

**ВОДНОЕ
ХОЗЯЙСТВО**

И

**ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО**

Министерство высшего и среднего специального образования БССР

Белорусский ордена Трудового Красного Знамени
политехнический институт

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЙ СБОРНИК

Выпуск 13

Минск "Вышэйшая школа" 1984

УДК 626/628 (476)

B62

Главный редактор

В.П.Старинский, кандидат технических наук, доцент

Редакционный совет:

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

Освещаются вопросы влияния гидромелиоративных систем на прилегающие территории. Разрабатывается методика гидрологических расчетов. Основное внимание уделяется гидравлическим исследованиям водохозяйственных сооружений, речных и фильтрационных потоков.

Сборник предназначается для специалистов, работающих в области использования и охраны водных и земельных ресурсов.

$\frac{3301000000-033}{M 304 (05) - 84}$ 149-84

© Издательство "Высшая школа", 1984.

ПРИНЦИПЫ ВЫДЕЛЕНИЯ ЗОН ВЛИЯНИЯ МЕЛИОРАТИВНЫХ СИСТЕМ НА ПРИЛЕГАЮЩИЕ ЗЕМЛИ

В соответствии с "Руководством по разработке раздела "Охрана природы" в составе проекта мелиорации земель" [1] выделяются пять зон влияния мелиоративного объекта: первая — внутренняя зона в контурах мелиоративной системы; вторая — внутренняя зона, охватывающая немелиорируемые площади в контурах мелиоративной системы; третья — непосредственно прилегающая территория к объекту; четвертая — отдаленная зона влияния; пятая — зона воздушного пространства по контуру четвертой зоны. Количество зон может сокращаться в зависимости от природных условий, рельефа и размера объекта.

Общей целевой установкой к выделению зон влияния является назначение природоохранных мероприятий во всех зонах в связи с созданием мелиоративной системы на болотном или заболоченном массиве. Так, в третьей зоне могут быть проведены гидротехнические, лесотехнические и агротехнические мероприятия, в четвертой — только агротехнические.

Первая зона включает все мелиорированные земли объекта, за исключением участков, отнесенных ко второй зоне. В первой зоне возможны природоохранные мероприятия, направленные на предупреждение интенсивного разложения органической части торфяных почв, введение водооборота для предупреждения выноса ядохимикатов с полей, попавших в дренажный сток, посадка лесных полос как комплексного природоохранного мероприятия и др.

Вторая зона — это всхолмленные песчаные островные участки и гряды с неразвитым почвенным покровом, оказавшиеся внутри границ объекта. Часто эти участки бывают поросшими лесокустарниковой растительностью, которую лучше сохранить как оживляющие ландшафт природные образования. Взаимная зависимость между основными признаками выделения зон позволяет включить во вторую зону все земли, имеющие средние отметки на 1,0 м и выше средних отметок мелиорируемой территории, а также внешнюю форму в виде холмов, гряд, куртин.

Во второй зоне могут быть назначены гидротехнические (подъем УГВ, орошение, планировка), лесоустроительные, агротехнические и иные мероприятия.

В третью зону включаются земли, на которых (после создания мелиоративной системы) возможны существенные изменения водного режима корнеобитаемого слоя в связи с понижением УГВ. Внутренней границей третьей зоны следует считать границу мелиоративного объекта. Определяется эта граница по значительному возрастанию отметок поверхности земли или по признакам исчезновения торфяной залежи, которая переходит в минеральный

грунт прилегающей территории. Внешнюю границу третьей зоны следует определять как линию (в плане), где капиллярная кайма (на гидрогеологическом профиле) отрывается от существовавшей среднегодовой депрессионной поверхности (рис. 1). При этом принимается эффективная высота капиллярной каймы, определяемая как произведение ah_k , где h_k – высота капиллярной каймы (устанавливается лабораторным путем); a – коэффициент, (по литературным материалам для глинистых и суглинистых грунтов равный от 0,6 до 1,0, а для супесчаных и песчаных грунтов – от 1,0 до 1,3). Природоохраненные мероприятия в третьей зоне обычно направлены на сохранение существовавшего УГВ до строительства мелиоративного объекта.

Внешняя граница третьей зоны служит внутренней границей четвертой зоны. Внешней границей четвертой зоны принята условно линия, где капиллярная кайма высотой βh_k (при $\beta = 0,10$ для всех грунтов) пересекает существовавшую среднегодовую депрессионную поверхность (см. рис. 1, а). Обоснованием установления внешней границы служат результаты опытных работ, проведенных с целью определения влияния мелиорации земель на прилегающие земли, из которых следует, что за пределами внешней границы четвертой зоны не наблюдается заметного влияния объекта мелиорации на все факторы внешней среды. Внешняя граница третьей зоны (внутренняя четвертой) также условна. Однако при заметном снижении капиллярной каймы в пределах четвертой зоны от существовавшего среднего положения увеличивается зона аэрации и возможны существенные изменения таких факторов, как режим почвенной влажности и влажности лесной подстилки, глубины распространения корневой системы травяной растительности и др.

В отношении лесной растительности третья зона будет разнородной: при снижении УГВ на 1,0 м и более происходит заметное снижение прироста деревьев (сосновых – длительностью до 5 лет), на 1,0 и 0,5 м – снижение прироста до 20 % для некоторых видов сосны, до 0,5 м – изменения в приросте на уровне обычных годовых колебаний.

Граница пятой зоны условно принята совпадающей с внешней границей четвертой зоны – воздушного пространства над объектом мелиорации и прилегающих к нему земель. Пятая зона выделяется в связи с возможностью запыления воздушного пространства во время пыльных бурь. За пределами этой зоны запыление воздушной среды (от ветровой эрозии и дефляции), связанной с влиянием одной мелиоративной системы, незначительно, хотя и может в отдельных случаях существовать (при весьма больших скоростях ветра над осушенными торфяниками).

В пятой зоне (т.е. на объекте мелиорации и прилегающих землях) целесообразны противодефляционные мероприятия (лесные полосы вдоль каналов и дорог, лесные посадки в пределах второй и третьей зон, увлажнение верхнего слоя торфа и др.).

Возможно уменьшение количества зон влияния мелиоративного объекта. Если отметки поверхности земли на границе объекта и прилегающей территории превышают среднюю отметку осушаемой территории на 2,0–2,5 м (крутой подъем), то третья зона не выделяется. Можно выделить только четвертую зону при условии, что грунтовые воды движутся в направлении объекта с образованием повышающейся кривой депрессии в сторону прилегающей территории.

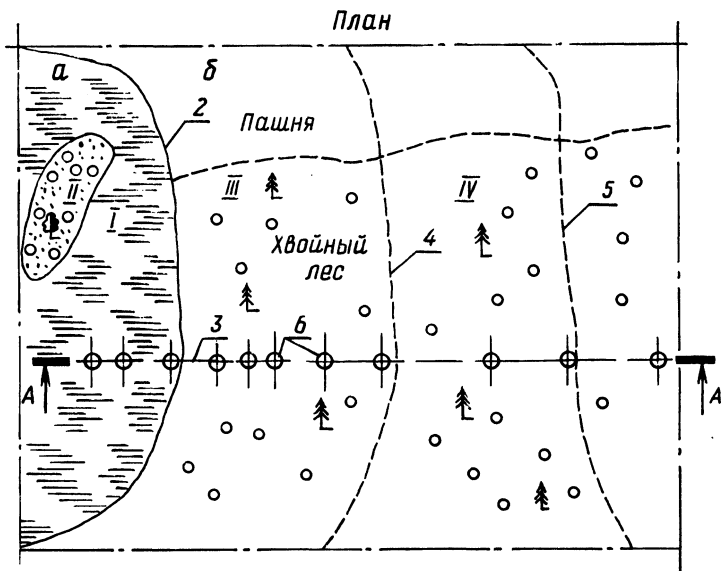
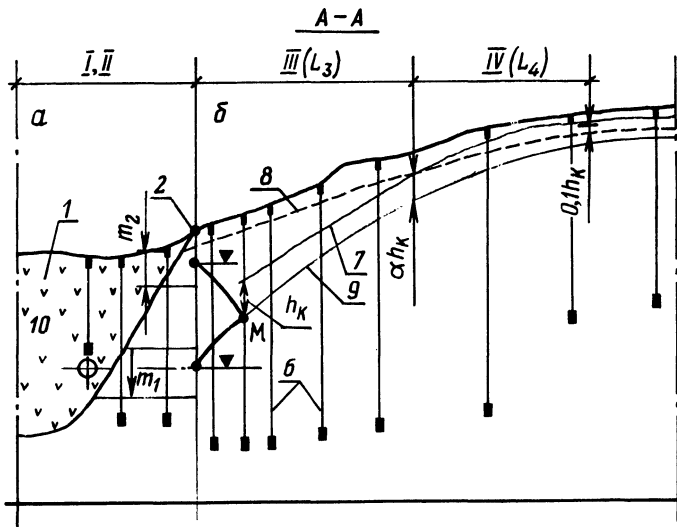


Рис. 1. Осушенное болото (а) и прилегающая территория (б): 1 – болотный массив; 2 – граница болотного массива (внутренняя граница третьей зоны); 3 – наблюдательный створ; 4 – внешняя граница третьей зоны (внутренняя – четвертой); 5 – внешняя граница четвертой зоны и граница пятой зоны; 6 – колодцы наблюдения за УГВ; 7 – граница капиллярной каймы; 8 – кривая депрессии грунтовых вод до осушения болота; 9 – кривая (расчетная) депрессии грунтовых вод после осушения болота; 10 – дрена; I–IV – зоны влияния.

Может не выделяться четвертая зона при незначительности ее размеров в связи с малой высотой капиллярной каймы крутопадающей кривой депрессии грунтовых вод. В этом случае внешняя граница третьей зоны является также границей пятой зоны.

В связи с отсутствием всхолмлений в пределах первой зоны может не выделяться вторая зона.

Для проектируемых систем границы зон влияния выделяются на основании материалов изысканий и расчетов. При этом на основе первых необходимо установить: связь между грунтовыми водами осушенного массива с прилегающими землями; направление потока грунтовых вод: в сторону болота или от него; слоистость геологического профиля, наиболее водопроницаемый слой и глубину до водоупора; величину расхода в сторону мелиоративного объекта (для определения необходимости устройства нагорно-ловчих каналов); характер потока в плане: сужающийся к объекту мелиорации, расходящийся от него (трехмерный поток), фронтальный (двумерный); характер растительности; химический состав грунтовой воды.

Расчет кривой депрессии в сторону прилегающей территории производят по рекомендованным формулам, например [2]. При этом за начальную точку отсчета при построении кривой депрессии следует принимать расчетную точку [3]. При отсутствии нагорно-ловчего канала на границе объекта мелиорации (см. рис. 1, а) положение начальной точки рассчитывается следующим образом:

на гидрогеологическом профиле (в месте примыкания осушаемого болота и прилегающей к нему территории проводится вертикаль У, на которой отмечается средняя глубина заложения дрен);

выше и ниже отметки заложения дрен на вертикали отмеряется по 20 см — диапазон (40 см) колебания нижних уровней грунтовых вод (m_1 , см);

над линией, проходящей на 20 см выше отметки заложения дрен, отмеряется (на вертикали У) 40 см вверх — зона транзитного подъема и опускания УГВ в течение одного сезона; линия на 60 см выше отметки заложения дрен является нижней границей колебания УГВ при высоком его положении;

от отметки нижней границы колебания УГВ (60 см над отметкой заложения дрен) до поверхности почвы — диапазон верхнего колебания УГВ (m_2 , см).

Зоны верхнего и нижнего диапазона колебания (m_1 и m_2) делятся пополам и на вертикали У находятся их отметки. По соответствующей данному гидрогеологическому профилю формуле вычисляются ординаты кривой депрессии и от середины диапазона m_1 (от вертикали У) строится повышающая ветвь кривой депрессии в сторону прилегающей территории. По формуле неустановившегося движения грунтовых вод находятся ординаты, и от середины диапазона строится снижающая кривая депрессии ($t = 30-45$ сут) [3]. Точка пересечения М снижающейся и повышающейся кривых депрессий и является начальной расчетной для построения прогнозной многолетней кривой депрессии в сторону прилегающей территории.

При наличии нагорно-ловчего канала и слоя воды в канале, вызванного подпором, кривая депрессии строится от уреза воды с использованием соответствующих расчетных формул.

Зоны влияния (рис. 1, б) определяются после отыскания точек пересечения линий: верхней границы высоты капиллярного поднятия и существовав-

шей кривой депрессии до осушения, что определяет границу третьей зоны. Протяженность четвертой зоны от точки пересечения кривой капиллярного подпитывания и кривой депрессии (см. рис. 1, а) L_4 вычисляется следующим образом:

$$L_4 = \frac{(\alpha - 0,1)h_k}{i},$$

где i – средний уклон кривой депрессии в пределах четвертой зоны (определяется по построенной кривой депрессии).

Пусть $h_k = 0,5$ м, $i = 0,001$. Тогда длина четвертой зоны $L_4 = [(0,9 - -0,1)0,5] : 0,001 = 400$ м.

Для накопления данных о влиянии мелиоративного объекта на прилегающие земли рекомендуется вести наблюдения за влажностью почвенного слоя и лесной подстилки, состоянием травяной растительности, качественными изменениями кустарниковой растительности, качественными и количественными изменениями лесной растительности, за термическими (почвы и воздуха), теплофизическими (почвы) показателями, изменениями в режиме влажности воздуха под пологом лесной растительности, скоростью разложения органического вещества в лесной подстилке (проявление аэробного процесса), появлением клещей и иных насекомых, ранее находившихся в угнетенном состоянии, изменением размеров делянок под дикорастущими ягодами (черника, брусника и др.) на прилегающих землях. Организация наблюдений основывается на положениях, изложенных в работе [4].

Наилучшие условия наблюдения за изменением лесной растительности на объекте мелиорации и прилегающих землях создаются тогда, когда створ наблюдения начинается на осушенном болоте и проходит по прилегающей территории на расстоянии, которое определяет внешнюю границу четвертой зоны. Контрольный участок размещается на внешней границе четвертой зоны влияния.

Наблюдения за УГВ ведутся по створу колодцев (см. рис. 1, а). В пределах объекта количество колодцев, предназначенных для наблюдений, должно быть не менее трех. На прилегающей территории количество колодцев обуславливается ее протяженностью. Необходимо более частое их расположение на первом километре зоны влияния, что связано со значительными колебаниями УГВ по сезонам как на объекте, так и на прилегающей территории. Замеры УГВ в весенние и осенние месяцы следует производить каждую пятнадцатую, летом – три и зимой – один раз в месяц.

