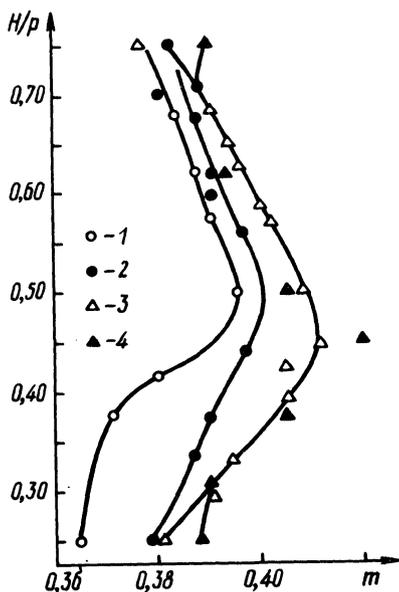


Рис. 2. Зависимость $m = f(H/P)$ для различной длины выступа боковых стенок оголовка в сторону верхнего бьефа l и очертаний входных кромок прямоугольного ($l = 5$ см) и радиально закругленных ($l = 3$ см); ($l = 4$ см; $l = 5$ см).

Как видно из рис. 2, минимальные значения коэффициента объемного расхода m соответствуют конструкции с выступом боковых стенок на 5 см при прямоугольных входных кромках. Значения m при выступах боковых стенок на 4 и 5 см с закругленными кромками получаются примерно одинаковыми и несколько больше других. Уменьшение коэффициента расхода для стенок с прямоугольными кромками и выступом на 5 см объясняется большей степенью сжатия потока на входе, а для выступа 3 см зона бокового сжатия потока попадает в границы водослива и в подструйное пространство прорывается боль-

шое количество воздуха, который снижает величину вакуума и соответственно величину расхода.

Следует обратить внимание на то, что при $H/P \approx 0,48$ для всех случаев отмечался максимальный коэффициент расхода. В этом интервале значений H/P наблюдался меньший прорыв воздуха в подструйное пространство, наибольшее заполнение его водой, что свидетельствовало о наличии пониженного давления под струей. С увеличением $H/P > 0,5$ происходил более интенсивный обмен воздуха подструйного пространства с внешней средой.

Для исследованных конструкций значение m изменяется в небольших интервалах и для свободного истечения можно принять его значение постоянным и равным $m \approx 0,395$, так как максимальное отклонение значений не превышает 4%, что вполне приемлемо для практических расчетов.

Резюме. На основании результатов гидравлических исследований установлены режимы работы автоматического водослива трубчатого сооружения, рекомендуется режим истечения, при котором струя не касается низовой стенки оголовка. Пропускную способность автоматического водослива при принятом режиме истечения следует определять по формуле (1), принимая значение коэффициента объемного расхода равным $m \approx 0,395$ в интервале $H/P = 0,25-0,75$ или по рис. 2 в зависимости от очертания и длины выступа боковых стенок перед водосливом.

При проектировании оголовка трубчатого сооружения рекомендуется применять радиально закругленные кромки боковых стенок, выступающие перед водосливом на 30-50 см, так как при меньшей величине снижается пропускная способность.

Л и т е р а т у р а

1. Розовський І.Л., Цветков П.К. Низьконапірні шахтні водоскиди при земляних греблях. Київ, 1962. 2. Эйснер Ф. Экспериментальная гидравлика сооружений и открытых русел. М.-Л., 1937.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ СПИРАЛЬНО-ВИТЫХ ДРЕНАЖНЫХ ТРУБ ИЗ ПОЛИВИНИЛХЛОРИДА

Спирально-витые дренажные трубы из непластифицированного поливинилхлорида (НПВХ) [2] имеют высокую водозахватную способность при хороших гидравлических характеристиках, технологичны в изготовлении и укладке. Основные технические данные таких труб представлены в табл. 1.

Важнейшим показателем работоспособности уложенного в траншею пластмассового трубопровода является величина его деформации, выраженная в укорачивании вертикального диаметра и удлинении горизонтального под воздействием статической вертикально-радиальной нагрузки от грунта засыпки [3].

Для определения деформативных свойств спирально-витых дренажных труб были проведены кратковременные испытания на сплющивание и поперечное сжатие с помощью плоских и криволинейных шаблонов по методикам, описанным в [3, 5] и нормативных документах (Ту 6-05-1078-72 и Ту 6-05-051-75). В опытах использовались образцы труб диаметром 50, 63, 75, 90, 110 мм и длиной 100 мм. Величина испытательной нагрузки подсчитывалась по формуле [3]:

$$P = \lambda D_n l,$$

где λ - удельная нагрузка, кПа (для пластмассовых труб, применяемых в зоне избыточного увлажнения, $\lambda = 19,6$ кПа, что является максимальной приведенной нагрузкой при глубине укладки дрен до 1,8 м [3]); D_n - наружный диаметр трубы, см; l - длина образца, см.

Таблица 1. Основные показатели спирально-витых дренажных труб из НПВХ

Диаметр, мм		Размеры стреловидного профиля, мм		Размеры водоприемных отверстий, мм		Число рядов перфорации	Водоприемная площадь, см ² /м	Относительная шероховатость	Теоретическая масса 1 м.ег
наружный D_n	внутренний D	высота	ширина	ширина	длина				
50	44,9	2,6	7,0	0,6	4,0	10	45	0,027	0,155
63	57,6	2,7	7,5	0,6	4,0	13;9;7;5	64;44;34;24	0,024	0,235
75	68,7	3,2	8,0	0,6	4,0	17;12;9;6	76;54;40;27	0,028	0,330
90	82,7	3,7	9,0	0,6	4,0	20;14;12;8	78;55;47;31	0,024	0,481
110	102,3	3,9	10,0	0,6	4,0	22;17;13;10	83;63;48;37	0,021	0,697
125	116,0	4,5	11,0	0,6	4,0	27;20;16;11;9;7;7;5;7;5;7;3	90;72;57;39	0,024	0,880

Относительное укорочение вертикального диаметра в процентах определялось по формуле

$$\varepsilon = \frac{\Delta D}{D_n} \cdot 100\%,$$

где ΔD – разность между наружным диаметром образца до испытания и расстоянием между опорными поверхностями стенда через 1ч после приложения испытательной нагрузки. Принято, что ε при испытании на сплющивание не должно превышать 10% [4], а на поперечное сжатие – 6% (ТУ 6-05-051-75). Испытывались образцы, изготовленные из стреловидного профиля разной ширины. Это было продиктовано необходимостью установить для каждого типоразмера труб оптимальную ширину элементарного профиля, которая должна обеспечить соответствующую жесткость при минимальном расходе полимерного материала. При изготовлении труб технологически ответственным размерным параметром была выбрана ширина стреловидного профиля.

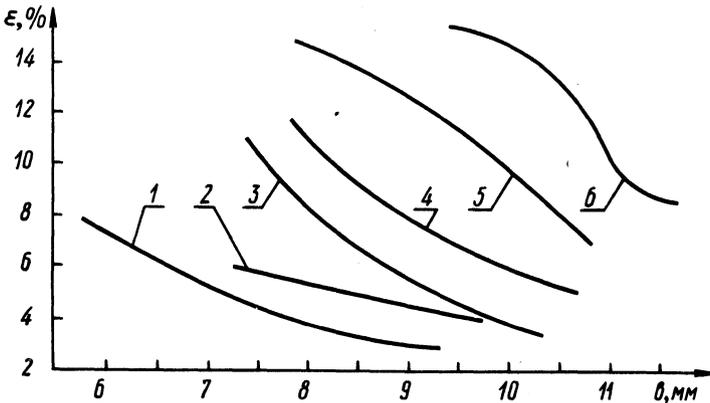


Рис. 1. Зависимость относительного укорачивания вертикального диаметра образцов труб (мм) от ширины стреловидного профиля при поперечном сжатии (1,2) и сплющивании (3, 4, 5, 6): 1 - 50; 2 - 63; 3 - 75; 4 - 90; 5 - 110; 6 - 125.

По результатам испытаний вычислены средние величины относительного укорачивания вертикального диаметра в зависимости от ширины профиля при $\lambda = 19,6$ кПа (рис. 1). Для труб диаметром 50, 63, 75, 90, 110 и 125 мм достаточным является профиль шириной 7; 7,5; 8; 9; 10; 11 мм.

Трубные образцы различных диаметров подвергались испытаниям на сплющивание и поперечное сжатие нагрузками, ко-

леблющимися от 14,4 до 68,7 кПа. При каждой ступени нагружения испытано не менее пяти образцов труб, навитых со стреловидного профиля указанной ширины. По результатам опытов выведены средние величины изменения диаметра от нагрузки.

Установлено, что при поперечном сжатии относительное укорачивание вертикального диаметра всех испытанных труб превышает нормативное значение ϵ при $\lambda=24,5$ кПа. Деформация сплющивания поперечного сечения превышает 10% у труб диаметром 50 мм при $\lambda=68,7$ кПа; 63,75 и 90 мм при $\lambda=34,3$ кПа; 110 мм при $\lambda=29,4$ кПа; 125 мм при $\lambda=24,5$ кПа. Следовательно, спирально-витые дренажные трубы рассматриваемой конструкции обладают повышенной жесткостью, что обеспечит необходимую надежность работы дренажа в течение всего расчетного периода эксплуатации.

По аналогичным методикам проведены испытания труб без перфорации и с различным числом рядов перфорации. Образцы таких труб подвергались действию нагрузки, рассчитанной при $\lambda=19,6$ кПа.

При сопоставлении полученных величин деформации перфорированных и неперфорированных труб не выявлено заметной разницы между ними. Это обусловлено расположением водоприемных отверстий между двумя ребрами жесткости, что делает несущественным их ослабляющее влияние и позволяет сохранить почти неизменной несущую способность неперфорированного трубопровода при испытанных параметрах перфорации.

Важной прочностной характеристикой дренажных труб является сопротивление ударным нагрузкам. При транспортировке, хранении, укладке и особенно дренажной засыпке траншеи вероятность ударного воздействия на трубу достаточно велика. Особенно опасны ударные нагрузки для перфорированных труб из НПВХ при отрицательных температурах воздуха [3, 4].

В опытах воспроизводилась схема: дренажная труба лежит в грунтовом желобе на дне траншеи, а на нее сверху падает камень, ком мерзлого грунта и т.п. Чтобы приблизить условия испытаний к натурным, использовался вертикальный стенд со свободно падающим грузом, имеющим полусферическую ударную поверхность с радиусом закругления 12,5 мм [1, 6]. Для установки испытуемого трубного образца в нижней части стенда расположена деревянная подставка с V-образным пазом (угол 120°), закрепленная на металлической плите [1, 6].

Масса падающего груза изменялась через 0,1 кг. При низкой ударной прочности образца трубы изменяли энергию удара, уменьшая массу падающего груза. Если образец выдерживал испытания, массу падающего груза увеличивали [6]. Ударная прочность труб определялась в интервале температур от +20 до -20°С, для чего образцы длиной 200 мм перед опытом подвергались кондиционированию в климатической камере в течение 1 ч. [6]. При каждой температуре испытано 40-50 образцов труб.

Для расчета критерия ударной прочности была составлена табл. 2.

Приведем примерный расчет параметров распределения энергии удара, полученных при температуре минус 15°С.

Средняя масса падающего груза подсчитывается по формуле

$$m_{\text{ср}} = m_0 + \frac{0,1 \sum Fx}{\sum F} = 0,9 + \frac{0,1 \cdot 21}{40} = 0,95 \text{ кг.}$$

Здесь F - количество образцов, испытанных при каждой массе груза; x - количество приращений на 0,1 кг, на которое груз отличается от принятого m_0 . Выбираем $m_0 = 0,9$ кг.

Находим дисперсию

$$\sigma = \frac{0,1}{\sum F} \sqrt{\sum Fx^2 - \frac{(\sum Fx)^2}{\sum F}} = \frac{0,1}{40} \sqrt{107 \cdot 40 - 21^2} = 0,155.$$

За результат испытания принимаем массу груза, при котором разрушается 10% испытанных образцов. Масса этого груза определялась по формуле $m_{10\%} = m_{\text{ср}} - 1,28\sigma = 0,95 - 1,28 \cdot 0,155 = 0,78$ кг. Энергия удара, соответствующая этому грузу для данного случая; $W = m_{10\%} \cdot h = 0,78 \cdot 1 \cdot 9,80665 = 7,7$ Дж, где h - высота падения груза, равная 1 м,

Таблица 2

Масса груза, кг	F	x	Fx	Fx ²
1,2	3	3	9	27
1,1	10	2	20	40
1,0	9	1	9	9
0,9	7	0	0	0
0,8	6	-1	-6	6
0,7	4	-2	-8	16
0,6	1	-3	-3	9
Итого	40		21	107

Аналогично рассчитанные результаты испытаний при всех температурах представлены на рис. 2. Для сравнения приводятся величины энергий удара, рекомендуемые ИСО, СЭВ, английским стандартом BS3505 в качестве контрольных испытаний гофрированных труб из НПВХ и данные НПО "Пластик" для гофрированных труб из НПВХ рецептуры ТГ-25. Из рис. 2 видно, что максимальной ударной прочностью при низких температурах обладают испытанные нами спирально-витые дренажные трубы из ударопрочного НПВХ, а минимальной - гофрированные трубы, изготовленные из жесткого НПВХ.

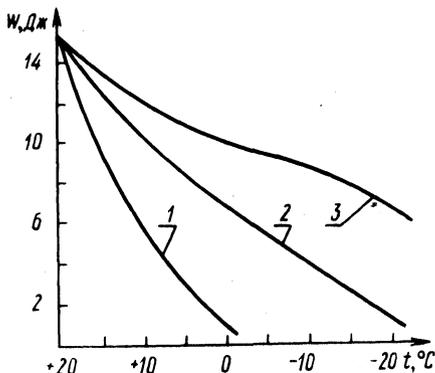


Рис. 2. Ударная прочность образцов труб из непластифицированного поливинилхлорида: 1 - гофрированные по рекомендациям ИСО, СЭВ и английскому стандарту BS 3505; 2 - гофрированные НПО "Пластик"; 3 - спирально-витые БелНИИМВХ и БЗПИ.

Высокая сопротивляемость удару спирально-витых труб обусловлена не только свойствами ударопрочной поливинилхлоридной композиции, но и их "шарнирной" конструкцией. Установлено, что при ударе происходит относительное перемещение витков трубы в продольном направлении, гасящее ударные нагрузки. Таким образом, трубы такой конструкции из ударопрочного НПВХ вполне пригодны для строительства дренажных систем при температуре -20°C .

Во время укладки трубы в траншею происходит ее продольный изгиб. При этом появляются знакопеременные деформации и напряжения в поперечном сечении трубы. Кроме того, полимерные дрены малых диаметров сворачиваются в более или менее компактные бухты; размеры последних определяются в основном минимальным радиусом изгиба трубы. Все это выдвигает необходимость проведения испытаний на изгиб.

В настоящее время для таких испытаний используется метод, основанный на протягивании отрезков труб длиной 2-3 м через изогнутые с определенным радиусом шаблоны [3, 6]. При этом не должны образовываться в стенках труб изломы, перегибы и трещины.

Данный метод приемлем для оценки продольной гибкости при приемочном контроле серийно выпускаемых труб на предмет соответствия их установленным нормам. Однако он не позволяет определить предельный допустимый радиус изгиба трубы и то изгибающее усилие, при котором труба теряет устойчивость.

Для экспериментальных исследований продольной гибкости спирально-витых дренажных труб на БЗПИ разработан способ, лишенный описанного недостатка. Он предусматривает изгиб трубных образцов как свободно-опирающейся балки, нагруженной посередине сосредоточенной силой (рис. 3).

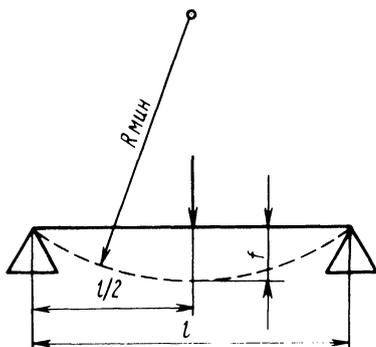


Рис. 3. Схема нагружения трубного образца изгибающим усилием.