Состояние растительности на прилегающих землях зависит не только от режима УГВ и влажности почвогрунтовых вод, но и от их химического состава. Поэтому следует организовать наблюдения за изменением этого состава.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по разработке раздела "Охрана природы" в составе проекта мелиорации земель (ВТР-П-2.3-80). – М., 1980, с. 58.
2. Методические рекомендации по определению зоны влияния мелиоративных систем на уровень грунтовых вод прилегающих земель/ ЦНИИКИВР. – Минск, 1980, с. 31.
3. Минаев И.В., Жибуртович К.К. Прогноз уровней грунтовых вод вблизи осушительных систем. – Мелиорация и водное хозяйство: Экспресс-информация Минводхоза СССР. М., 1981, сер. 2, вып. 5, с. 10–17.
4. Временные методические указания водобалансовым станциям на мелиорируемых землях по производству наблюдений и обработке материалов. – Л., 1981, с. 296.

П.А.ВЕЛИКЕВИЧ, Л.С.ИВАШЕЧКИНА
(ЦНИИКИВР)

О СОСТАВНЫХ КРИВЫХ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ МАКСИМАЛЬНОГО СТОКА МАЛЫХ ЗАЛЕСЕННЫХ И ЗАБОЛОЧЕННЫХ ВОДОСБОРОВ

Ряды характеристик весеннего половодья, рассмотренные в статье (максимальные срочные и среднедекадные расходы), отражают широкий диапазон изменения условий формирования стока.

Построенные с использованием этой информации эмпирические кривые обеспеченности для весеннего половодья в основном аппроксимируются с известными теоретическими распределениями. Однако обнаруживаются случаи резкого их несоответствия. В связи с этим установлена необходимость дальнейшего улучшения аппроксимации для широкого диапазона обеспеченностей (1, 2, 3). Это достигается путем использования: 1) приемов описания неоднородных распределений (в этих случаях рассчитываются составные и усеченные распределения, предложенные в работах [1, 4, 3]); 2) усеченных кривых распределения, использованных Е.Г.Блохиновым для дождевых паводков и весеннего половодья в диапазоне обеспеченностей от 0 до 50% [1, 5]. Для минимальных расходов улучшение аппроксимации путем использования усеченных кривых в диапазоне 50–100% достигнуто Л.М.Ковалевым [2]. Для рек степной зоны, имеющих пониженные части водосборов. А.В.Рождественским [3] предложен метод построения суммированных кривых обеспеченности. Этот метод заключается в построении ряда кривых обеспеченностей по частным, относительно однородным выборкам и последующем суммировании обеспеченностей с учетом веса каждой группы точек в общей выборке. При усечении кривой распределения плотности вероятности нами рассматривался только определенный интервал колебания характеристик в пределах данных, освещенных частью исходных, генетически однородных совокупностей.

Табл. 1. Характеристики разрывов эмпирической функции распределения

Номер точки i	1	2	8	9	10	11	12
Расход Q_i $м^3/с$	58,5	38,9	27,9	26,6	25,3	22,0	20,8
Обеспеченность $P_i, \%$	2,10	5,09	32,0	35,0	41,0	44,0	47,0
Производная $\frac{Q_{i+1} - Q_i}{P_{i+1} - P_i}$	-6,55	-0,61	-0,43	-0,21	-1,11	-0,40	-0,13

Примечание. — точки, между которыми имеет место разрыв функции

Эмпирическая функция $x = f(p)$ может содержать как точки перелома, так и точки разрыва, где x — значение характеристики, p — вероятность.

В данной работе исследована возможность улучшения аппроксимации эмпирических кривых обеспеченности характеристик максимального стока, достигнутой на базе известных кривых распределения для заболоченных и залесенных малых водосборов Припятского Полесья и отдельных пунктов других бассейнов.

С этой целью для 20 пунктов построены графики относительных частот и эмпирические кривые обеспеченности для максимальных срочных и среднедекадных расходов воды. Кривые обеспеченности аппроксимированы по однородным совокупностям точек, которые выделялись на основе анализа ранжированного ряда. При анализе исключались точки, близкие по значению. По характерным точкам ряда численно была определена производная dx/dp и установлены ее значения, которые существенно (в 5 раз) превосходят по величине производные группы расположенных рядом точек. По экстремальным значениям производной dx/dp и точкам, между которыми имеют место экстремальные значения производной, устанавливались обеспеченности $p_k = (p_i + p_{i+1}) : 2$, делящие ранжированный ряд на генетически однородные совокупности.

Из данных табл. 1 следует, что эмпирическая кривая максимальных среднедекадных расходов воды р. Ясельды (в/п. Береза) содержит две точки, характеризующие резкое изменение функции x в диапазоне рассмотренных Δp : 41,0–44,0 и 70,9–73,9%. Определено поведение функции $x = f(p)$ в местах резкого изменения dx/dp . При значениях обеспеченностей, разделяющих ранжированный ряд на генетически однородные совокупности, определены

$$A_1^k = Q_{n-1} + \frac{Q_n^k - Q_{n-1}^k}{p_n^k - p_{n-1}^k} (p_k - p_{n-1}^k);$$

$$A_2^k = Q_2^{k+1} - \frac{Q_2^{k+1} - Q_1^{k+1}}{p_2^{k+1} - p_1^{k+1}} (p_2^{k+1} - p_k) \text{ или } A_1^k = Q_{99,9}^k, A_2^k = Q_{0,1}^{k+1}, \text{ где } k -$$

среднедекадных максимальных расходов воды для р. Ясельды

13	14	15	16	17	18	19	20	21
19,6	18,8	17,7	16,6	13,6	10,6	9,73	8,8	7,52
56,0	59,0	65,0	70,9	73,9	80,0	85,9	92,0	95,0
-0,26	-0,18	-0,18	-1,00	0,49	-0,14	-0,15	-0,42	

$x = f(p)$

номер генетически однородной совокупности точек; Q – обеспеченное значение расхода; n – номер точки в генетически однородной совокупности. Если $A_1^K > A_2^K$, при данном значении k имеет место разрыв функции $x = f(p)$, а при $A_1^K \leq A_2^K$ – перелом. Для залесенных и заболоченных малых водосборов установлено наличие двух разрывов: $\Delta_1 = A_1^{(1)} - A_2^{(1)}$ и $\Delta_2 = A_1^{(2)} - A_2^{(2)}$ функции x . Результаты расчетов приведены в табл. 2. На рис. 1,2 выделяются два или три участка кривой обеспеченности. Первый разрыв таких кривых при наличии трех участков имеет место при обеспеченностях 20–50 %, второй – при 50–80 %; в случае двух участков – при 40–60 %.

Рассмотрены возможные причины образования разрывов на эмпирической кривой обеспеченности.

В работе [6] дан анализ влияния леса на сток. Показано, что коэффициенты стока за период половодий и паводков с водосборов, занятых лесом, меньше коэффициентов стока с безлесных территорий (до 60 %). Однако коэффициенты стока в этом случае существенно зависят от характера почв и подпочв. Для тяжелых почв коэффициенты стока немного отличаются от этого показателя для безлесных территорий, а для хорошо проницаемых почв – значительно. Установлено существенное колебание коэффициентов стока с лесных массивов для лет различной водности. Хорошо замерзшая почва, резкое нарастание температур в период половодий приводят к относительно высоким коэффициентам стока, и, наоборот, незначительно промерзшие почвы, плавное нарастание температуры способствуют "провальной" фильтрации и резкому снижению коэффициентов стока в период половодий. Последним условиям и соответствует разрыв эмпирической кривой обеспеченности, характеризующийся величиной Δ_2 . Влиянию болот на сток посвящена обширная литература. В работах [8, 9] показано, что болота значительно снижают коэффициенты стока. По данным воднобалансовых исследований годового стока для 24 речных водосборов Белоруссии, полученным А.Г.Булавоко [8], при средней по группе заболоченности 4 % коэффициент стока составляет 0,32, а при 41,0 % – 0,18, т.е. снижается с 0,32 до 0,18. По К.Е.Иванову, коэффициенты стока со слабо заболоченных водосборов составляют 0,32–0,40, а с заболоченных 0,19–0,28. т.е. изменяются в таких же пределах, как и в [8]. Для периода весеннего половодья коэффициент стока с болот при высокой водности приближается или превосходит коэффициент стока незаболоченных территорий. При низкой водности он весьма мал.

При одинаковой лесистости изменение процента болот ведет к изменению величины Δ_1 . В связи с отмеченным можно предположить, что действующая площадь водосбора постоянна в пределах каждой группы точек. Для всего ряда условие однородности – постоянства действующей (стокообразующей) площади водосбора – не выполняется.

Аппроксимация эмпирических кривых обеспеченности в этих случаях теоретически правомочна только для генетически однородных точек. В связи с этим в диапазоне $0 \leq p \leq 100$ % целесообразно строить составную кривую обеспеченности на основе усеченных кривых распределения плотности вероятности. Общая выборка в случае заболоченных и залесенных водосборов разделяется на три частные, относительно однородные совокупности в пределах обеспеченностей $0 - p_1$, $p_1 - p_2$ и $p_2 - 100$ %, т.е. $\Delta p_1, \Delta p_2, \Delta p_3$.

Табл. 2. Характеристики водосборов и эмпирических кривых обеспеченности максимальных среднедекадных расходов воды

Река	Водност	Площадь водосбора, км ²	Заболоченность, %	Лесистость, %	Озерность, %	Расход в верхней точке I разрыва Q ₁ , м ³ /с	Величина разрыва функции х (р) максимальных среднедекадных расходов воды, м ³ /с		Расход в верхней точке II разрыва Q ₂ , м ³ /с
							Δ ₁	Δ ₂	
Иртыш [10]	Усть-Каменогорск	146100	—	—	—	2300,0	150,0	250,0	2250,0
Дон	Лиски	69130	—	—	—	1450,0	160,0	240,0	700,0
Припять	Коробы	35700	23	26	1	830,0	130,0	95,0	270,0
Горынь	Речица	27000	—	—	—	624,0	40,0	65,0	385,0
Уборть	Краснобережье	5260	18	45	1	262,0	60,0	33,0	153,0
Птичь	Лучицы	8770	21	34	1	235,0	12,5	47,5	177,5
Ясельда	Сенин	5110	43	21	1	143,0	32,0	11,0	65,0
Случь	Ленин	4620	33	9	1	141,0	36,0	21,0	86,0
Оресса	Андреевка	3580	24	36	1	95,5	10,3	10,1	61,5
Оресса	Любань	1290	38	35	1	43,0	10,2	3,5	16,3
Ясельда	Береза	916	41	30	1	26,6	3,3	3,0	16,6
Выжевка	Ст. Выжевка	722	12	17	1	24,5	6,0	—	—
Вирка	Сварыни	234	49	42	0	14,6	4,1	1,4	6,0
Бережанка	Рудня	187	10	18	0	10,0	2,2	1,7	4,2

В связи с непостоянством точек деления кривой обеспеченности на составные части, вносящие элементы специфики в ход каждой кривой, требуется разработка специальных таблиц для расчета усеченных кривых. Однако такие таблицы отсутствуют. Представляет интерес рассмотрение упрощенного способа построения усеченных кривых обеспеченности. Рассмотрим способ, основанный на расчленении кривой плотности вероятности на три самостоятельные кривые с большой асимметрией. Аппроксимируем каждую из них известной кривой распределения плотности вероятности. Частные выборки ранжируем независимо, затем находим параметры кривых обеспеченности и строим их в диапазоне $p = 0-100\%$ в соответствии с методикой [7]. Каждая из кривых обеспеченности для однородных совокупностей соответствует диапазону, установленному по эмпирической кривой, и является частью составной кривой. Они могут быть линейно преобразованы одна в другую путем умножения абсцисс соответственно на соотношения $\Delta p_1/100$, $\Delta p_2/100$, $\Delta p_3/100$ с учетом диапазона их на составной кривой. Результаты расчетов приведены на рис. 1 и

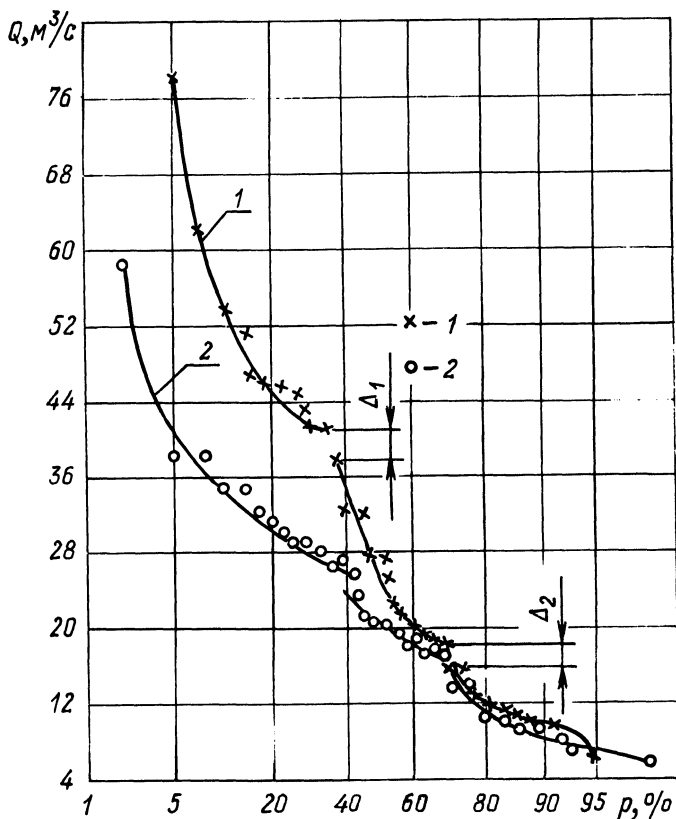


Рис. 1. Кривые обеспеченности максимальных расходов воды (р. Ясельда, г. Береза, 1945–1978 гг.). Эмпирическая кривая обеспеченности: срочных максимальных расходов (1); максимальных среднедекадных расходов половодья (2).