Испытание образцов осуществлялось на приспособлении, устанавливаемом в нижнем зажиме разрывной машины. В качестве деформирующего элемента использовался стальной полированный цилиндр диаметром 20 мм. Этот метод позволяет фиксировать максимальный прогиб образца f (при помощи пружинного индикатора) и усилие F , при котором происходит потеря устойчивости (разрушение) трубы (по шкале прибора). Нагрузению подвергалось по пять образцов труб каждого диаметра длиной 200 мм.

Таблица 3. Показатели продольной гибкости спирально-витых дренажных труб

Наружный диаметр трубы, мм	Максимальный прогиб образца f , см	Минимальный радиус изгиба трубы R , см	Внутренний диаметр бухты, м	Разрушающее усилие изгиба F , Н
50	1,14	44,6	0,89	282,4
63	0,95	49,8	0,99	320,7
75	0,84	57,4	1,15	372,7
90	0,80	63,0	1,26	411,9
110	0,70	70,5	1,41	514,9
125	0,64	76,3	1,53	583,5

Зная величину f , находим минимальный радиус изгиба трубы: $R_{\text{мин}} = 1/8 f (1^2 + 4f^2)$. Результаты испытаний трубных образцов на изгиб приведены в табл. 3.

Установлено, что продольная гибкость спирально-витых труб не зависит от их прочности в поперечном направлении. Она обеспечивается перемещением стрелки витка профиля поперек хвостовой части профиля соседнего витка. Величина этого смещения определяет минимальный радиус изгиба трубы и зависит от ее диаметра, ширины стреловидного профиля и может быть выражена зависимостью

$$\Delta l = \frac{D_{\text{н}} b}{R_{\text{мин}}},$$

где $D_{\text{н}}$ - наружный диаметр трубы, мм; b - ширина стреловидного профиля, мм; $R_{\text{мин}}$ - минимальный радиус изгиба трубы, мм.

Спирально-витые трубы обладают более высокой продольной гибкостью, чем гофрированные по ТУ6-05-1078-72, что позволяет уменьшить габариты бухт и автоматизировать процесс их укладки в грунт.

При механизированном устройстве дренажа пластмассовые трубы испытывают растягивающее осевое усилие, возникающее в процессе их протягивания через направляющие устройства трубоукладчика. Поскольку спирально-витые трубы состоят из элементарных стреловидных профилей, находящихся во взаимном зацеплении, то определение максимального допустимого усилия натяжения такой трубы является необходимым. В связи с этим выполнены экспериментальные исследования по методике, разработанной на БЗПИ.

Испытания проводились на разрывной машине УММ-5. Закрепление образцов обеспечивалось с помощью специальных захватов, устанавливаемых в зажимах машины. Во избежание деформации рабочих участков образца в концы труб вставляются пробки из мягкой породы дерева. Осевое растяжение образцов осуществлялось раздвижением захватов со скоростью 50 мм/мин. Максимальное усилие разрыва отрезков труб фиксировалось по шкале прибора.

Испытанию подвергались трубные образцы наружным диаметром 50, 75 и 110 мм, длиной 200 мм, навитые из стреловидных профилей разной ширины. В опытах использовалось не менее пяти образцов каждого вида (по ширине профиля), по

которым и проведено осреднение результатов. Для труб диаметром 50, 75 и 110 мм усилие разрыва соответственно равно 1000, 1147 и 2265 Н. Следует отметить, что гофрированная труба диаметром 50 мм по ТУ6-05-1078-72 может выдерживать усилие натяжения не более 68,7 Н, а максимальное прирывке - 196 Н [4].

Таким образом, спирально-витые трубы, изготовленные из стреловидных профилей оптимальной ширины, удовлетворяют требованиям механизации процесса строительства дренажа.

Резюме. Установлено, что спирально-витые трубы новой конструкции сочетают в себе повышенную жесткость и малый вес, обладают необходимой ударной прочностью в широком интервале температур (от +20 до -20°С), высокой продольной гибкостью и прочностью при осевом растяжении.

Показано, что такие прочностные характеристики определяются рациональной конструкцией трубы и физико-механическими свойствами полимерного материала, использованного для ее изготовления.

Л и т е р а т у р а

1. Каган Д.Ф. Трубопроводы из твердого поливинилхлорида. М.-Л., 1964.
2. Мурашко А.И. Дренажная труба. Авт. свид. № 335 328. - "Бюл.изобр.", 1972, № 13.
3. Мурашко А.И. Горизонтальный пластмассовый дренаж. Минск, 1973.
4. Проект отраслевого стандарта. "Трубы пластмассовые гибкие для дренажных систем. Технические требования". М., 1972.
5. Пунтанс А.В., Авотиньш А.А. Методика испытания дренажных труб на сплющивание. - В сб.: Гидротехника и мелиорация в Латвийской ССР. Т. 13. Елгава, 1969.
6. ISO/TC 138/WG 1 (Serr. - 77)137. Draft specification for plastics pipes and fittings for use sub-soil drainage (light duty) (doc.138/1 N 138). Berlin, 1972.

МЕТОД ПРИБЛИЖЕННОГО ВЫЧИСЛЕНИЯ ОПТИМАЛЬНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДРЕНАЖА

На рис. 1 (М 1:10000) приведена схема дренирования территории простейшей дренажной системой, состоящей из дрен (каждая длиной 200 м) и коллектора (1500 м), впадающего в регулируемую реку-водоприемник. С обеих сторон к заболоченному понижению имеется естественный приток грунтовых вод; перегораживающие сооружения на коллекторе замедляют скорость снижения УГВ. К дренируемой площади примыкает незаболоченная в естественном состоянии площадь Ω. При дренировании территории F будет происходить снижение УГВ на площади Ω, занятой луговыми травами. Задача состоит в том, чтобы найти такую глубину заложения дрен, при которой ушербы от потерь урожая при переувлажнении почвы на площади F и недоувлажнении на площади Ω были минимальны.

Оптимальная глубина заложения дрен может быть найдена по критерию минимума приведенных затрат, отнесенных к площади дренирования. Функция цели по этому критерию формируется как сумма приведенных затрат по каждому сооружению системы:

$$\bar{S}_{пр}(h) = \bar{S}_{др}(h) + \bar{S}_{кл}^I(h) + \bar{S}_{кл}^{II}(h) + \bar{S}_B(h) + \bar{Y}_{щ1}(h) + \bar{Y}_{щ2}(h) + \bar{C}_0 \min, \tag{1}$$

где $\bar{S}_{др}(h) = \frac{K_{др}(h)(E + \eta_{др})}{F_{др}}$; $K_{др}(h)$ - строительные затраты на устройство одной дрены (длиной 200 м); $F_{др}$ -

площадь, обслуживаемая одной дренаем, га; $\bar{S}_{кл}^I = \frac{\bar{K}_{кл}^I(h)(E + \eta_{кл})}{F_{кл}}$;

$\bar{K}_{кл}^I(h)$ - стоимость устройства коллектора, руб.; $F_{кл}$ - пло-

* От двух переменных (глубины заложения и расстояния между дренами) эта задача рассмотрена в работе [3].

щадь (нетто), обслуживаемая коллектором (30 га); $\bar{S}_{\text{кл}}^{\text{II}}(h) = \frac{K_{\text{кл}}^{\text{II}}(h)(E+\eta_{\text{кл}})}{F}$; $K_{\text{кл}}^{\text{II}}(h)$ - стоимость трубок коллектора, диа-

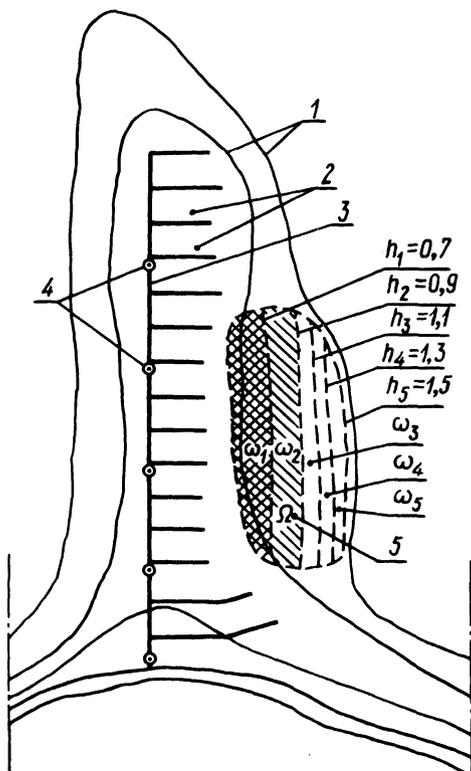


Рис. 1. Схема участка дренажирования: 1 - горизонтали; 2 - дрена; 3 - коллектор; 4 - колодцы; 5 - площадь с пониженным УГВ.

метры которых увеличиваются к устью (и зависящая от моду-

ля дренажного стока); $\bar{S}_{\text{в}}(h) = \frac{K_{\text{в}}(h)(E+\eta_{\text{в}})}{F_{\text{с}}}$; $K_{\text{в}}(h)$ - стои-

мость регулирования водоприемника, зависящая от глубины за-

ложения дрен и коллектора, руб.; $F_{\text{с}}$ - площадь системы

(брутто) дренажирования (43,5 га); E - нормативный коэффициент окупаемости капитальных вложений; $\eta_{\text{др}}$, $\eta_{\text{кл}}$, $\eta_{\text{в}}$ - доли амортизационных отчислений от капитальных вложений по элементам системы; ($\eta_{\text{др}} = \eta_{\text{кл}} = 0,019$; $\eta_{\text{в}} = 0,049$); $\bar{Y}_{\text{ц1}}(h)$ - ущерб, определяемый стоимостью потерянного урожая на пло-

$$\Omega = \sum_{i=1}^5 \omega_i$$
 ; $\bar{Y}_{щ2}(h)$ - ущерб, определяемый стоимостью потерянного урожая на площади F (рис. 1); \bar{C}_0 - ежегодные затраты на эксплуатацию системы (среднестатистические; число, не зависящее от h).

После схода снега дренаж отводит вначале поверхностную воду, а затем идет снижение УГВ. В течение 10 суток необходимо понизить УГВ на 0,5 м. Если снижение будет идти медленнее, то верхний слой почвы останется в переувлажненном состоянии длительное время. Этим определяется ущерб ($Y_{щ2}(h)$) от потерь урожая в первый укос. Снижение УГВ происходит с большей скоростью при более глубоком заложении дрен. Но чем больше глубина дрен, тем большая часть площади Ω оказывается переосушенной, поскольку капиллярная кайма подстилающего песка отрывается от маломощного слоя торфа (0,4 м). На рис. 1 показаны границы участка ω_i ($i = 1, 2, \dots, 5$). Их площади характеризуются пониженным УГВ, который уже не оказывает активного увлажняющего действия на слой торфа. Ущерб от недобора урожая ($\bar{Y}_{щ1}(h)$) на прилегающей площади Ω пропорционален площадям участков ω_i .

В табл. 1 содержатся расчетные значения приведенных затрат по элементам дренажной системы (рис. 1) при расстоянии между дренами 40 м и вариантной глубине заложения дрен. Из табл. 1 видно, что при одной убывающей функции ($\bar{Y}_{щ2}(h)$) общая сумма (последняя строка табл. 1.) затрат сначала убывает, а затем возрастает, т.е. геометрическим представлением функции цели на отрезке изменения переменной ($h \in [0,7; 1,6]$) является унимодальная [2] кривая с точкой минимума; приближенное значение координаты точки минимума $h_{\min} = 0,9$ м.

Аналитически вычисляем точку минимума функции цели от одной переменной, приравнивая производную нулю. Решение полученного таким образом уравнения не всегда, однако, просто. Часто оказывается невозможно взять и производную от некоторых функций-слагаемых. В функции (1) наибольшую трудность для взятия производной представляет $\bar{S}^{II}(h)$. Эта функция зависит от модуля дренажного стока; модуль стока в свою очередь зависит от глубины закладки дрен и вычисляется по весьма сложным формулам или определяется по графикам (для неустановившегося движения грунтовых вод [1]).

Таблица 1. Приведенные затраты (руб/га) по дренажной системе

Глубина заложения дрен $h_{др}$, м	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Затраты по устройству дрены (длиной 200 м)	11,42	11,69	11,90	12,20	12,50	12,79	13,09	13,42	13,77
Глубина заложения коллектора $h_{кл}$, м	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
Затраты по устройству коллектора (1500 м),*									
$\bar{S}_{кл}^I$	1,69	1,75	1,81	1,87	1,94	2,01	2,08	2,16	2,28
Модуль дренажного стола q , л/с.га	0,96	1,08	1,20	1,32	1,44	1,56	1,67	1,79	1,91
Затраты по трубкам коллектора $\bar{S}_{кл}^II$	3,83	4,0	4,16	4,28	4,43	4,55	4,64	4,74	4,82
Затраты по регулированию уровня в водоприемнике \bar{S}_B	4,59	5,17	5,83	6,50	7,22	7,96	8,79	9,59	10,48
Время понижения УГВ от поверхности земли до глубины 0,5 м t , сут	20,9	12,0	8,3	6,5	5,6	5,2	4,8	4,5	4,3
Ущерб от снижения УГВ на осушаемой территории $\bar{Y}_{щ2}$	32,05	6,05	-	-	-	-	-	-	-
Ущерб от снижения УГВ на прилегающей территории $\bar{Y}_{щ1}$	2,26	3,37	4,16	4,82	5,29	5,70	6,0	6,21	6,58
Постоянная часть затрат \bar{C}_O	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Затраты по системе $\bar{S}_{пр}$	61,34	37,53	33,36	35,27	36,88	38,51	40,10	41,32	43,33

* Учтены затраты на устройство одного устья и пяти колодцев.

Остальные зависимости, составляющие функцию цели, эмпирические, так как к стоимостным зависимостям элементов системы от глубины заложения дрен и функциям ущербов необходимо подобрать эмпирические формулы. Возможна также аппроксимация функции $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$, но не во всех случаях. Упрощение использования метода производной возможно, если воспользоваться приемом исключения функции $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$ и последующим учетом этой функции в приближенном вычислении координаты точки минимума.

На рис. 2 показана зависимость функции $\bar{S}_{пр}^I(h)$, функции $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$ и функции цели $\bar{S}_{пр}(h)$. Функция $\bar{S}_{пр}^I(h)$ содержит все функции - слагаемые функции цели (1), кроме функции $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$. Координата точки минимума (M) функции цели $\bar{S}_{пр}$ находится левее по отношению к координате точки минимума (M_1) функции $\bar{S}_{пр}^I(h)$, что определяется возрастающим характером функции $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$.

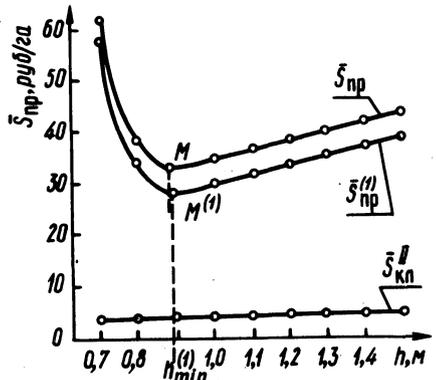


Рис. 2. Графики функции цели ($\bar{S}_{пр}$), ее подсистемы ($\bar{S}_{пр}^I$) и функции затрат по трубкам коллектора ($\bar{S}_{кл}^{II}$).

Координата точки минимума подсистемы $\bar{S}_{пр}^I(h)$ разделяет отрезок изменения переменной $[h_n; h_k]$ (где h_n, h_k - начальная и конечная точки отрезка; $h_n=0,7; h_k=1,5$) на два отрезка $[h_n; h_k^1], [h_{min}^1; h_k]$. Если выделенная функция (не вошедшая в подсистему, например $\bar{S}_{кл}^{II}(h)$) будет убывающей, то точки минимума функции цели будут находиться внутри или на

концах отрезка $[h_n; h_{\min}^1]$; если функция возрастающая, то на отрезке $[h_{\min}^1; h_k^1]$. Таким образом, можно сузить пределы изменения переменной и приближенно определить положение точки минимума в сложных системах.

Отметим, что (рис. 2) точки минимума M и M_1 находятся очень близко друг к другу. Это связано с весьма быстро убывающей функцией $\bar{Y}_{ш2}(h)$ и весьма слабо возрастающей функцией $\bar{S}_{кл}^I(h)$, хотя трудности использования метода взятия производной связаны именно с этой последней функцией.