2. Аналогичное построение выполнено и для примера, приведенного Е.Г.Блохиновым в работе [1] применительно к весеннему половодью на р. Белой у г. Уфы (рис. 3). Ряд, заключенный в диапазоне обеспеченностей $p = 0-50\%$, ранжирован. Определены параметры кривой обеспеченности и построена кривая в диапазоне $0-100\%$ по методике [7]. При $C_S = 6C_V$ теоретическая кривая наилучшим образом соответствует эмпирическим точкам. Ее абсциссы линейно преобразованы к интервалу Δp_1 , т.е. новое значение $p_i = \Delta p_1 \cdot p_i / 100$, где P_i — обеспеченности из интервала $0-100\%$. Максимальное расхождение не превосходит 2% . Аналогично рассмотренному строятся и теоретические кривые обеспеченности для второго $p_i^{II} = \Delta p_2 p_i / 100 + \Delta p_1$ и третьего $p_i^{III} = \Delta p_3 p_i / 100 + \Delta p_1 + \Delta p_2$ интервалов

Вычислена максимальная ошибка аппроксимации по полной и генетическим выборкам. Для данных, приведенных на рис. 1 и 2, она соответственно составляет для полной выборки $6,8\%$, составной кривой — $2,1\%$. При построении составных кривых обеспеченности на основе усеченных кривых распределения плотности вероятности достигается лучшее соответствие теоретической кривой эмпирическим точкам.

В случае осушения болот или сводки лесов и необходимости построения кривой обеспеченности, характеризующей новые условия в бассейне, преобра-

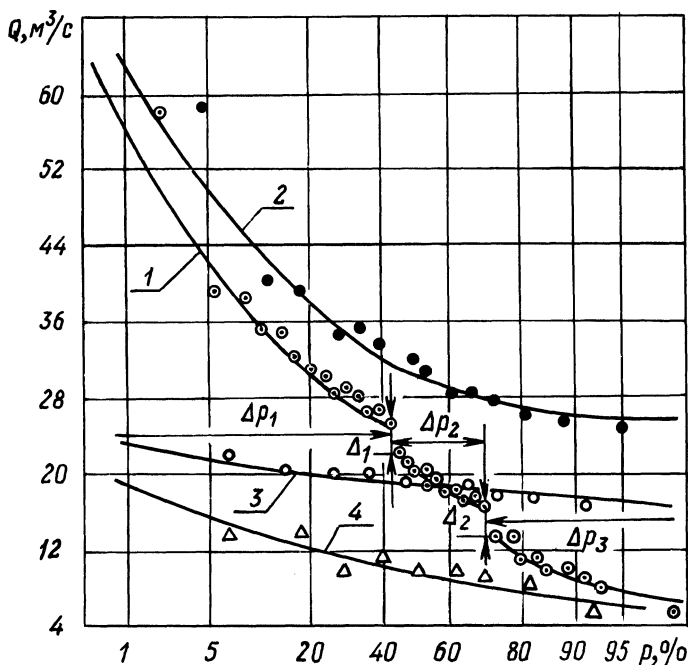


Рис. 2. Составная кривая обеспеченности максимальных среднедекадных расходов воды (р. Ясельда, г. Береза, 1945–1978 гг.): 1 — теоретическая; 2 — теоретическая кривая для выборки Δp_1 ; 3 — теоретическая кривая для Δp_2 ; 4 — теоретическая кривая для Δp_3 .

зованию подлежат только точки в диапазоне Δp_2 , при трансформации лесных угодий — в Δp_3 . В связи с этим корректируется только часть данных на основе усеченной кривой обеспеченности для первой выборки. При изменении данных в диапазоне Δp_2 и исключении разрыва Δ_1 усеченная кривая строится в диапазоне $\Delta p_1 \div \Delta p_2$.

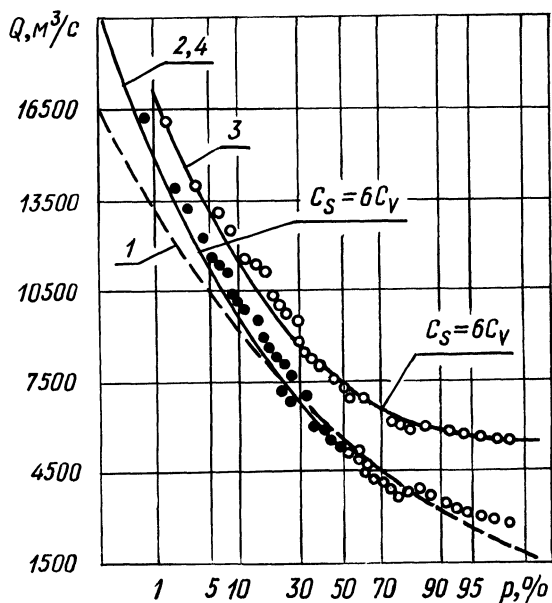


Рис. 3. Составная кривая обеспеченности максимальных расходов весеннего половодья (р. Белая, г. Уфа, 1978–1961 гг. [1]): 1 — полная кривая; 2 — усеченная по методу [1] для $p = 0-50\%$ (сливается с кривой 2); 3 — кривая для выборки $p = 0-50\%$, построенная по методике [7] при использовании кривых распределений плотности вероятности с большой асимметрией; 4 — кривая 3 с $C = 6C_V$, линейно преобразованная к интервалу $p = 0-50\%$.

Следовательно, при генетической неоднородности рядов максимальных характеристик стока для заболоченных и залесенных малых водосборов следует разделить информацию на генетически однородные группы точек по эмпирической кривой обеспеченности и определить зоны обеспеченностей, к которым они принадлежат, затем выполнить расчет параметров кривой обеспеченности по методике [7] и определить обеспеченности членов ряда генетически однородных совокупностей, преобразовав их к соответствующему диапазону обеспеченностей составной кривой. На основе такого подхода можно строить составные кривые обеспеченности при любом количестве генетически однородных совокупностей в общей выборке по методике [7].

ЛИТЕРАТУРА

1. Б л о х и н о в Е.Г. Распределение вероятностей величин речного стока. — М., 1974, с. 124–134.
2. К о в а л е в Л.М. Частный случай построения кривой обеспеченности низкого стока в зоне маловодных лет. — Труды ГГИ, 1972, вып. 200, с. 69–87.
3. Р о ж д е с т в е н с к и й А.В. О несоответствии эмпирических и аналитических кривых распределения некоторых стоковых рядов. — Труды ЛГМИ, 1960, вып. 26, с. 126–132.
4. К в а с о в Д.Д., Л е в и н И.Я. Применение в гидрологических расчетах составных кривых распределения. — Труды ГГИ, 1960, вып. 73, с. 141–145.
5. Б л о х и н о в Е.Г. Исследование повторяемости дождевых паводков. — Труды Гидропроекта, 1960, вып. 4, с. 78–113.
6. И д з о н П.Ф. Лес и водные ресурсы. — М., 1980. — 152 с.
7. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик СН 435-72. — Л., 1972, с. 7–

16. Булаво А.Г. Гидрологические функции торфяных месторождений. — В сб.: Гидрологическая роль торфяных месторождений и их использование в сельском хозяйстве. Минск, 1981, с. 38–41. 9. Иванов К.Е., Новиков С.М. Гидрологическая роль торфяников. — В сб.: Гидрологическая роль торфяных месторождений и их использование в сельском хозяйстве. Минск, 1981, с. 20–23. 10. Лебедев В.В. Гидрология и гидрометрия в задачах. — Л., 1955, с. 321–350.

УДК 556.167

В.В. ДРОЗД, канд. геогр. наук
(ЦНИИКИВР)

МЕТОДИКА РАСЧЕТА МИНИМАЛЬНОГО СТОКА НА ОСНОВАНИИ СЕЗОННЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

Расчеты характеристик меженного стока при отсутствии наблюдений по рекам, имеющим зональные закономерности формирования стока, ведутся по принятым в практике методам [1–3]. К таким объектам обычно относятся средние и большие реки.

Сток малых рек, и особенно межени, чаще всего не подчиняется общим закономерностям и поэтому производятся замеры расходов воды [4, 5].

Для надежного гидрологического обоснования водохозяйственных проектов в условиях неустойчивой летней межени организуют сезонные наблюдения за водным режимом в проектных створах. В целях мелиоративного проектирования на малых реках БССР часто изучается водный режим в летний период.

В данной работе предлагается методика обработки сезонных наблюдений за стоком и даются рекомендации по максимальному использованию информации, получаемой в результате таких кратковременных наблюдений.

В этом направлении уже имеются некоторые предложения. Так, рекомендуется, например, использовать не только одно значение минимума за сезон, но и минимальные расходы воды каждого месяца летнего сезона [2, 6]. Однако и такой подход не всегда обеспечивает в условиях неустойчивой межени необходимый для анализа объем выборки (7–8 ед.)

Наши данные свидетельствуют о возможности получения ряда минимумов из стока не только за месячный период, но и за декадные отрезки времени. В таких случаях создаются условия образования (даже при наличии наблюдений лишь за теплый, летний период одного или нескольких лет) выборки, достаточной для дальнейшего гидрологического анализа и расчета стока заданной обеспеченности. С физической стороны это не противоречит природе формирования стока, так как минимумы одного порядка на малых реках, связанные с характером истощения, могут наблюдаться как в месячные, так и в декадные отрезки времени.

Технология формирования выборки минимумов на основе использования стока за декаду заключается в следующем. Прежде всего оценивается репрезентативность выборки по аналогии, для чего осуществляется обработка необходимой информации по ряду соседних рек. Устанавливается, относятся ли они к естественному или к нарушенному режиму. Анализ начинает производиться с построения гидрографов рассматриваемых водотоков, дополнитель-

но к которым строят ежедневные графики осадков. Совместный анализ колебаний стока и осадков позволяет выделить периоды (декады) с аналогичным режимом истощения стока (рис. 1), которые используют для составления выборки суточных минимумов исследуемых рек. Минимумы, соответствующие синхронным фазам истощения, являются представительными и отбираются для составления выборки. На основе полученной выборки осуществляется оценка параметров распределения.

Норма минимального стока может быть определена с помощью временных или пространственных связей, в зависимости от характера информации.

При наличии данных по объекту-аналогу ($Q_{\text{мда}}$) строится связь минимальных суточных расходов воды ($Q_{\text{мд}}$), полученных из стока за декады летнего периода двух рек, — $Q_{\text{мд}} = f(Q_{\text{мда}})$. Полагая, что такие расходы соответствуют минимумам, выбранным из месячных величин, установим норму стока, которая для расчетного створа будет получена из уравнения $\bar{Q}_{\text{мд}} = a\bar{Q}_{\text{мда}} + b$, где $\bar{Q}_{\text{мда}}$ — норма минимального суточного стока объекта-аналога; a , b — параметры, определяемые по данным установленной выше связи.

Другой путь расчета нормы минимального стока $\bar{Q}_{\text{мд}}$ — по связи ее с суточными минимальными расходами воды $Q_{\text{мд}}^i$, выбранными из стока за дека-

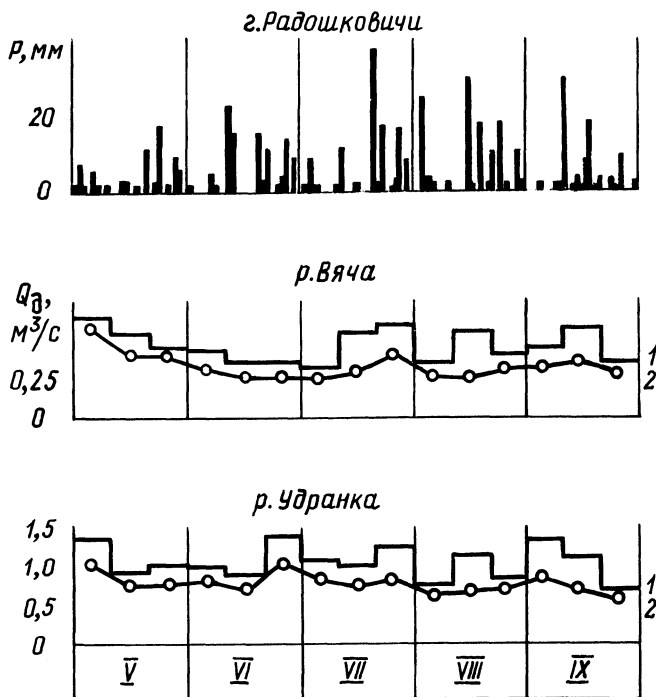


Рис. 1. Колебания осадков и стока за май—сентябрь 1960 г.: среднедекадные расходы воды (1) и их минимумы в эти периоды (2).

ды по ряду объектов в одном гидрологическом районе или по группе рек: $\bar{Q}_{\text{мд}} = f(Q'_{\text{мд}})$. Норма минимального суточного стока рассчитывается по уравнению $\bar{Q}_{\text{мд}} = aQ'_{\text{мд}} + b$.

Наконец, при недостатке данных для построения графических связей в условиях неустойчивого водного режима межени $\bar{Q}_{\text{мд}}$ расчетного створа может оцениваться по результатам кратковременных наблюдений с помощью коэффициента водности ($K_{\text{в}}$) объекта-аналога,

$$\text{т.е. } \bar{Q}_{\text{мд}} = K_{\text{в}} Q_{\text{ми}}; K_{\text{в}} = \bar{Q}_{\text{мда}} / Q_{\text{маи}},$$

где $Q_{\text{ми}}$ — минимальный сток за период наблюдений по расчетному створу и $Q_{\text{маи}}$ — по аналогу.

При анализе связей минимального стока эффективно использовать также методы аналогии в виде условного водосбора [7]. Надежность оценки нормы минимального стока по рассмотренным связям зависит от объема выборки и тесноты связи, нормативы которых приняты в практике расчетов [2].

Изменчивость минимумов оценивается в следующем порядке. При достаточном объеме минимумов [3] по сезонным летним наблюдениям вычисляются коэффициенты вариации суточных минимумов из декадного стока ($C_{\text{вд}}$) и традиционных многолетних суточных минимумов ($C_{\text{в}}$) по группе объектов в однородном регионе. Если имеется удовлетворительная районная связь $C_{\text{в}} = f(C_{\text{вд}})$, то по ней определяется значение коэффициента вариации по расчетному створу.

Оценка изменчивости возможна также на основе использования минимумов из декад за летний сезон по расчетному объекту и аналогу.

При обработке малых выборок целесообразно применение упрощенных методов, известных из математической статистики. По-видимому, для наших целей наиболее эффективно выражение показателя изменчивости $V_{\text{R}} = (Q_{\text{мд}}^{\text{НБ}} - Q_{\text{мд}}^{\text{НМ}}) / \bar{Q} = \Delta Q / \bar{Q}$, где $Q_{\text{мд}}^{\text{НБ}}$ и $Q_{\text{мд}}^{\text{НМ}}$ — соответственно, наибольшее и наименьшее значения суточных минимумов из декад и ΔQ — их разница; \bar{Q} — среднее значение величин рассматриваемого ряда.