Обобщением приближенного метода оценки нахождения точки минимума является метод формирования центральной и побочной подсистем функции цели (метод декомпозиции). Если удастся сгруппировать функции-слагаемые функции цели (1) в такие подсистемы $\bar{S}_{пр}^1$ и $\bar{S}_{пр}^2$, каждая из которых имеет точку минимума, то отрезок изменения переменной, содержащий точку минимума функции цели $\bar{S}_{пр}$, может быть еще более сужен. В нашем случае (табл. 1) убывающая функция только одна. Тогда можно применить искусственный прием группировки функций слагаемых с расщеплением убывающей функции и получить две подсистемы, каждая из которых имеет точку минимума. Функцию цели (1) можно, например, представить в следующем виде:

$$\bar{S}_{пр} = \bar{S}_{пр}^II + \bar{S}_{пр}^I, \quad (2)$$

$$\bar{S}_{пр}^II = \bar{S}_{др}(h) + \bar{S}_{кл}^I(h) + \bar{S}_{кл}^II(h) + \lambda_1 \bar{y}_{ш2}(h), \dots \quad (3)$$

$$\bar{S}_{пр}^I = \bar{S}_в(h) + \bar{y}_{ш1}(h) + \lambda_2 \bar{y}_{ш2}(h) + \bar{c}_0, \dots, \quad (4)$$

где $\lambda_1 + \lambda_2 = 1$.

Предположим, что в центральной и в побочной подсистемах взяты равные числа $\lambda_1 = \lambda_2 = 0,5$. В табл. 2 представлены значения функций (3) и (4) и их суммы (2), т.е. функции цели (1).

Покажем, что точка минимума функции цели (1) находится между точками минимумов центральной и побочной подсистем.

Таблица 2. Значения функции цели (1) и ее подсистем (3) и (4)

Глубина заложения дрен h , м	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Значения центральной подсистемы (3) ($\lambda_1 = 0,5$)	32,96	20,46	17,87	18,35	18,87	19,35	19,81	20,32	20,87
Значения побочной подсистемы ($4\lambda_2 = 0,5$)	28,38	17,07	15,49	16,82	18,01	19,16	20,29	21,0	22,46
Значения функции цели (1)	61,34	37,53	33,36	35,17	36,88	38,51	40,10	41,32	43,33

На рис. 3 приведены графики центральной ($\bar{S}_{пр}^I$), побочной ($\bar{S}_{пр}^{II}$) и основной ($\bar{S}_{пр}$) систем (функции цели). Через точки минимумов центральной и побочной подсистем проведены вертикальные линии А и В. Левее линии А график функции цели может быть только убывающей кривой, так как графики ее подсистем — убывающие кривые; на том же основании правее вертикали В график функции цели ($\bar{S}_{пр}$) может быть только возрастающей кривой.

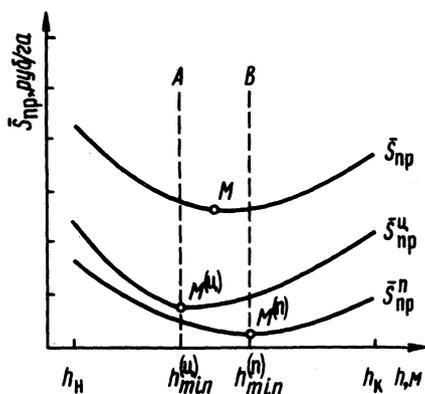


Рис. 3. Графики функции цели ($\bar{S}_{пр}$), центральной ($\bar{S}_{пр}^I$) и побочной ($\bar{S}_{пр}^{II}$) ее подсистем.

Известно [2], что при переходе через стационарную точку функции (в данном случае точку минимума) ее производная изменяет знак: до вертикали А производная $\bar{S}_{пр}^I$ должна иметь отрицательный, а после вертикали В — положительный знак. Поскольку производная функция равна сумме производных, то $\bar{S}_{пр}^I = \bar{S}_{пр}^{II'} + \bar{S}_{пр}^{I'}$. Но сумма производных $[\bar{S}_{пр}^{II'} + \bar{S}_{пр}^{I'}]$ до

вертикали А отрицательна, поскольку графики их первообразных функций убывающие кривые, а за вертикалью В положительна, так как эти графики возрастающие. Следовательно, сумма производных, а значит, и $\bar{S}_{\text{пр}}^1$ изменяет знак на отрезке $[h_{\text{min}}^{\text{ч}}; h_{\text{min}}^{\text{п}}]$, но это означает, что функция цели $S_{\text{пр}}$ имеет координату точки минимума на отрезке $[h_{\text{min}}^{\text{ц}}; h_{\text{min}}^{\text{п}}]$.

Из доказанного следует, что центральная (3) и побочная (4) подсистемы функции (1) имеют точку минимума на достаточно узком отрезке времени изменения переменной в окрестности координаты $h = 0,9$. Более точное построение показывает, что точка минимума системы (1) находится в пределах отрезка $[0,85; 0,90]$.

Резюме. Любая функция цели, представленная как композиция функций слагаемых, может быть выражена (что, впрочем, зависит от выбора величины λ_1 и λ_2) в виде двух или более подсистем. Если эти подсистемы имеют точки минимума (экстремума), то точка минимума функции цели находится внутри отрезка, граничными точками которых являются координаты точек минимума подсистем. С практической точки зрения взятие производной и последующее решение уравнений для подсистем бывает значительно проще, чем функции цели (без ее декомпозиции). Функции, производные которых получить затруднительно, могут временно исключаться и в этом случае из функции цели; точка минимума затем находится приближенно с учетом тенденции (убывание - возрастание) исключенной функции.

Л и т е р а т у р а

1. Аверьянов С.Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). - "Гидротехника и мелиорация", 1957, №12.
2. Габасов Р., Кириллова Ф.М. Методы оптимизации, 1975, 3.
3. Минаев И.В. Расчет оптимальных параметров дренажа с учетом его влияния на прилежащие земли. - "Вестн. с.-х. науки", 1978, №2.

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ПОВЫШЕНИЮ
УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ, УКРЕПЛЯЕМЫХ
ПОСЕВОМ ТРАВ

Практика показывает, что в ряде случаев достаточно эффективным и общедоступным способом крепления откосов осушительных каналов является создание на их поверхностях защитного покрова одерновкой или залужением многолетними травами [3, 4]. Дернина предохраняет откосы от размыва при выпадении атмосферных осадков и таянии снега, от переувлажнения и пересыхания, а также до определенного предела воспринимает растягивающие усилия при механических воздействиях. Помимо этого, дернина является фильтром, сдерживающим вынос мелких частиц выклинивающимися грунтовыми потоками. Однако одерновка откосов требует значительных затрат ручного труда.

В Литовской ССР широко применяется залужение откосов мелиоративных каналов засевом многолетними травами. Откосы одерновываются только там, где необходимо обеспечить устойчивость непосредственно после производства работ (в подошве откосов, у гидротехнических сооружений, на участках с большими скоростями воды в каналах и т.д.). Путем засева многолетними травами крепится около 40% всей площади откосов каналов.

Главным недостатком этого способа является то, что в первый год после посева трав поверхность откоса неустойчива. После интенсивных дождей и паводков со свежезасеянных откосов смывается слой грунта с семенами и удобрением, что особенно характерно для песчаных грунтов, пылеватых суглинков и супесей. Чтобы избежать этого, используются различные стабилизирующие вещества: битумы, латекс синтетического каучука, смолы, которые на поверхности откоса образуют пленку, защищающую грунт и семена от смыва в начальной стадии роста трав. Однако эффективность этих средств и область их применения недостаточно изучены.

Целью наших исследований являлось повышение крепления засеянных откосов путем их стабилизации битумными эмульсиями и латексом синтетического каучука. Одновременно проводились работы по установлению оптимального количества и

состава семян, толщины растительного слоя грунта по поверхности откоса.

Исследования велись на специально отведенных производственно-опытных участках каналов и насыпей в песчаных и суглинистых грунтах в Литовской ССР и Амурской области на Дальнем Востоке. Для укрепления поверхностей засеянных откосов использовались медленно и быстрораспадающиеся эмульсии, полученные на основе битума марки БНД-П с эмульгаторами из сульфитно-спиртовой барды и сульфатного мыла, а также латекс синтетического каучука СКС-65П, Концентрация битумных эмульсий составляла от 10 до 50%, а латекса синтетического каучука - от 3 до 15%.

Засев откосов производился присыпкой растительного грунта слоем 2-3 см, перемешанного с семенами трав и удобрениями. В состав трав входили тимopheевка, овсяница красная и луговая, райграс многолетний, мятлик луговой и др.

Эффективность отдельных вариантов оценивалась с точки зрения их стойкости против эрозии, величины размывающих скоростей, всхожести и роста трав, а также прочности выращиваемого дерна на разрыв. Интенсивность эрозии откосов определялась взвешиванием высушенных продуктов смыва, собранных в лотках у подошвы канала. Размывающие скорости измерялись в гидравлическом лотке при затопленной струе воды. выходящей из коноидального насадка диаметром 50 мм.

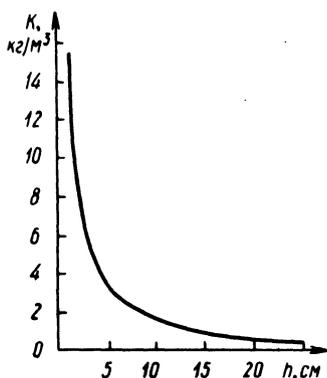


Рис. 1. Распределение массы корней на откосе насыпи по глубине.

Местную устойчивость откоса можно установить, зная устойчивость его верхнего слоя. На рис. 1 показано распределение корневой системы трав на откосе насыпи через год после его укрепления посевом. Как видно, основная масса ($\frac{2}{3}$) корней располагается на глубине до 3-4 см. Поэтому

главное внимание было обращено на исследование верхнего слоя дерна.

Исследования [2] показали, что в песчаных грунтах имеет место довольно значительная эрозия. В первый год после посева трав ее интенсивность составляла 4,5 кг грунта с 1 м² поверхности откоса. В то же время с откоса, укрепленного 25%-ной битумной эмульсией в количестве 2 л/м², было смыто лишь 0,15 кг/м² грунта, т.е. в 30 раз меньше. Эрозия откосов особенно возрастает во время интенсивных ливней. В следующем году, когда проявилось защитное действие трав, эрозия откосов была незначительной.

Установлено, что концентрация битумной эмульсии не оказывает заметного влияния на эрозию откосов. Например, при использовании битумной эмульсии 10%-ной концентрации эрозия откосов в течение года составила 0,18 кг/м², а при концентрации 50%—0,23 кг/м². В обоих случаях на поверхность откосов было нанесено одинаковое количество чистого битума.

Укрепление откоса латексом синтетического каучука также повышает его устойчивость против эрозии. На песчаном грунте, обработанном латексом 10%-ной концентрации в количестве 2 л/м², эрозия в течение года составила 0,26 кг/м².

При определении размывающих скоростей для образцов был выявлен характер влияния концентрации и количества вяжущего, нанесенного на укрепляемую поверхность [1, 2]. Установлено, что размывающая скорость увеличивается, когда при меньшей концентрации наносится больше чистого битума. Например, при количестве чистого битума 0,75 кг/м², когда концентрация составила 50%, размывающая скорость была равна 0,93 м/с, а при концентрации 37 и 21% — соответственно 1,51 и 1,75 м/с.

Укрепление поверхности грунта латексом синтетического каучука также способствует увеличению устойчивости откоса против размыва. Однако в этом случае при высыхании образуется больше трещин, чем на битумной пленке, поэтому поток воды быстрее разрушает грунт. Исследования показали, что битумная эмульсия и латекс не препятствуют появлению всходов. Из-под битумной пленки они пробиваются даже на 3–5 дней раньше, чем на контрольных участках.

На производственно-опытных участках проводились измерения температуры и влажности подсыпанного растительного грунта. Установлено, что в солнечные дни летнего времени температура грунта откосов южной экспозиции, укрепленных

битумной эмульсией на глубине 2 - 3 см, на 3 - 6°С выше, чем на контрольных участках. Это объясняется тем, что откосы с битумной пленкой имеют более темный цвет и прогреваются лучше, чем контрольные участки.

На откосе южной экспозиции с битумной пленкой была зарегистрирована максимальная температура грунта (32,9°С). При такой температуре и недостаточной влажности рост трав ухудшается. Измерения показали, что влажность растительного грунта на откосах под битумной пленкой на 5 - 10% выше, чем на контрольных участках. Это указывает на то, что пленка, уменьшая испарение, способствует задержанию влаги.

При попадании в воду битумной эмульсии и латекса меняется ее цвет, увеличивается биохимическое потребление кислорода, т.е. происходит загрязнение водоема. Поэтому применение этих веществ без защитных мероприятий должно ограничиваться откосами насыпей. При использовании эмульсии на каналах необходимо заранее крепить нижнюю часть откоса одерновкой шириной 0,5 - 1 м в виде оградительной полосы.

Подсыпанный на откос растительный грунт вначале слабо связывается с его поверхностью. Затем прорастающие травы образуют корневую систему, которая достаточно прочно сцепляет подсыпку с откосом и способствует увеличению его сопротивления размыву. На рис. 2 показаны значения ско-

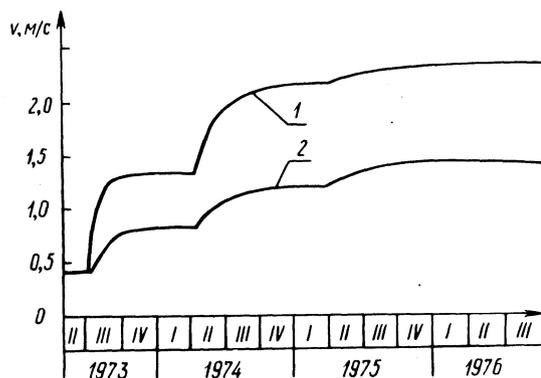


Рис. 2. Размывающие скорости канала: 1 - откос северной экспозиции; 2 - то же южной.

ростей размыва образцов, взятых из канала № 7 в колхозе "Пажанга" Каунасского района. Откосы канала были укреплены механизированным способом смесью из растительного грунта, семян трав и удобрений.

Как видно, размывающие скорости воды для откосов северной и южной экспозиции резко отличаются друг от друга, хо-

тя оба откоса урешлены в одно и то же время и одинаковыми составами трав. Из-за сухой и жаркой погоды часть побегов на откосе южной экспозиции погибла, что привело к снижению размывающих скоростей в последующие годы, т.е. к уменьшению сопротивления против этого фактора. Наибольший прирост сопротивления размыву зафиксирован в первые два года после засева, когда на откосе северной экспозиции размывающая скорость увеличилась на 0,8 м/с, а на откосе южной экспозиции на 0,3 - 0,4 м/с. На третий год размывающие скорости для откоса северной экспозиции превышали 2,2 м/с, а для откоса южной экспозиции - 1,3 м/с. Такие размывающие скорости определены и на откосах старых каналов.

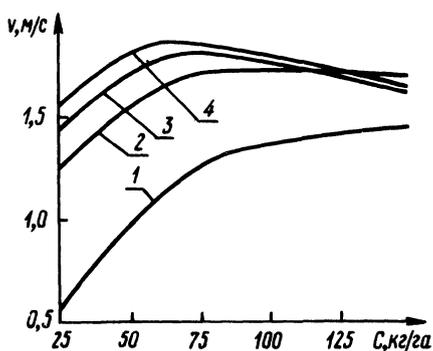


Рис. 3. Зависимость размывающих скоростей от количества семян трав: 1 - возраст два месяца; 2 - один год; 3 - два года; 4 - три года.

Исследовалось влияние количества высеванных семян на размывающие скорости откосов и прочность дерна с учетом времени после посева трав. На рис. 3 показаны размывающие скорости для образцов, взятых с откосов каналов после их засева семенами тимофеевки луговой в количестве от 25 до 150 кг/га. Увеличение количества семян значительно повышает размывающую скорость (V) для грунта в фазе прорастания и кушения трав. Например, через два месяца после посева трав при количестве семян 50 кг/га $V = 0,93$ м/с, а при 150 кг/га $V = 1,33$ м/с. В последующие годы увеличение размывающей скорости наблюдалось только на участках, где было засеяно семян до 75 кг/га, а на остальных участках скорость не повышалась или стала уменьшаться.