Коэффициент вариации $C_{\text{в}}$ в этом случае рассчитывается с помощью поправочного коэффициента ($K_{\text{C}_{\text{в}}}$):

$$C_{\text{в}} = K_{\text{C}_{\text{в}}} \cdot V_{\text{R}}; \tag{1}$$

$$K_{\text{C}_{\text{в}}} = \bar{V}_{\text{Ra}} / V_{\text{Rai}},$$

где \bar{V}_{Ra} и V_{Rai} — показатели изменчивости по объекту-аналогу, соответственно, за многолетний период и за сезон данного года. V_{R} с учетом $K_{\text{C}_{\text{в}}}$ в этом случае приравнивается к $C_{\text{в}}$.

Отсутствие надежной связи показателей изменчивости свидетельствует о сложных условиях подземного питания. В результате требуется подбор аналога, имеющего за одновременный период (по суточным минимумам из декад) изменчивость, близкую к исследуемому объекту. В данном случае коэффициент вариации последнего принимается по объекту-аналогу. Если нет и такой возможности, то используется принятый в практике подход оценки изменчивости $C_{\text{в}}$ с учетом величины стока по выражению [2]: $C_{\text{в}} = C_{\text{ва}} \bar{M}_a / \bar{M}$,

Табл. 1. Минимальный сток летней межени

Река-пункт	Площадь водосбора, км ²	Минимальный суточный сток			
		средний многолетний		за 1960 г.	
		расход воды, м ³ /с	модуль стока, л/(с·км ²)	расход воды, м ³ /с	модуль стока, л/(с·км ²)
Удранка—Удранка	183	0,50	2,7	0,61	3,3
Птичь—Леуковщина	175	(0,40)	2,3	0,51	2,9
Рыбчанка—Радошковичи	148	0,69	4,7	0,77	5,2
Вяча—Паперня	142	(0,21)	1,5	0,27	1,9
Гуйка—Радошковичи	97	0,10	1,0	0,13	1,3
Вязьинка—Радошковичи	51	0,59	11,6	0,64	12,6
Гайна—Гайна*	15,7	49	3,1	52	3,3
Ручей (б/н) — Кальсберг*	6,0	1,8	0,3	2,3	0,4

* Расходы воды по Гайне и Ручью приведены в л/с.

где \bar{M}_a и \bar{M} — соответственно модули минимального стока объекта-аналога и расчетного створа, C_{va} — коэффициент изменчивости аналога.

Коэффициент асимметрии (C_s) принимается на основании данных обобщений для группы однородных по режиму рек [3].

Оценка параметров распределения при достаточном объеме суточных минимумов из декад возможна также графоаналитическим способом [3]. При наличии данных о стоке разной обеспеченности по ряду объектов-аналогов или группе рек целесообразен анализ модульных коэффициентов для использования их в расчете стока заданной обеспеченности в проектном створе.

Приведем пример практического использования предложенной методики. Для этого рассмотрим минимальный сток малых рек в III гидрологическом районе Белоруссии [8, 9]. Основные характеристики стока по малым рекам приведены в табл. 1.

Как следует из таблицы, модули минимального стока в этом гидрологическом районе изменяются в значительных пределах. Какая-либо закономерность в их распределении по территории не наблюдается.

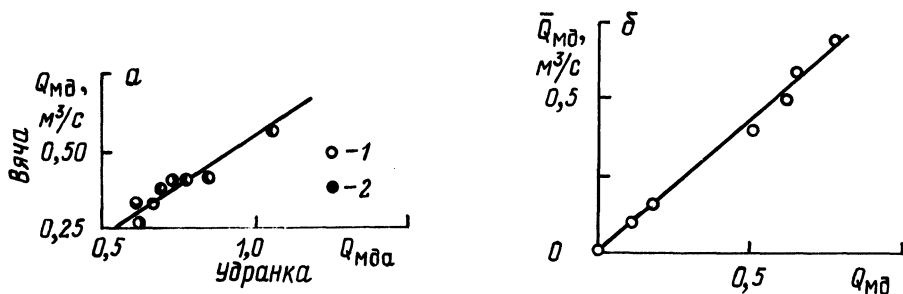


Рис. 2. Связи минимальных расходов воды: а — суточных декадных ($Q_{мд}$) за сезон 1960 г. по рекам Вяча и Удранка; б — норм суточных ($Q_{д}$) и суточных декадных ($Q_{мд}$) за сезон 1960 г. по III гидрологическому району; 1 — соответственные значения и 2 — равнообеспеченные.

В качестве примера рассмотрим расчет минимального стока по р. Вяче у Паперни (до создания водохранилища на водосборе), по которому имеется ряд наблюдений в естественном режиме. Для определения нормы минимального суточного стока летней межени в створе Вяча—Паперня выбран объектно-аналог Удранка-Удранка. На основе обработки суточных минимумов из декад за лето 1960 г. составлена выборка объемом в восемь единиц.

Связь этих характеристик показана на рис. 2, а, где одновременно нанесены их равнообеспеченные значения. По данному графику или с помощью уравнения регрессии можно рассчитать норму минимального суточного стока.

Одновременно по данным табл. 1 получена удовлетворительная районная связь норм минимального суточного стока с минимумами за летне-осенний сезон 1960 г. (рис. 2, б). Минимальный суточный расход воды, снятый с графиков 2,а и 2, б, оказался равным $0,23 \text{ м}^3/\text{с}$, что соответствует модулю $1,6 \text{ л/с}\cdot\text{км}^2$; расход воды, определенный по короткой выборке традиционным способом, — $0,21 \text{ м}^3/\text{с}$ (см. табл. 1).

Коэффициент вариации рассчитан по формуле (1) на основе выборки минимумов из декад за летне-осенний период 1960 г. Показатели изменчивости V_K по Вяче и Удранке, соответственно, 0,82 и 0,60. Поправочный коэффициент

к коэффициенту вариации стока Удранки $K_{Cv} = \frac{0,3}{0,6} = 0,5$. Тогда коэф-

фициент вариации стока Вячи $C_v = 0,82 \cdot 0,5 = 0,41$. Коэффициент асимметрии получен по аналогии: $C_S = 2C_v = 0,82$. Рассчитанные параметры кривой распределения дают возможность установить минимальный суточный сток любой заданной обеспеченности.

Таким образом, предлагаемая методика позволяет надежно определять расчетные величины характеристик минимального стока по ограниченной информации. Это особенно важно в условиях гидрологического обоснования водохозяйственных проектов, связанных с использованием малых рек, водный режим которых изучен недостаточно.

ЛИТЕРАТУРА

1. В л а д и м и р о в А.М. Сток рек в маловодный период года. — Л., — 1976, — 295 с.
2. Руководство по определению расчетных гидрологических характеристик. — Л., 1973. — 111 с.
3. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. (СН 435—72. — Л., 1972. — 20 с.)
4. П е т р о в Г.Н. Меженный сток и его изучение. — Казань, 1956. — 220 с.
5. Л е б е д е в В.В. Гидрологические и водохозяйственные расчеты для проектирования сооружений водоснабжения. — М. — Л., 1965. — 395 с.
6. Л у ч ш е в а А.А. Практическая гидрология. — Л., 1976. — 440 с.
7. Д р о з д В.В. Восстановление годового стока по ограниченной информации. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 9—14.
8. Д р о з д В.В. О расчете минимального стока малых рек. — В сб.: Проблемы мелиорации Полесья. Минск, 1970, ч. II, с. 72—76.
9. Ресурсы поверхностных вод СССР/ Под ред. К.А.Клюевой. — Л., 1966. — 718 с.

ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА СОКРАЩЕНИЯ СТОКА В РАЗВЕТВЛЕННОЙ СИСТЕМЕ ВОДОТОКОВ

Оценка влияния отбора подземных вод на водный режим окружающих территорий (в частности, малых рек) является важным этапом проектирования различных водохозяйственных объектов. Распределение сокращения стока между участками разветвленной системы водотоков определяется их размерами и взаиморасположением, параметрами гидравлической связи эксплуатируемого горизонта с водотоками, относительным расположением водозаборных сооружений, гидрогеологическими условиями. Дифференцированный подход к каждому участку позволяет оценить последствия подземного водоотбора.

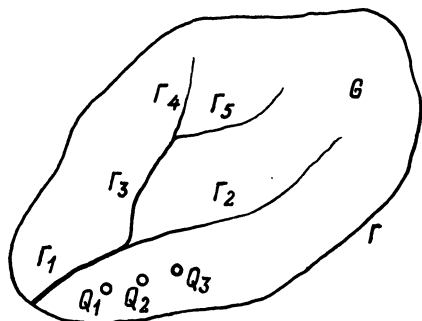
Аналитические методы расчета разработаны для совершенных водотоков простейшей конфигурации (прямолинейной и угловой) в однородном пласте [1].

Моделирование позволяет полнее использовать гидрогеологическую и гидрологическую информацию для оценки распределения сокращения стока [2].

Применение ЭВМ обеспечивает требуемую точность и оперативность многовариантных расчетов в широких диапазонах гидрогеологических параметров. Традиционные методы [2] определения сокращения стока, используемые при оценке эксплуатационных ресурсов подземных вод на АВМ, являются более трудоемкими.

Численный расчет сокращения стока выполняется следующим образом. Пусть пласт G ограничен контуром Γ (рис. 1). В области G расположен водоток, контур которого состоит из участков $\Gamma_1, \Gamma_2, \dots$. Тогда понижения напора $s(x, y, t)$ в водоносном горизонте (с водопроводимостью $T(x, y)$ и водоотдачей $\mu(x, y)$ под влиянием N скважин с дебитами Q_n , расположенных в точках (x_n, y_n) , где $n = \overline{1, N}$ рассчитываются из уравнения [3]

$$\mu \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T \frac{\partial s}{\partial y} \right) + p + \sum_{n=1}^N Q_n \delta(x-x_n) \delta(y-y_n), \quad (1)$$



где $\delta(x)$ — дельта-функция. Член p характеризует перетекание из реки в водоносный горизонт при отборе подземных вод и соответствует "внутренним" граничным условиям III рода.

Рис. 1. Схема разветвленной системы водотоков.

Рассмотрим член p для отдельного участка водотока Γ_1 . Напор в пласте под контуром водотока сохраняет непрерывность: $s|_{\text{л}} = s|_{\text{п}}$; $(x, y) \in \Gamma_1$. Значки "л" и "п" показывают, что напор берется слева и справа от контура водотока, соответственно. Расход подземных вод изменяется при переходе через линию контура водотока; разница погонных расходов фильтрационного потока с различных его сторон равна фильтрационным потерям на единицу длины русла:

$$T \frac{\partial s}{\partial n_1} \Big|_{\text{л}} - T \frac{\partial s}{\partial n_1} \Big|_{\text{п}} = \frac{T}{L_1} (s - S_1); (x, y) \in \Gamma_1,$$

где S_1 – понижение уровня воды в водотоке под влиянием отбора подземных вод; L_1 – эквивалентная длина пути фильтрации для данного участка водотока [2]; $\partial s / \partial n_1$ – производная понижения по нормали к контуру водотока.

Если под влиянием водоотбора напор в пласте опускается ниже кровли горизонта под каким-либо участком водотока Γ_1' (т.е. понижение превышает величину $s_{\text{д}}$), то вода в пласт здесь поступает "дождеванием" [2]:

$$T \frac{\partial s}{\partial n_1} \Big|_{\text{л}} - T \frac{\partial s}{\partial n_1} \Big|_{\text{п}} = \frac{T}{L_1} (s_{\text{д}} - S_1); (x, y) \in \Gamma_1'.$$

Пусть контур участка водотока Γ_1 описывается уравнением

$$\varphi_1(x, y) = 0, (x, y) \in \Gamma_1.$$

Тогда для члена p в уравнении (1) с помощью теории обобщенных функции получаем выражение [4]:

$$p = \begin{cases} g(S_1 - s), & s < s_{\text{д}}; \\ g(S_1 - s_{\text{д}}), & s \geq s_{\text{д}}; \end{cases}$$

$$g = \frac{T}{L_1} \delta(\varphi_1(x, y)) |\text{grad } \varphi_1|; |\text{grad } \varphi_1| = \sqrt{\left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial y}\right)^2}.$$

Заметим, что для численного расчета не требуется знания конкретного вида уравнения φ_1 .

На различных участках границы Γ ставятся краевые условия I, II и III рода:

$$s = 0; T \frac{\partial s}{\partial n} = 0; T \frac{\partial s}{\partial n} + as = 0; (x, y) \in \Gamma, \quad (2)$$

которые однородны ввиду того что задача решается в понижениях, а не в напорах. По этой же причине имеет место простое начальное условие

$$s(x, y, 0) = 0; (x, y) \in G. \quad (3)$$

Решение задач (1)–(3) позволяет дать прогноз понижений на требуемый период времени.

В этом случае сокращение стока по участку Γ_1 определяется формулой

$$Q_1^c = \int_{\Gamma_1'} \frac{T}{L_1} (s_{\text{д}} - S_1) dl + \int_{\Gamma_1''} \frac{T}{L_1} (s - S_1) dl,$$

где интегрирование выполняется по контуру водотока Γ_1 ; Γ_1' — участок водотока Γ_1 с "дождеванием"; Γ_1'' — участок без дождевания. Аналогичные формулы используются для расчета сокращения стока каждого участка.

Если отбор подземных вод не влияет на уреченный режим водотока Γ_1 , то во всех формулах полагаем $S_1 = 0$. Если же влияние отбора подземных вод значительно, изменение уровней водотока под воздействием сокращения стока выполняется с помощью кривой расходов участка или уравнений русловой гидравлики [3].

Рассмотрим особенности методики численного решения задач (1)–(3) для расчета распределения сокращения стока по участкам.

Неравномерная сетка с координатами узлов (x_i, y_k) для численного решения задачи строится так, чтобы контур водотока пересекал ее линии в узлах сетки:

$$\begin{aligned} x_{i \pm \frac{1}{2}} &= \frac{1}{2}(x_i + x_{i \pm 1}); & y_{k \pm \frac{1}{2}} &= \frac{1}{2}(y_k + y_{k \pm 1}); \\ h_i &= x_i - x_{i-1}; & l_k &= y_k - y_{k-1}; \\ \bar{h}_i &= \frac{1}{2}(h_i + h_{i+1}); & \bar{l}_k &= \frac{1}{2}(l_k + l_{k+1}). \end{aligned}$$

Шаг по времени τ постоянный: $t_j = j\tau$; $j = 0, 1, \dots$ Остальные требования к сетке стандартны (сгущение сетки в области неоднородности коэффициентов, каждая n -я скважина помещается в узел сетки i_n, k_n и др.) [3].