Установлено, что на густо засеянных участках надземная часть трав, а следовательно, и их корневая система развивались замедленно, что и привело к меньшему сопротивлению размыва, т.е. к уменьшению размывающей скорости воды для грунта. Аналогичная картина наблюдалась и в случае посева

трав пяти сортов, когда определялось сопротивление размыву верхнего трехсантиметрового слоя дерна. Максимальное сопротивление размыву получено при посеве 80 кг/га семян (рис. 4). Наиболее устойчивыми к размыву оказались участки, закрепленные следующими видами многолетних трав: мятликом луговым, овсяницей и многолетним райграсом.

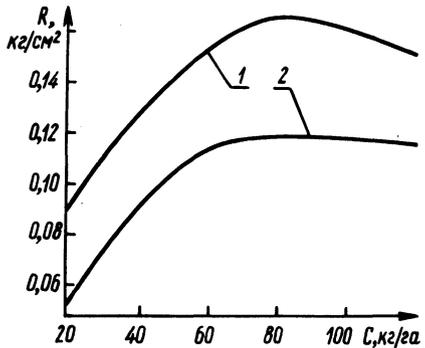


Рис. 4. Прочность дерна разрыву в зависимости от количества семян трав: 1 - возраст один год; 2 - два года.

Проведены также исследования по определению прочности дернины на разрыв в зависимости от толщины подсыпки растительного слоя и продолжительности затопления откосов паводковыми водами или во время шлюзования. При этом установлено, что прочность дерна, выращенного на откосах каналов, с увеличением толщины растительного слоя возрастает. Например, через два года после посева трав при толщине растительного слоя 3 см дернина имела прочность на разрыв $103,5 \text{ г/см}^2$. При 6-сантиметровом растительном слое прочность на разрыв верхнего 3-сантиметрового слоя дерна составляла $141, \text{ г/см}^2$.

После затопления откосов паводковыми водами и при шлюзовании прочность дерна на разрыв уменьшалась. Прочность падала с увеличением продолжительности нахождения дерна под водой. Например, прочность однолетнего дерна на разрыв после затопления его в течение 15 суток упала с 87 до $3,2 \text{ г/см}^3$. Дёрн, имевший мощную корневую систему, сохраняет в значительной мере свою прочность и при более длительном затоплении.

Резюме. Поверхностное закрепление свежесезонных откосов эмульсиями из битума и латекса синтетического каучука способствует прорастанию и развитию трав и обеспечивает устойчивость грунта против эрозии.

Максимальные прочность дернины на разрыв и размывающая скорость воды достигается при норме посева семян травосмеси в 70-80 кг/га. Прочность дерна на откосах и соответственно размывающая скорость возрастают в течение первых двух-трех лет. Далее они остаются почти неизменными.

Л и т е р а т у р а

1. Григалюнас Р.Ю. Использование эмульсий для крепления откосов. - В сб.: Тезисы докл. XIII науч. конф. ЛитНИИГиМ. Вильнюс, 1972.
2. Григалюнас Р.Ю., Недзинкас Ю., Степонавичюс А. Технология механизированного залужения откосов с использованием битумных эмульсий. Вильнюс, 1976.
3. Соболевский Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания. Минск, 1975.
4. Устойчивость фильтрующих откосов. Сб.ст. Минск, 1969.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

Минаев И.В. Экономико-математические модели комплексных мелиоративных систем, учитывающих охрану окружающей среды.	3
Левкевич Е.М. Сроки и длительность ледовых явлений на водохранилищах БССР	16
Алтунин А.И., Валицкий С.В. К вопросу моделирования строительных процессов в гидромелиоративном строительстве	24
Ленартович Е.С. Защита берегов и откосов дамб на водоемах осушительно-увлажнительных систем	34
Левкевич Е.М., Сапожников Г.П. Исследование волногасящих свойств проницаемых материалов для покрытий откосов	44
Юхновец В.Н. О распределении высоты ветровых волн в водохранилищах	47
Ситников М.А. Применение местных материалов при регулировании русел рек (из опыта строительства)	53
Лазарчик И.К. О состоянии вопроса оценки экономической эффективности зонирования хозяйственно-питьевых систем водоснабжения	59
Старинский В.П., Ковалев А.А., Ковалевский Н.В., Полещук В.И. Исследование эффективности применения пневмоустановок в водоснабжении	63
Усенко В.С., Калинин М.Ю. Изучение на моделях ЭГДА фильтрации из реки при эксплуатации береговых водозаборов	66
Банников Н.Д., Соболевский Ю.А., Харитоненко П.И. Определение фильтрационных напряжений в анизотропных по водопроницаемости основаниях конечной толщины при быстром приложении полосовой нагрузки	75
Баранов Н.Н. Оценка общей устойчивости фильтрующих откосов	87
Ларьков В.М. Формы пространственного сопряжения бьефов и режимы движения потока за донными трубчатыми водосборами.	92

Кузменков В.И., Вопнярский И.П. Гидравлический режим в нижнем бьефе шлюза-регулятора при отводе потока под углом $\pi/2$	101
Синицын Н.В. Анализ распределения давлений в потоке водослива с широким порогом	105
Кунцевич Н.М. О работе автоматически действующего водослива трубчатого сооружения	111
Косяк Н.З. Исследование прочностных свойств спирально-витых дренажных труб из поливинилхлорида	117
Минаев И.В. Метод приближенного вычисления оптимальных параметров дренажа	125
Григальюнас Р.Ю., Соболевский Ю.А. Исследование мероприятий по повышению устойчивости откосов, укрепляемых посевом трав	133

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО. Вып. 8.

Редактор Н.М. Латышева. Мл.редактор И.В. Бирюкова. Худ. редактор В.Н. Валентович. Техн.редактор Г.А. Лакишик. Корректоры В.М. Кушилевич, З.Б. Боборыко. График Н.В. Журавлева. Оператор М.К. Борисова.

ИБ 352

Подписано к печати 07.03.1978 г. АТ 05019. Бумага 60x90 1/16 офсет. Офсет. печать. Усл.-печ.л. 9,25. Уч.-изд.л. 9,94 л. Тираж 800 экз. Тип.зак.5675. Цена 1 руб.60 коп.

Издательство "Высшая школа" Государственного комитета Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Редакция межведомственных сборников и заказной литературы. Минск, 220048, Парковая магистраль, 11.

Типография "Победа" Государственного комитета Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Молодечно, Привокзальный пер. 11.

УДк 502.7:626.86

Экономико-математические модели комплексных мелиоративных систем, учитывающих охрану окружающей среды. Минаев И.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 3 - 16.

Рассмотрены принципы формирования комплексных мелиоративных систем и экономико-математических моделей для расчета оптимальных параметров этих систем. Комплексные системы позволяют учитывать требования охраны окружающей среды. Приводятся примеры инженерных схем по сохранению природной обстановки в мелиоративном проектировании. - Ил. 8. Библ. 8.

УДК 627.88+624.145.8

Сроки и длительность ледовых явлений на водохранилищах БССР. Левкевич Е.М., "Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1978, вып. 8, с. 16 - 24.

Приводятся сведения о длительности ледовых явлений, а также о сроках замерзания и оттаивания водохранилищ БССР, необходимых для расчета переработки берегов. Проверена приемлемость расчетных методов для определения этих сроков. Даются рекомендации по определению сроков и длительности ледовых явлений на водохранилищах БССР. - Табл. 1. Ил. 6. Библ. 8.

УДК 626.86.003.1

К вопросу моделирования строительных процессов в гидромелиоративном строительстве. Алтунин А.И., Валицкий С.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 24 - 34.

Рассматриваются принципы разработки организационно-технологических моделей (ОТМ), а также разработанная авторами сетевая ОТМ переустройства осушительных систем в целях использования ее для совершенствования технико-экономического анализа технологии и организации строительства при годовом планировании объемов работ мелиоративной строительной организации (ПМК) и в оперативном управлении производством гидромелиоративных работ. - Табл. 2. Ил. 4. Библ. 6.

УДК 627.8:41

Защита берегов и откосов дамб на водоемах осушительно-увлажнительных систем. Ленартович Е.С. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1978, вып. 8, с. 34 - 43.

Приведены результаты экспериментальных и теоретических исследований по защите откосов дамб и берегов водоемов на осушительно-увлажнительных системах.