Разностная аппроксимация для уравнений (1) имеет вид

$$\begin{aligned} \mu_{ik} \frac{s_{ik}^{j+1} - s_{ik}^j}{\tau} &= \frac{1}{\bar{h}_i} \left[T_{i+\frac{1}{2}, k} \frac{s_{i+1, k}^{j+1} - s_{ik}^{j+1}}{h_{i+1}} - \right. \\ &- T_{i-\frac{1}{2}, k} \frac{s_{ik}^{j+1} - s_{i-1, k}^{j+1}}{h_i} \left. \right] + \frac{1}{\bar{l}_k} \left[T_{i, k+\frac{1}{2}} \frac{s_{i, k+1}^{j+1} - s_{ik}^{j+1}}{l_{k+1}} - \right. \\ &- T_{i, k-\frac{1}{2}} \frac{s_{ik}^{j+1} - s_{i, k-1}^{j+1}}{l_k} \left. \right] + p_{ik} + \sum_{n=1}^N \frac{Q_n}{\bar{h}_n \bar{l}_n} \delta_{i, i_n} \delta_{k, k_n}. \end{aligned}$$

Здесь $s_{ik}^j = s(x_i, y_k, t_j)$, остальные индексные обозначения аналогичны. Величина δ_{i, i_n} равна единице при $i = i_n$ и нулю — в остальных случаях.

Член $p_{ik} = 0$ в узле (x_i, y_k) , если через него не проходит водоток. Если же через узел проходит контур водотока, длина отрезка которого в блоке равна Δ_{ik} ,

$$P_{ik} = \begin{cases} g_{ik}(S_{1,ik}^j - s_{ik}^j); & s_{ik}^j < s_d; \\ g_{ik}(S_{1,ik}^j - s_d); & s_{ik}^j \geq s_d; \end{cases}$$

$$g_{ik} = \frac{T_{ik}}{L_1} \frac{\Delta_{ik}}{r_{1,ik}}.$$

Здесь $S_{1,ik}^j$ – понижение уровня в водотоке, проходящем через узел (x_i, y_k) . Величины Δ_{ik} берутся с карты, совмещенной с линиями сетки.

Для расчета сокращения стока на участке Γ_1 нужно просуммировать фильтрационные потери по всем узлам с учетом участка дождевания Γ_1 :

$$Q_1^c = \sum_{(x_i, y_k) \in \Gamma_1'} (S_{1,ik}^j - s_d) \frac{T_{ik} \Delta_{ik}}{L_1} + \sum_{(x_i, y_k) \in \Gamma_1''} (S_{1,ik}^j - s_{ik}^j) \frac{T_{ik} \Delta_{ik}}{L_1}$$

Если отбор подземных вод не влияет на уровенный режим водотоков, то во всех формулах полагаем $S_{1,ik}^j = 0$.

Для автоматизации расчетов разработан специализированный комплекс алгоритмов моделирования динамики подземных вод на ЭВМ [5]. На его основе был выполнен ряд оценок влияния водозаборов на окружающую среду [6]. В качестве примера рассмотрим один из подземных водозаборов производительностью $Q = 21,1$ тыс. $\text{м}^3/\text{сут}$. Этот объект и результаты его моделирования на электропроводной бумаге подробно описаны в работе [7]. Исследуемую территорию окаймляет река с притоками (рис. 2). Среднегодовые расходы по участкам – $0,60$ – $1,96$ $\text{м}^3/\text{с}$, минимальные среднемесячные для года 95%-ной обеспеченности – $0,20$ – $0,65$ $\text{м}^3/\text{с}$.

Для расчета принята плановая модель пласта со значениями водопроницаемости 100, 200 и 750 $\text{м}^3/\text{сут}$ и водоотдачи 0,15. Граничные условия показаны на рис. 2. Для всех участков принята единая величина эквивалентной длины пути фильтрации: $L_1 = 150$ м, что согласуется с режимными наблюдениями.

Рассчитанное сокращение стока по участкам в зависимости от времени приведено на рис. 3. Участок между створами Б и В подвержен наибольшему влиянию водозабора: сокращение стока достигает здесь 46 % от меженного стока года 95 %-ной обеспеченности. В соответствии с [8], на этом участке следует осуществить регулирование или переброску стока с других участков. На других участках сокращение не превышает 15 % от меженного стока маловодного года. Учет влияния сокращения стока на уровенный режим не вносит существенных изменений в результаты расчета.

Для контроля результатов сопоставлено суммарное сокращение стока с расчетом по известной формуле [1] $Q^c = Q \text{erfc}(d/\sqrt{at})$, где d – расстояние от линии водозабора до реки, равное в среднем 1600 м. Уровнепроводность принята равной 5000 $\text{м}^2/\text{сут}$ (по максимальному значению водопроницаемости).

Тем самым получено максимальное суммарное сокращение стока, так как формула предполагает наличие совершенной реки с прямолинейным конту-

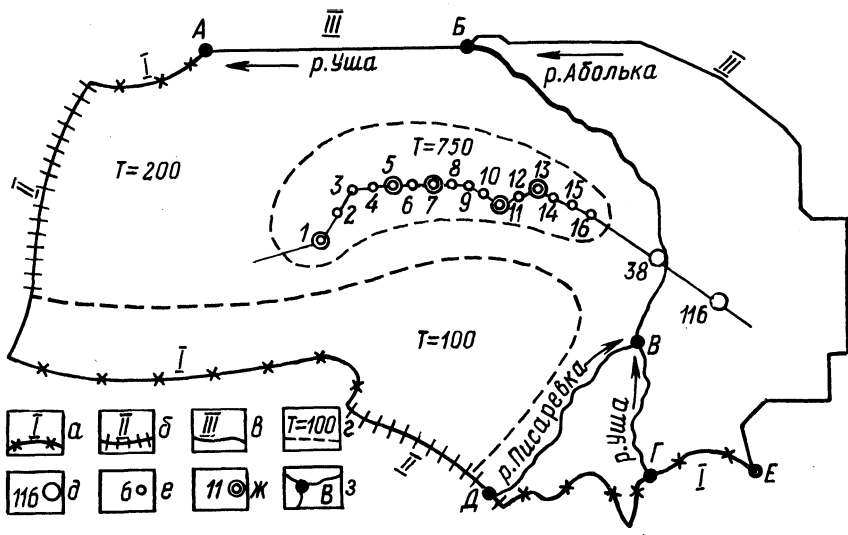


Рис. 2. Схема расположения водозабора: а, б, в – участки с граничными условиями I, II и III рода; г – границы областей с различными водопроводимостями T ; д, е, ж – скважины: разведочные, проектируемые (эксплуатационные) и разведочно-эксплуатационные, соответственно; з – граничные створы расчетных участков водотока; 1, 2, 3 ... – номера скважин; А, Б, В... – гидрологические створы.

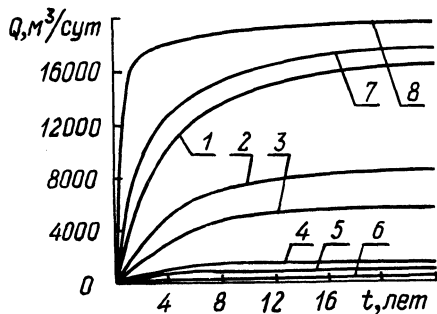


Рис. 3. Распределение сокращения стока по участкам в зависимости от времени: 1 – суммарное сокращение стока; 2 – сокращение стока участка между створами Б и В; 3 – сокращение стока между створами А и Б; 4 – сокращение стока между створами Б и Е; 5 – сокращение стока между створами В и Д; 6 – сокращение стока между створами В и Г; 7 – суммарное сокращение стока по формуле [1]; 8 – суммарное сокращение стока по результатам электро моделирования [1].

ром (см. рис. 3). Здесь же показаны данные электро моделирования сокращения стока [7]. В этом случае темп роста стока явно завышен (превышая этот показатель для совершенной реки в пласте большей проводимости), что объясняется технической сложностью его определения по отдельным участкам при электро моделировании.

Как показал опыт, применение методики наиболее эффективно для дифференцированной оценки сокращения стока системы водотоков по участкам при наличии достаточного объема информации.

ЛИТЕРАТУРА

1. М и н к и н Е.Л. Взаимосвязь подземных и поверхностных вод и ее значение при решении некоторых гидрогеологических и водохозяйственных задач. – М., 1973. – 104 с.

2. Крашин И.И., Пересунько Д.И. Оценка эксплуатационных запасов подземных вод методом моделирования. – М., 1976. – 206 с. 3. Усенко В.С., Злотник В.А. Математические модели и численные методы в задачах взаимосвязи безнапорных подземных и поверхностных вод. – Доклады III Международного симпозиума. Киев, 1978, ч. 4, с. 108–117. 4. Шаманский В.Е. Численное решение задач фильтрации грунтовых вод на ЭЦВМ. – Киев, 1969. – 376 с. 5. Злотник В.А. Комплекс алгоритмов моделирования динамики подземных вод. – Алгоритмы и программы (ВНТИЦентр), 1978, № 4, с. 19–20. 6. Совершенствование методики оценки эксплуатационных запасов подземных вод с учетом влияния водозаборов на окружающую среду/В.С.Усенко, А.Х.Альтшульт, В.А.Злотник, М.Ю.Калинин. – Труды Международной ассоциации гидрогеологов. М., 1979, т. 15, с. 333–335. 7. Станкевич Р.А., Сытник Е.В., Черепанский М.М. Исследование влияния водозабора подземных вод на прилегающие территории с учетом взаимосвязи с поверхностными водами. – В сб.: Изучение и использование водных ресурсов. М., 1980, с. 153–159. 8. Указания по установлению минимально допустимых расходов воды в реках для охраны природы (временные)/ЦНИИКИВР. – Минск, 1977. – 31 с.

УДК 551.577.36(476)+628.212.2

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

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРИОДОВ ОДНОКРАТНОГО ПРЕВЫШЕНИЯ СУММЫ ОСАДКОВ ЗА ДОЖДЬ НА ТЕРРИТОРИИ БЕЛОРУССИИ

Количество и режим стоков дождевой канализации формируются прежде всего под влиянием атмосферных осадков и таяния снега. В данной работе исследуются характеристики для описания сумм осадков за дожди различной повторяемости.

По аналогии с характеристикой интенсивности выпадения дождей [1] и в данном случае повторяемость сумм осадков целесообразно выражать в виде периодов однократного их превышения, а в распределениях учитывать все многократно наблюдаемые в течение года дожди. Для аналитического описания распределений можно применить уравнение, аналогичное используемым для явлений, многократно повторяющихся в году [2].

Если все дожди, зафиксированные за n лет плювиографических наблюдений, расположить в убывающем порядке, то для каждого значения суммы осадков за дождь h может быть установлен период превышения этой суммы

$$p = n/s, \quad (1)$$

где n — число лет наблюдений; s — порядковый номер в убывающем ряду члена со значением суммы осадков h (число дождей с суммами осадков $\geq h$).

Такие эмпирические распределения могут быть графически изображены в системе координат $(h; p)$, а уравнение аналитической сглаживающей кривой — представлено в виде

$$h = h_{\text{мин}} + a (\lg \bar{s} + \lg p)^k, \quad (2)$$

где $h_{\text{мин}}$ — сумма осадков за дождь, принятый в качестве минимального из рассматриваемых; a, \bar{s}, k — параметры.

Г.А.Алексеев [2] для установления значений параметров аналогичного уравнения применял искусные графоаналитические приемы. В настоящее время это решение можно выполнить более просто и определенно на ЭВМ, используя методы выравнивания и наименьших квадратов. Поскольку в уравнении (2) четыре параметра, два из них ($h_{\text{мин}}$ и \bar{s}) должны быть установлены на основе исходной информации. По аналогии с [2] следовало бы принимать $h_{\text{мин}} = 0$, а \bar{s} считать характеристикой среднего числа всех дождей в году с суммами осадков $h \geq 0$. Однако координаты плювиограмм и другие сведения публикуются только для дождей с $h \geq 10$ мм [4]. В оформленных архивных материалах (особенно после 1970 г.) практически приводятся данные плювиографических наблюдений лишь за дождями с $h \geq 2,5$ мм. Поэтому авторы были вынуждены принять $h_{\text{мин}} = h_{2,5} = 2,5$ мм, а \bar{s} считать равным среднему за год количеству дождей с суммой осадков $h \geq 2,5$ мм, т.е. $\bar{s} = s_{2,5}/n$. К тому же, как можно увидеть из дальнейшего изложения, отдельно взятые дожди с $h < 2,5$ мм при решении вопросов дождевой канализации расчетными не являются, и на точности определения более высоких значений h такое решение не сказывается.

После преобразования уравнение (2) может быть представлено в виде

$$\lg(h - h_{\text{мин}}) = \lg \alpha + k \lg(\lg \bar{s} + \lg p). \quad (3)$$

Если ввести обозначения $y = \lg(h - h_{\text{мин}})$; $x = \lg(\lg \bar{s} + \lg p)$; $a = k$; $b = \lg \alpha$, то выражение (3) записывается в виде уравнения прямой линии $y = ax + b$.

С учетом уравнения (1) выражение x представим в виде

$$x = \lg(\lg \bar{s} + \lg n - \lg s).$$

Методом наименьших квадратов могут быть установлены значения параметров сглаживающей аналитической кривой распределения $h(p)$, наиболее близко расположенной относительно эмпирической кривой,

$$a = \frac{m \sum_1^m x_i y_i - \left(\sum_1^m x_i \right) \left(\sum_1^m y_i \right)}{m \sum_1^m x_i^2 - \left(\sum_1^m x_i \right)^2}; \quad (4)$$

$$b = \frac{\left(\sum_1^m x_i^2 \right) \left(\sum_1^m y_i \right) - \left(\sum_1^m x_i \right) \left(\sum_1^m x_i y_i \right)}{m \sum_1^m x_i^2 - \left(\sum_1^m x_i \right)^2}. \quad (5)$$

Отсюда $k = a$; $\alpha = \text{ant } \lg b$.

Может быть также определено значение коэффициента корреляции между соответствующими точками эмпирических и аналитических кривых. В связи с небольшим объемом памяти использованной клавишной ЭВМ применено уравнение

$$r = \frac{m \sum_{i=1}^m x_i y_i - (\sum_{i=1}^m x_i) (\sum_{i=1}^m y_i)}{\sqrt{[m \sum_{i=1}^m x_i^2 - (\sum_{i=1}^m x_i)^2] [m \sum_{i=1}^m y_i^2 - (\sum_{i=1}^m y_i)^2]}} \quad (6)$$

где m – число точек эмпирической кривой, принятой для определения выражений (4), (5), (6).

Плювиографические наблюдения за интенсивностью дождей ведутся на ряде метеостанций БССР начиная с 1951 г., в результате чего накапливаются также данные о количестве выпавших дождей и суммах осадков за каждый из них. Параметры аналитических кривых нами установлены для 15 станций, расположенных более или менее равномерно по территории Белоруссии с продолжительностью наблюдений в основном 20–30 лет.

Отметим, что в связи с несвоевременными установкой и снятием плювиографов, соответственно, ранней весной и поздней осенью, а также по другим причинам могут быть не зафиксированы отдельные дожди. Бывают случаи браковки их плювиограмм. Однако при этом приводятся указания о времени начала, окончания и сумме осадков за дождь по осадкомеру. Случается, что в некоторые годы данные наблюдений за отдельные месяцы отсутствуют. В работе использованы лишь те данные за апрель, октябрь, ноябрь, которые имеются в оформленных материалах наблюдений с учетом того, что в связи с малым количеством осадков в эти месяцы возможные пропуски в наблюдениях лишь незначительно скажутся на параметрах рассматриваемых распределений. Восстанавливались только пропуски за целые месяцы периода май–сентябрь. Для этого использовались предварительно построенные связи между суммами осадков за сутки и за максимальный дождь, выпавший в эти сутки.

Поскольку для разных станций в зависимости от количества лет наблюдений $s_{2,5} \approx 700-950$ и определение значений (4), (5), (6) на клавишных ЭВМ при таком числе членов слишком трудоемко, авторы решили отбирать их значительно меньше. Выписывались значения координат членов убывающего ряда так, чтобы значения h изменялись примерно через 1 мм. Число членов в новых рядах составляет $m = 38-45$. Для каждого нового ряда вычислялись значения x , y . По ним в соответствии с уравнениями (4), (5) и (6) определялись параметры a , b и коэффициент r , а уже затем параметры k и α (табл. 1). Как видно из таблицы, при принятии в качестве минимального учитываемого дождя $h_{\text{мин}} = 2,5$ мм среднее за год число дождей с суммами осадков $h \geq 2,5$ мм составляет $\bar{s}_{2,5} = 26,6-36$, а значения параметров $\alpha = 12,9-18,1$; $k = 1,16-1,39$.

Следует отметить, что между приведенными параметрами корреляционные связи не выявлены. Не выявлены они и между значениями этих параметров и нормами сумм осадков за теплый период.

Применение теоретических кривых распределения для описания статистических совокупностей требует проверок однородности и случайности исходного эмпирического материала, а также степени согласия с ним теоретических схем [5]. На величине осадков, фиксируемых за выпавший дождь, в общем

Табл. 1. Характеристики кривых распределения периодов однократного превышения сумм осадков по данным всего ряда наблюдений

Станции	Период пловниографических наблюдений, годы	Значения параметров аналитических кривых			Значения критерия согласия аналитической и эмпирической кривых χ^2		Значения отклонений ординат аналитической и эмпирической кривых $\Delta h, \%$		среднеквадратические
		$\bar{s}_{2,5}$	a	k	k $\Sigma d^2/E$ l	при числе градаций	максимальные		
							+	-	
Верхнедвинск	1955-1980	33,3	12,9	1,39	33,15	15	+44,4	-20,8	$\pm 21,8$
Витебск	1955-1977	33,8	14,1	1,29	15,9	16	+31,8	-8,6	$\pm 13,8$
	1979-1980								
Сенно	1964-1980	29,1	17,3	1,28	14,0	15	+18,8	-15,2	$\pm 11,5$
Горки	1951-1980	31,5	14,9	1,16	17,1	15	+10,8	-7,7	$\pm 4,5$
Борисов	1955-1980	33,5	15,7	1,31	17,76	16	+30,5	-6,9	$\pm 9,6$
Минск	1951-1980	34,7	15,7	1,36	33,82	16	+19,6	-9,7	$\pm 9,0$
Гродно	1961-1980	29,6	14,7	1,22	13,9	15	+26,6	-9,4	$\pm 12,8$
Новогрудок	1956-1980	36,0	16,2	1,23	28,6	15	+25,7	-13,5	$\pm 12,6$
Костюковичи	1961-1980	26,6	14,1	1,28	17,4	14	+17,6	-11,4	$\pm 7,7$
Волковыск	1962-1980	33,3	14,9	1,33	23,3	15	+60,6	-7,7	$\pm 22,4$
Бобруйск	1952-1977	31,6	18,1	1,31	15,9	15	+69,1	-13,8	$\pm 21,3$
Пружаны	1955-1980	32,7	15,6	1,29	11,81	15	+39,9	-10,6	$\pm 12,8$
Василевичи	1955-1980	29,9	15,3	1,25	17,86	15	+28,7	-9,55	$\pm 10,9$
Пинск	1951-1980	30,7	14,9	1,27	16,56	15	+21,2	-11,8	$\pm 8,5$
Брест	1958-1980	31,0	17,7	1,34	19,42	15	+26,4	-8,63	$\pm 9,16$

случае могут сказываться многие факторы. Возможностей проанализировать влияние каждого из них в отдельности авторы не имели. Суждения о степени однородности исходных данных выносили в основном по характеру эмпирических кривых распределения. Случайность эмпирического материала в данном случае можно не проверять, ибо общепризнано, что климатические явления относятся к случайным. Проверку степени согласия аналитических и эмпирических кривых распределения производили с помощью критерия [3, 5]

$$\chi^2 = \sum_1^t \frac{d^2}{E} ,$$

где E — число членов, ожидаемое в градациях аналитического распределения; $E + d$ — их число, наблюдаемое фактически; $d = E + d - E$ — разность между фактическим и ожидаемым числами членов в градациях; t — число градаций (интервалов).

Для оценки нужного числа t использовано эмпирическое выражение [5] $t = 5 \lg s$, где s — общий объем наблюдений.

В данных условиях $t = 14-15$. Нами это требование обеспечено путем принятия в качестве границ градаций величин h , соответствующих значениям периодов однократного превышения p , упоминаемым в нормативной литературе ($p = 100-0,05$). Для станций, у которых значению $h = 2,5$ мм соответствует $p < 0,033$, добавлялась градация, соответствующая $p = 0,05-0,033$ (см. табл. 3). Для принятых значений p по уравнению (2) при известных параметрах $h_{\text{мин}}, \bar{s}, \alpha, k$ определялись соответствующие значения h аналитических кривых, а по выражению (1) при известном n — и соответствующие значения s . Величина E для каждой градации устанавливалась в виде разности между значениями s для границ этой градации.

Затем для принятых градаций (по h) на основе эмпирического распределения определялись попадающие в эти интервалы количества дождей $E + d$ и значения d .

По таблице критических значений χ^2 [3] рассчитывали $\chi_{0,05}^2$ и $\chi_{0,01}^2$ для уровней значимости 5 и 1 % при числе степеней свободы $l = t - c - 1$, где t — число градаций; c — параметров распределения (здесь $c = 4$).

При сопоставлении вычисленных с критическими значениями χ^2 могут иметь место три случая: 1. При $\chi_{0,05}^2 > \sum_1^t d^2/E$ считается, что гипотеза о приемлемости испытуемой теоретической схемы для описания эмпирического распределения верна. 2. При $\chi_{0,05}^2 < \sum_1^t d^2/E < \chi_{0,01}^2$ правильность гипотезы вызывает сомнение, но и отрицать ее полностью нельзя. 3. Если $\chi^2 < \sum_1^t d^2/E$, то гипотеза неправильна. Расчеты показали, что при построении аналитических кривых при предположении однородности всех членов выборки случай 1 имеет место на 9, случай 2 — на 2 и случай 3 — на 4 станциях (см. табл. 1).

Табл. 2. Характеристики составных участков суммарных кривых распределения периодов однократного превышения сумм осадков по отношению к однородным совокупностям

Станции	Значения параметров аналитических кривых по участкам							Значения критерия согласия аналитических и эмпирических кривых				Значения отклонений ординат аналитических и эмпирических кривых, %				
	нижнему			среднему				верхнему				$\Sigma d^2/E$ 1	t	максимальные		среднеквадратические
	$\bar{s}'_{2,5}$	a'	k'	$h''_{мин}$, мм	ξ''	a''	k''	$h'''_{мин}$, мм	\bar{s}'''	a'''	k'''			+	-	
Верхнедвинск	33,3	11,2	1,24	18,9	1,46	34,5	1,13	38,1	0,346	47,8	0,80	7,0	15	+11,8	-9,5	±5,1
Витебск	33,8	12,9	1,25					31,8	0,4	49,1	0,867	8,08	15	+9,2	-8,4	±4
Сенно	29,1	13,9	1,15	18,8	2,17	19,8	0,78	36,7	0,412	38,3	0,64	7,62	14	+9,98	-5,36	±4,9
Горки	31,5	14,9	1,23	25,7	1,2	24,7	1,32	37,5	0,3	24,6	1,33	8,77	15	+5,6	-5,9	±2,87
Борисов	33,5	14,5	1,22	22,9	1,62	31,2	0,976	52	0,192	31,6	1,26	15,1	15	+17	-8,2	±5,82
Минск	34,7	13,2	1,19	18,1	2,73	27,0	1,11	38,8	0,467	31,6	0,556	13,66	15	+4,4	-5,6	±2,94
Гродно	29,6	13,6	1,20					28,9	0,55	33,5	0,753	12,51	14	+10,4	-8,5	±5,1
Новогрудок	36,0	13,9	1,15	24,3	1,36	25,9	0,862	39,6	0,4	34,5	0,817	12,41	15	+9,2	-6,3	±4,7
Костюковичи	26,6	14,2	1,31					35,0	0,2	42,9	1,27	20,2	14	+9,2	-13,4	±5,8
Волковыск	33,3	14,0	1,24	22,3	1,42	27,5	0,97	45,3	0,211	78,7	0,84	22,75	15	+4,04	-6	±3,33
Бобруйск	31,6	15,7	1,21	26,0	1,39	24,4	0,665	45,4	0,308	26,7	0,607	15,52	15	+4,1	-7,6	±3,13
Пружаны	32,7	15,6	1,27					41,4	0,192	49,5	0,78	11,36	15	+13,2	-6,7	±5,61
Василевичи	29,9	14,3	1,19	14,0	4,5	20,2	0,997	44,3	0,154	47,5	0,725	15,9	14	+6,1	-7,1	±4,03
Пинск	30,7	14,2	1,28	13,0	4,87	21,4	0,921					7,34	15	+17,5	-8,2	±7,24
Брест	31	15,8	1,23	19,0	2,91	27	0,907	43,7	0,391	45,5	0,888	9,99	15	+9	-8,7	±4,46

Табл. 3. Координаты аналитических суммарных кривых распределения периодов однократного превышения сумм осадков за дожди

Станции	Наибольшие из наблюдаемых значений h , мм	Ожидаемые значения слоя осадков (мм) за							дождь при периоде однократного превышения p (лет)							p члена $h = 2,5$ мм, лет	
		100	50	25	20	10	5	3	2	1	0,50	0,33	0,20	0,1	0,05		0,033
Верхнедвинск	79,3	105,6	94,8	83,5	79,7	67,3	53,3	39,9	33,4	23,4	16,9	14,3	11,3	7,5	4,2	2,7	0,03
Витебск	77,5	105,7	93,5	80,9	76,7	63,4	49,1	37,2	30,0	24,5	19,2	16,2	12,7	8,3	4,5	2,8	0,03
Сенно	69,9	88,7	82,3	75,3	72,9	64,7	54,9	45,0	32,7	27,3	20,2	16,1	12,7	8,3	4,2	2,7	0,034
Горки	57	78,9	68,1	58,1	55,1	46,7	39,9	37,1	32,6	26,6	21,0	17,7	13,8	8,8	4,5	2,6	0,032
Борисов	86,8	95,3	82,9	71,5	68,1	58,5	51,2	44,5	39,0	29,6	21,0	17,8	14,0	9,1	4,8	2,8	0,03
Минск	72,2	80,7	76,4	71,5	69,8	64,0	56,9	49,6	37,4	28,9	21,0	16,7	13,3	8,9	4,9	2,9	0,029
Гродно	62	79,7	72,9	65,8	63,4	55,6	46,9	39,2	31,9	24,1	18,9	15,9	12,5	8,0	4,1	2,7	0,034
Новогрудок	79,7	90,2	82,3	74,1	71,3	62,4	52,5	43,9	36,9	28,9	20,6	17,6	14,2	9,6	5,4	3,2	0,028
Костюковичи	62,8	94,9	77,9	62,2	57,5	44,3	40,4	35,4	31,4	25,0	19,0	15,7	11,8	7,1	3,4	2,6	0,038
Волковыск	98,5	144,9	125,5	105,1	98,3	75,8	48,5	39,9	35,1	26,7	20,4	17,2	13,5	8,8	4,7	2,8	0,030
Бобруйск	128,5	79,4	75,0	70,2	68,5	62,7	55,0	43,7	40,2	32,6	22,0	18,5	14,5	9,2	4,7	2,6	0,032
Пружаны	90,1	101,6	90,2	78,1	74,0	59,9	41,5	39,9	35,8	28,9	22,4	18,7	14,5	9,2	4,7	2,7	0,031
Василевичи	77,2	98,1	87,8	76,5	72,5	58,4	41,3	36,8	33,3	27,2	21,1	17,5	13,1	8,4	4,3	2,5	0,033
Пинск	58	66,2	60,7	55,1	53,3	47,6	41,9	37,6	34,2	28,1	21,9	18,0	13,0	8,2	4,3	2,5	0,033
Брест	85,5	112,4	100,8	88,8	84,9	72,3	58,9	48,0	40,2	32,5	24,2	18,5	14,4	9,1	4,6	2,6	0,032

Определены также отклонения ординат аналитических и эмпирических кривых. Как оказалось, максимальные отклонения — от $-20,8$ до $+69,1$ %, среднеквадратические — от $8,5$ до $22,4$ %.