Рекомендуется устраивать облегченное крепление из крупнозернистых материалов (мелкий гравий, щебень) или грунтово-биологическое крепление между верхним и нижним пределами размыва. Дано описание новых пластичных материалов (полимербетон, армированный грунтополимер), которые можно применять для крепления верховых откосов плотин на малых водоемах. Приведена зависимость для расчета нижнего предела размывающего действия ветровой волны. - Табл. 1. Ил. 1. Библ. 14.

УДК 627.417

Исследование волногасящих свойств проникаемых материалов для покрытий откосов. Левкевич Е.М., Сапожников Г.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 44 - 47.

Описывается методика и приводятся опытные данные по изучению волногасящей способности гравия и пористого бетона, применяемых для защиты откосов от разрушения. - Ил. 2. Библ. 5.

УДК 532.59+627.8

О распределении высоты ветровых волн в водохранилищах. Юхновец В.Н. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 47 - 53.

На основе материалов натурных наблюдений за ветровым волнением дано решение по распределению высоты ветровых волн и водохранилищах. - Табл. 4. Ил. 2. Библ. 16.

УДК 627.421.3

Применение местных материалов для регулирования русел рек (ис опыта строительства). Ситнико в М.А. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 53-58.

Излагается опыт проектирования и строительства регулиаци-

онных сооружений на реках, характеризующихся высокими скоростями течения и наличием твердого стока в период паводков. Рассмотрено использование в регуляционных сооружениях местных материалов. - Ил. 4. Библ. 1.

УДК 628.142

О состоянии вопроса оценки экономической эффективности зонирования хозяйственно-питьевых систем водоснабжения. Лазарчик И.К. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 59 - 63.

Рассматривается состояние весьма актуального вопроса зонирования хозяйственно-питьевых систем водоснабжения городов. Делаются выводы о важных задачах исследования зонных систем водоснабжения городов. - Библ. 11.

УДК 628.152

Исследование эффективности применения пневмоустановок в водоснабжении. Старинский В.П., Ковалев А.А., Ковалевский Н.В., Полещук В.И. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 63 - 66.

Дается технико-экономическое обоснование области эффективного применения пневмоустановки в водоснабжении. - Табл. 1.

УДК 556.343.001.57

Изучение на моделях ЭГДА фильтрации из реки при эксплуатации береговых водозаборов. Усенко В.С., Калинин М.Ю. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 66 - 75.

Рассмотрено влияние размеров, формы и глубины вреза русла в водоносный пласт на фильтрацию из реки и производительность береговых водозаборов подземных вод. Исследования проводились на моделях из электропроводной бумаги для наиболее простого случая, когда водоносный горизонт однороден по составу, имеет постоянную мощность и отсутствует кольматация русловых отложений.

Результаты исследований наглядно иллюстрируются графиками, позволяющими сделать не только теоретические, но и практические выводы для проектирования водозаборов и их эксплуатации. - Ил. 4. Библ. 5.

УДК 624.131.52

Определение фильтрационных напряжений в анизотропных по водопроницаемости основаниях конечной толщины при быстром приложении полосовой нагрузки. Банников Н.Д., Соболев-Ю.А., Харитоненко П.И. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 75 - 87.

На основе решения фильтрационной задачи находятся начальные напряжения при быстром приложении равномерно распределенной полосовой нагрузки анизотропной по водопроницаемости грунтовой среды. Приведение анизотропной среды к изотропной производится заменой по Самшио. Выражение для начальных напряжений водонасыщенной изотропной среды вытекает как частный случай анизотропных по водопроницаемости сред. - Ил. 6. Библ. 9.

УДК 624.137.2:624.131.6

Оценка общей устойчивости фильтрующих откосов. Баранов Н.Н. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 87 - 92.

Показано, что принятие в используемых на практике расчетных схемах упрощающего допущения о действии в каждой точке откосной области вертикальной нагрузки от собственного веса снижает степень точности получаемых результатов. Предложена условная расчетная схема оценки общей устойчивости, основанная на конформном отображении откосного поля фильтрационных сил в полуплоскость, позволяющая избежать указанного допущения. - Ил. 1. Библ. 5.

УДК 627.83:532.55

Формы пространственного сопряжения бьефов и режимы движения потока за донными трубчатыми водосбросами. Ларьков В.М. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 92 - 101.

Приведена классификация основных форм сопряжения бьефов в пространственных условиях, дан анализ способов расчета глубины затопления бурного потока за напорными трубчатыми водосбросами. Рассмотрены зависимости для определения граничных условий существования характерных форм пространственного сопряжения. - Ил. 3. Библ. 7.

УДК 532.5:627.83

Гидравлический режим в нижнем бьефе шлюза-регулятора при отводе потока под углом $\frac{\pi}{2}$. Кузменков В.И., Вопнярский И.П. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 101 - 105.

Приводятся результаты исследований гидравлического режима в нижнем бьефе однопролетного шлюза-регулятора, установленного в устье канала младшего порядка при впадении его под углом $\frac{\pi}{2}$ в канал старшего порядка, при отсутствии гасителей энергии и различных соотношениях расходов, пропускаемых по каналам. Отмечается, что в случаях пропуска расходов по каналу старшего порядка, не меньших, чем по каналу младшего порядка, наблюдается практически бесшумное течение потока в нижнем бьефе и нет необходимости в установке гасителей. - Табл. 1. Ил. 2.

УДК 627.834:532.533

Анализ распределения давлений в потоке водослива с широким порогом. Синицын Н.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 105 - 110.

Проанализирован характер применения удельной потенциальной энергии в потоке водослива с широким порогом по данным лабораторных исследований. С помощью графиков применения коэффициента удельной потенциальной энергии и продольных профилей потока удалось определить положение расчетных сечений с гидростатическим законом распределения давлений и глубины в них. Предложены экспериментальные зависимости для их определения. - Ил. 3. Библ. 4.

УДК 627.833

О работе автоматически действующего водослива трубчатого сооружения. Кунцевич Н.М. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 111 - 116.

Рассматриваются гидравлические режимы во входном оголовке трубчатого сооружения при работе автоматически действующего водослива. Для рекомендованного режима приводятся данные о пропускной способности водослива в зависимости от конструкции входа в оголовки. - Ил. 2. Библ. 2.

УДК 626.862.3

Исследование прочностных свойств спирально-витых дренажных труб из поливинилхлорида. Косяк Н.З. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с.117-124.

Приводятся основные характеристики спирально-витых дренажных труб новой конструкции из непластифицированного ударопрочного поливинилхлорида. Описываются результаты исследования прочностных свойств этих труб. Разработаны и применены методики испытания их на продольный изгиб и осевое растяжение. Установлено, что спирально-витые трубы сочетают в себе повышенную жесткость и малый вес, обладают необходимой ударной прочностью в интервале температур от +20 до -20⁰С, высокой продольной гибкостью и прочностью при осевом растяжении. - Табл. 3. Ил. 3. Библ. 6.

УДК 628.367

Метод приближенного вычисления оптимальных параметров дренажа. Минаев И.В. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 125 - 132.

Рассматривается метод определения оптимальных параметров дренажной системы с учетом снижения уровня грунтовых вод на прилегающей территории. Для дренажной системы сформирована функция цели от переменного параметра - глубины закладки дрен - по критерию минимума приведенных затрат. Функция цели рассматривается как математическая система, состоящая из подсистем. Координаты точек минимума подсистем позволяют приближенно найти координату точки минимума системы и, следовательно, значение оптимальной глубины заложения дрен. - Табл. 2. Ил. 3. Библ. 3.

УДК 624.015.72

Исследование мероприятий по повышению устойчивости откосов, укрепляемых посевом трав. Григалюнас Р.Ю., Соболевский Ю.А. "Водное хозяйство и гидротехническое строительство", 1978, вып. 8, с. 133 - 139.

Изложены результаты полевых и лабораторных исследований эффективности крепления откосов каналов и дамб посевом многолетних трав. Показано влияние битумных эмульсий и латекса синтетического каучука на замедление эрозии откосов, размывающую скорость грунтов и рост трав. Приведены эксперимен-

тальные данные о размывающих скоростях и прочности дерна разрыву на откосах каналов во времени. Определена эффективная норма высева семян трав, представлены результаты исследования прочности дерна растяжению в зависимости от толщины подсыпки растительного слоя и продолжительности затопления откоса. - Ил. 4. Библ. 4.