Все это показывает, что описание распределений при помощи единой аналитической кривой не всегда дает удовлетворительные результаты. Эмпирические кривые ранжированных величин $h(p)$ в некоторых местах имеют изломы (рис. 1). Между ними выделяются 2–3 участка. Можно считать, что заключенные в пределах этих участков совокупности являются относительно одно-

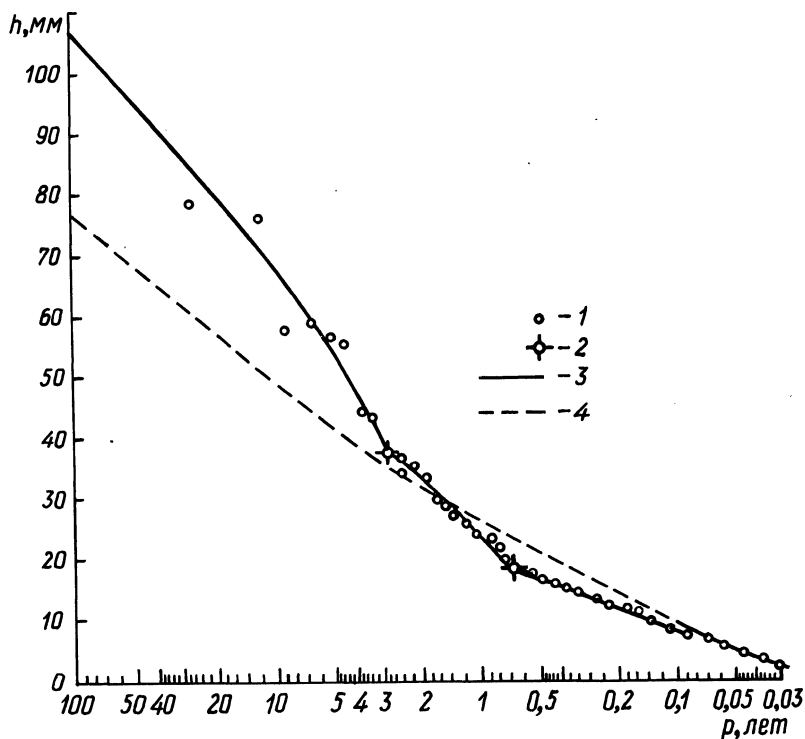


Рис. 1. Кривые распределения периодов однократного превышения суммы осадков за дождь на метеостанции Верхнедвинск: 1 — эмпирические точки; 2 — точки излома кривой; 3 — аналитическая суммарная кривая из составных участков с относительно однородными совокупностями; 4 — аналитическая кривая с параметрами, установленными сразу по всему ряду относительно разнородной совокупности.

родными. При расчетах речного стока в аналогичных случаях [5] рекомендуется устанавливать вероятные причины возникающей неоднородности в пределах всей совокупности, а также однородности ее отдельных частей. Затем определяются параметры кривых обеспеченности стока для каждого участка и методом композиции строится расчетная кривая, отвечающая всей совокупности.

Физических причин нарушения однородности изменения сумм осадков за

дожди разной повторяемости авторы назвать не могут. Прямо из [5] перенести методику построения суммарных кривых распределения нельзя. Нами для каждого из выделенных участков определялись параметры аналитических кривых по изложенной методике: во-первых, для определения $h_{\text{мин}}$ и \bar{s} в каждом случае используются минимальное значение h и максимальное s последнего члена совокупности участка (где значения h и s отсчитываются от общего начала координат, т.е. в число s входят дожди не только данного, но и вышележащих участков); во-вторых, при определении параметров α и k применяются члены совокупности только данного участка (в выражениях (4), (5), (6) число m равно числу членов в пределах участка). Построенные для каждого участка аналитические кривые ограничены снизу и не ограничены сверху. Их нижние точки фиксируются принятыми по эмпирическим данным параметрами $h_{\text{мин}}$ и \bar{s} . Точки излома общей кривой нами включались попеременно в качестве последнего члена вышележащего и первого члена нижележащего участка. Практически в верхних частях аналитические кривые нижнего и среднего участков совсем близко подходят к точкам излома. Поэтому не представляет трудности графически объединить аналитические кривые участков в общую для всей совокупности суммарную кривую.

Значения параметров аналитических кривых участков приведены в табл. 2, а координаты суммарных аналитических кривых — в табл. 3. Как показано в табл. 2 и на рис. 1 (на примере одной стадии), эти аналитические кривые согласуются с эмпирическими. Здесь для 13 станций вычисленные значения критерия меньше критических 5 %-ной значимости и для 2 станций находятся между значениями критических 5- и 1 %-ной значимости. Величины отклонений ординат аналитических и эмпирических кривых не превышают 17 %, среднеквадратические составляют 3–7 %.

Значения коэффициентов корреляции, установленные по формуле (6), имеют очень высокие значения, превышающие 0,8 ($r = 0,972–0,998$) для единых кривых; 0,895–0,997 для верхних, 0,982–0,997 для средних, 0,986–0,999 для нижних участков суммарных кривых). Коэффициенты дают общее представление о тесноте связей сопоставляемых кривых, однако они не могут быть использованы для оценки согласия между аналитическими и эмпирическими кривыми.

В верхних участках эмпирических кривых экстремальные значения сумм осадков за дождь иногда значительно отличаются от всех других значений. Проверка однородности этих совокупностей с помощью критерия Диксона [6] показала, что лишь для станции Бобруйск экстремальная величина 128,5 мм могла быть признана непрезентативной и подлежащей исключению при определении параметров.

Приведенные в табл. 3 значения сумм осадков с периодом однократного превышения $p > 20–30$ лет, хотя и являются экстраполяцией аналитических кривых за пределы наблюдений, не противоречат полученным представлениям о возможных их значениях. Исключение — по станции Волковыск.

Полученные результаты о суммарных аналитических кривых (см. табл. 2 и 3) могут быть использованы для практических целей. Открытым остается вопрос построения таких кривых для пунктов без плювиографических наблюдений.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-32-74. Нормы проектирования. Канализация, Наружные сети и сооружения. — М., 1975, с. 89. 2. Алексеев Г.А. Расчеты паводочного стока рек СССР. — Л., 1955, с. 198. 3. Брукс К., Карузерс Н. Применение статистических методов в метеорологии: Пер. с англ. — Л., 1963, с. 416. 4. Метеорологический ежемесячник. Вып. 7, ч. 2, № 1–13. — Минск, 1961–1980. 5. Рождественский А.В., Чеботаров А.И. Статистические методы в гидрологии. — Л., 1974, с. 424. 6. Артемьева Н.П., Лившиц И.М. Применение статистических критериев для исключения выделяющихся членов гидрологических рядов. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1972, вып. 2, с. 5–16.

УДК 628.143.001.2

В.Л.СТАРИНСКИЙ, канд.техн.наук (БПИ)

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОВЫПУСКОВ И ВОЗДУХОВПУСКНЫХ УСТРОЙСТВ ВОДОПРОВОДНЫХ ЛИНИЙ

Расчет водовыпусков и воздухопускных устройств водопроводных линий, разработанный А.А.Суриным несколько десятилетий назад [1, 2] и используемый до настоящего времени без каких-либо изменений, имеет ряд существенных недостатков и требует уточнения. Во-первых, он предусматривает ограничения на длину опораживаемых линий (до 1,5 км) и вполне определенное соотношение между диаметрами этих линий и их водовыпусков (около 3,5). Во-вторых, не учитывает влияния напора водовыпуска и гидравлического сопротивления линий на процесс и время их опорожнения.

В связи с необходимостью учета этих факторов при современном проектировании водопроводных сетей рассмотрим процесс опорожнения наклонных водопроводных линий без наложения на факторы каких-либо искусственных ограничений. В частности, из условия баланса напоров представленной на рис. 1, а опораживаемой линии можно составить равенство

$$H_B + H_L = (r_B + r_{OL} l_L) Q_B^2, \quad (1)$$

где H_B и H_L — напоры водовыпуска и опораживаемой линии, соответственно; r_B — коэффициент гидравлического сопротивления водовыпуска; r_{OL} — коэффициент удельного (на единицу длины) гидравлического сопротивления опораживаемой линии; l_L — длина заполненной водой части этой линии; Q_B — расход воды из водовыпуска.

Если величину l_L представить через H_L и I_L как $l_L = H_L : I_L$, то выражение (1) получим в виде

$$H_B + H_L = \left(r_B + r_{OL} \frac{H_L}{I_L} \right) Q_B^2 = (r_B + r'_{OL} H_L) Q_B^2, \quad (2)$$

где $r'_{OL} = r_{OL} : I_L$ — коэффициент удельного гидравлического сопротивления опораживаемой линии, отнесенный к единице длины ее вертикальной проекции; I_L — геометрический уклон рассматриваемой линии.

Из выражения (2) следует, что

$$Q^2 = \frac{H_B + H_{Л}}{r_B + r'_{ОЛ} H_{Л}}; \quad Q \sqrt{\frac{H_B + H_{Л}}{r_B + r'_{ОЛ} H_{Л}}}; \quad v_B = \frac{4}{\pi d_B^2} \sqrt{\frac{H_B + H_{Л}}{r_B + r'_{ОЛ} H_{Л}}}, \quad (3)$$

где d_B – диаметр водовыпуска.

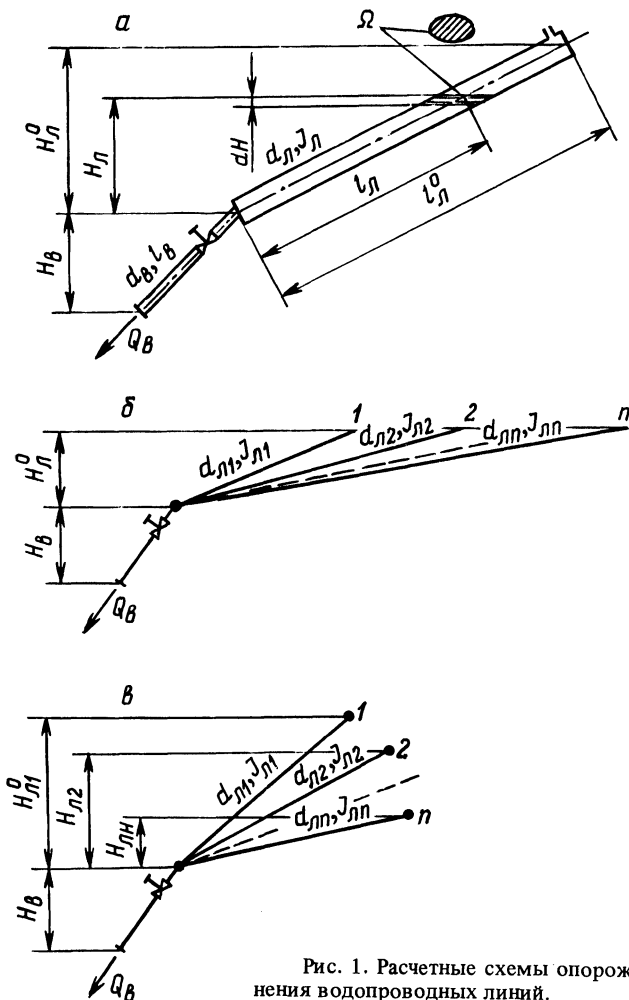


Рис. 1. Расчетные схемы опорожнения водопроводных линий.

Величину коэффициента гидравлического сопротивления водовыпуска определяют по формуле $r_B = r_{ОВ} l_B + 16(1 + \sum \xi_B) / 2g\pi^2 d_B^4$, где $r_{ОВ}$ – коэффициент удельного гидравлического сопротивления водовыпуска; l_B – длина водовыпуска; $\sum \xi_B$ – сумма коэффициентов всех местных сопротивлений водовыпуска; g – ускорение земного тяготения.

Из выражений (3) следует, что расход воды водовыпуска и скорость истечения из него потока зависят от соотношения величин H_B, H_L, r_B и $r'_{ол}$. Поскольку величина H_L во всех случаях изменяется от своего максимального значения H_L^0 до 0, характер истечения из водовыпуска будет определяться соотношением величин H_B, r_B и r'_L . При этом могут иметь место следующие три характерных случая: 1) расход и скорость истечения воды из водовыпуска достигают своего максимума в начале опорожнения линии и по мере снижения напора уменьшаются; 2) расход и скорость истечения воды остаются в водовыпуске постоянными на протяжении всего времени опорожнения линии; 3) расход и скорость водовыпуска достигают своего максимального значения в конце опорожнения линии.

Чтобы выяснить, при каких условиях имеет место каждый из них, воспользуемся свойствами производной от Q_B или Q_B^2 по переменному H_L . Для удобства дифференцирования примем производную вида

$$\frac{\partial (Q_B^2)}{\partial H_L} = \frac{r_B + r'_L H_B}{(r_B + r'_L H_L)^2} \quad (4)$$

Поскольку для первого случая производная $\partial Q_B^2 / \partial H_L$ должна быть положительной (с повышением H_L Q_B и Q_B^2 возрастают, и наоборот), то из выражения (4) можно вывести, что это всегда будет иметь место при $r_B > r'_L H_B$. Аналогично можно показать, что второй случай истечения воды из рассматриваемой системы труб наблюдается при $r_B = r'_L H_B$ и третий — при $r_B < r'_L H_B$ (для них производная (4) должна быть соответственно равной нулю и меньше нуля). Эту особенность необходимо учитывать при проектировании их водовыпусков и воздухопускных устройств.

Время опорожнения водопроводной линии найдем из условия равенства объемов вытекаемой из нее воды и освобождаемого в линии пространства за любой элементарный промежуток времени dt , которое представим в виде

$$Q_B dt = \Omega dH, \quad (5)$$

где Ω — площадь горизонтальной поверхности воды и опораживаемой водопроводной линии $\pi d_L^2 : 4I_L$; dH — элементарное снижение уровня воды в линии по вертикали за время dt ; Q_B — расход воды из водовыпуска за этот же промежуток времени.

Разделив переменные в выражении (5) и используя приведенное выше выражение для величины Q_B , получим:

$$dt = \frac{\Omega}{Q_B} dH = \frac{\Omega}{\sqrt{\frac{H_B + H_L}{r_B + r'_L H_L}}} dH = \Omega \sqrt{\frac{r_B + r'_L H_L}{H_B + H_L}} dH.$$

Если проинтегрировать левые и правые части этого выражения соответственно от 0 до T и от H_L^0 до H_B , то окончательно получим, что время опорожне-

ния через принятый водовыпуск рассматриваемой линии в секундах будет равно

$$T = \Omega (\sqrt{(r_B + r'_L H_L^0) (H_B + H_L^0)} - \sqrt{2H_B (r_B + r'_L H_B)}) - \frac{r'_L H_B - r_B}{\sqrt{r'_L}} \ln \frac{\sqrt{r'_L (H_B + H_L^0)} + \sqrt{r'_L H_L^0 + r_B}}{\sqrt{2r'_L H_B} + \sqrt{r'_L H_B + r_B}}. \quad (6)$$

По полученной формуле можно определять время опорожнения не только одной, но и нескольких одновременно опоражниваемых водопроводных линий. Для этого достаточно найти лишь соответствующие им величины Ω и r'_L . Например, если одним водовыпуском с принятыми r_B и H_B опоражнивается одновременно несколько линий, различных по d_L и I_L , но имеющих одинаковые отметки начала и конца (рис. 1, б), то величину T можно определить по формуле (6), принимая

$$\Omega = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_{L1}^2}{I_{L1}} + \frac{d_{L2}^2}{I_{L2}} + \dots + \frac{d_{Ln}^2}{I_{Ln}} \right) \quad \text{и}$$

$$r'_L = \frac{1}{\left(\frac{1}{\sqrt{r_{01} : I_{L1}}} + \frac{1}{\sqrt{r_{02} : I_{L2}}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{r_{0n} : I_{Ln}}} \right)^2},$$

где $d_{L1}, d_{L2}, \dots, d_{Ln}$ — диаметры опоражниваемых линий; $I_{L1}, I_{L2}, \dots, I_{Ln}$ — их геометрические уклоны; $r_{01}, r_{02}, \dots, r_{0n}$ — коэффициенты удельного гидравлического сопротивления этих линий.

При опорожнении по этой схеме n одинаковых по d_L и I_L линий $\Omega = \pi/4 \times n \frac{d_L^2}{I_L}$ и $r'_L = r_{0L}/n^2 I_L$. Когда опоражниваемые одним водовыпуском линии имеют различные диаметры, уклоны и отметки верхних концов (рис. 1, в), в работу на опорожнение они включаются последовательно, по мере снижения уровня воды. Время полного опорожнения такой системы линий $T = T_1 + T_2 + \dots + T_n$. Здесь T_1, T_2, \dots, T_n — продолжительность опорожнения рассматриваемой системы линий в пределах выделенной разности характерных уровней воды или напоров, соответствующих концам рассматриваемых линий, например в пределах разности напоров $H_{L1}^0 - H_{L2}^0$; $H_{L2}^0 - H_{L3}^0, \dots, H_{Lp}^0 - H_B$. При этом величины T_1, T_2, \dots, T_n определяются с учетом числа одновременно работающих в пределах каждой из выделенных разностей напоров линий и соответствующих им значений Ω и r'_L .

Правильно запроектированный водовыпуск, согласно существующим нормам, должен обеспечить опорожнение рассматриваемой системы трубопроводов не более чем за 2 ч.

Диаметры воздухопускных устройств опоражниваемых линий определяются из необходимости подачи в них воздуха в количестве, равном максимальному расходу воды водовыпуска в целом и каждой линии в отдельности. Для этого используются объемно-балансовые уравнения:

$$\frac{\pi d_B^2}{4} v_{B \max} = \sum_{i=1}^n \frac{\varphi \pi d_{i \text{ВОЗД}}^2}{4} v_{\text{ВОЗД}} \quad (7)$$

и

$$\frac{\xi_i \pi d_B^2}{4} v_{B \max} = \frac{\varphi \pi d_{i \text{ВОЗД}}^2}{4} v_{\text{ВОЗД}}, \quad (8)$$

где $v_{B \max}$ — максимальная скорость истечения воды из водовыпуска; φ — коэффициент скорости воздушного потока воздуховпускного устройства, принимаемый равным 0,9; $v_{\text{ВОЗД}}$ — скорость воздуха в нем — 40–50 м/с; $d_{i \text{ВОЗД}}$ — диаметр воздуховпускных устройств отдельных линий опорожняемой системы трубопроводов; ξ_i — коэффициент, учитывающий долю расхода воды из рассматриваемой линии в общем расходе водовыпуска и определяемый по формуле

$$\xi_i = \frac{d_{\text{Л}i}}{l_{\text{Л}i}} \sum_{i=1}^n \frac{l_{\text{Л}i}}{d_{\text{Л}i}}.$$

Из выражений (7) и (8) легко вывести, что требуемые диаметры воздуховпускных устройств опорожняемых линий должны удовлетворять требованиям

$$d_{i \text{ВОЗД}} = d_B \sqrt{\frac{\xi_i}{\varphi} \frac{v_{B \max}}{v_{\text{ВОЗД}}}} \quad \text{и} \quad \sum_{i=1}^n d_{i \text{ВОЗД}}^2 = \frac{d_B^2}{\varphi} \cdot \frac{v_{B \max}}{v_{\text{ВОЗД}}}.$$

Как показывает анализ полученных расчетных зависимостей, на работу водовыпусков и воздуховпускных устройств водопроводных сетей и водоводов, кроме диаметров, уклонов, длин, числа и схемы расположения опорожняемых линий, существенное влияние оказывает и напор водовыпуска H_B . С его увеличением возрастают расход водовыпуска и скорость истечения из него воды, уменьшаются диаметр водовыпуска и время опорожнения водопроводных линий. Поэтому при проектировании водовыпусков необходимо предусматривать возможность создания полного использования этого напора. Однако предельно возможное значение величины H_B из условия обеспечения сплошности потока в водовыпуске должно быть не более

$$H_{B \max} \leq \frac{P_2 - P_1}{\rho g} + \Delta h_B \approx (6 \div 8 \text{ м}) + \tau_B Q_B^2,$$

где p_1 и p_2 — давление соответственно в начале и конце водовыпуска; ρ — плотность воды; g — ускорение силы земного тяготения; Δh — потери напора в водовыпуске; $6 \div 8 \text{ м}$ — предельно допустимая разность напоров между началом и концом водовыпуска, исключая разрыв в нем сплошности потока вследствие возможного образования вакуума.

Кроме того, необходимо предусмотреть мероприятия, обеспечивающие работу водовыпуска полным сечением по всей его длине. Для этого выброс

воды из водовыпуска должен осуществляться под уровень водоприемника. Там, где это невозможно по санитарным соображениям и требуется осуществить разрыв струи в конце водовыпуска, необходимо предусмотреть местный изгиб трубы кверху с подъемом ее оси на величину диаметра водовыпуска.

С помощью этих же расчетных зависимостей легко установить фактическую картину работы проектируемых водовыпусков и правильно наметить параметры воздухопускных устройств для опорожняемых линий. При этом важным моментом является правильное установление времени наступления максимальных расходов и скоростей в водовыпуске в зависимости от условий его работы, а не принятие его в начале опорожнения линий, как это имеет место в настоящее время.

ЛИТЕРАТУРА

1. Справочник проектировщика: Водоснабжение населенных мест и промпредприятий. – М., 1977. – 287 с. 2. Сурица А.А. Выбор схем водоснабжения. – Л., 1927. – 236 с.

УДК 626.88

И.Л.ВОПНЯРСКИЙ, Н.М.ВАРНАКОВ, канд-ты техн.наук,
А.Н.СИДОРОВ, А.В.МОЛОЧКО (БПИ)

РЫБОЗАЩИТНОЕ УСТРОЙСТВО С ИМПУЛЬСНОЙ СТРУЙНОЙ ОЧИСТКОЙ СЕТКИ

Существующие механические рыбозащитные устройства (РЗУ), включающие в виде заграждения металлические сетки различной конфигурации [1–3 и др.], имеют ряд недостатков, связанных в первую очередь с низкой эффективностью применяемых способов очистки сетки.

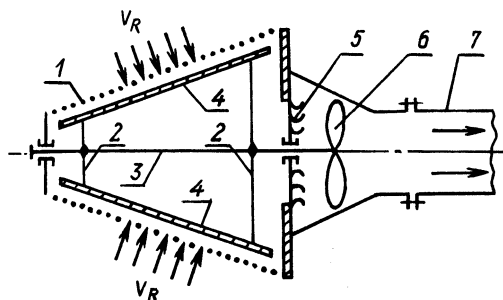


Рис. 1. Принципиальная схема конструкции модели РЗУ.

В предлагаемом РЗУ с помощью специального устройства создается импульсный противоток воды, препятствующий оседанию на сетке молоди рыбы и других плавающих тел. На рис. 1 приведена принципиальная схема конструкции его модели, изготовленной для экспериментальных исследований. Боковая поверхность сетчатого усеченного конуса 1 выполнена из листовой стали с перфорацией (диаметр отверстий 2 мм, отношение площади отверстий к площади сетки – 0,25). Угол при основании образующей равен 45° . Внутри конуса на стойках 2 вала 3 закреплены две наклонные пластины 4 под углом

20° к сетчатому полотну. Вал имеет опоры в вершине конуса и в центре направляющего аппарата 5. На хвостовой части вала закреплено турбинное колесо 6. Всасываемый через патрубок 7 поток жидкости вращает турбинное колесо, а, следовательно, и пластины, которые, являясь фактически короткими (усеченными) динамическими лопатками, сообщают жидкости импульс, направленный навстречу основному потоку.

С целью проверки работоспособности РЗУ исследования поля скоростей на сетке и импульсивного движения, создаваемого вращающимися пластинами, были проведены предварительные гидравлические испытания.

Модель РЗУ, установленная в начале всасывающей линии центробежного насоса, опускалась под уровень воды в гидравлический лоток шириной 0,5 и высотой 0,9 м. В опытах уровень воды поддерживался постоянным. Измерение скоростей производилось на 15 вертикалях через 1 см по длине образующей конуса в точках каждой вертикали на одинаковом расстоянии от поверхности сетки. Первая точка бралась на расстоянии 5 мм от сетки, следующие четыре — через 3 и далее через 5 и 10 мм. Скорость измерялась специально изготовленной скоростной трубкой, протарированной в мерном лотке.

Для оценки влияния пластин на распределение скоростей опыты проводились для одинаковых расходов воды при наличии пластин и без них. Расходы замерялись в напорной линии насоса расходомером Вентури.

На рис. 2 показаны эпюры скоростей на расстоянии 5, 11, 30 и 50 мм от поверхности сетки при двух расходах работы РЗУ с пластинами и одном расходе без них. Из рисунка следует, что эпюры скоростей при работе РЗУ с пластинами в двух опытах с разными расходами подобны. Величина скоростей в пределах от 4- до 12-й вертикали изменяется незначительно. Наблюдается лишь небольшое увеличение скоростей на 4- и 6-й вертикалях и уменьшение к вершине конуса (12-я вертикаль). В опытах с пластинами у основания конуса (вертикали 2- и 3-я) наблюдаются обратные скорости.

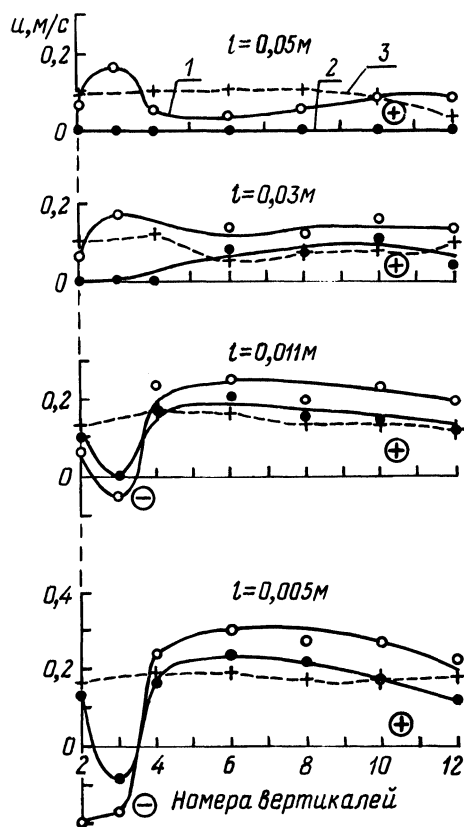
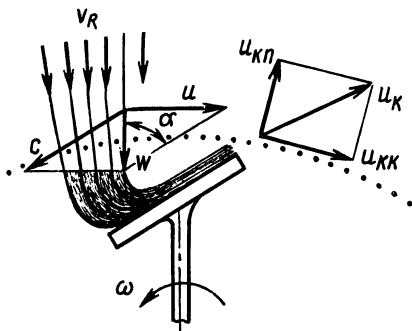


Рис. 2. Эпюры скоростей по образующей конуса РЗУ. Расход: 1 — 7,5 л/с (с пластинами); 2 — 5,7 (с пластинами); 3 — 7,5 л/с (без пластин); l — расстояние от поверхности конуса.

Рис. 3. Образование кумулятивной струи на пластине.



Сравнение эпюр скоростей при работе РЗУ с пластинами и без них показывает, что распределение скоростей по образующей конуса достаточно равномерное, а излом эпюры у его основания объясняется конструктивными особенностями модели и может быть устранен.

Наблюдением за плавающими в воде частицами (бумага, нити и др.), специально вносимыми в поток, установлено частичное отклонение выбрасываемого у основания конуса потока, что, вероятно, и приводит к некоторому увеличению скоростей на 4- и 6-й вертикалях.

Как показали опыты, в результате импульса противотока, создаваемого вращением пластин вокруг сетчатого полотна, образуется как бы волновая завеса, отпугивающая молодь рыбы и препятствующая ее подходу к сетке. При этом возникает импульсное движение по поверхности сетки в направлении, обратном вращению пластин. Взвешенные в воде мелкие частицы увлекаются этим потоком и вращаются вокруг сетки, не оседая на ней (кроме небольшого участка у вершины конуса). Тем самым создаются условия для отвода рыбы в рыбоотвод, а мусора — в мусоропровод.

Движение плавающих частиц вдоль сетки в направлении, обратном вращению пластины, можно объяснить образованием на ней кумулятивной струи, удельная кинетическая энергия которой превосходит удельную кинетическую энергию притекающего потока.

Окружная скорость потока (рис. 3), падающего под углом α на пластину, при обратном движении (пластина неподвижна) будет равна

$$u = \frac{\pi R n}{30}, \quad (1)$$

где R и n — радиус и число оборотов пластины.

Скорость кумулятивной струи U_K можно получить из параллелограмма скоростей (см. рис. 3): $\vec{u}_K = \vec{c} + \vec{w} + \vec{v}_R$, где v_R — скорость потока вдоль поверхности пластины,

$$c = u / \sin \alpha; \quad (2)$$

w — скорость потока нормальная к поверхности сетки,

$$w = u \operatorname{ctg} \alpha. \quad (3)$$

С учетом выражений (1), (2), (3) $u_K = \frac{\pi n}{30} R \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} + v_R$. Действительная скорость кумулятивной струи

$$u_K = \varphi \left(\frac{\pi n}{30} R \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} + v_R \right), \quad (4)$$

где $\varphi < 1$ – коэффициент, учитывающий сопротивления сетчатого полотна и ударные потери при взаимодействии потока с пластиной.

Выражение (4) позволяет определять расчетные кинематические и динамические характеристики кумулятивной струи, а также величину крутящего момента, необходимого для привода во вращение наклонной пластины.

Составляющая u_k скорости кумулятивной струи создает импульсное движение, которое перемещает плавающие тела вокруг сетки в направлении, обратном вращению пластины, а также отпугивает мальков рыбы при подходе к сетке.

Таким образом, предварительные опыты подтвердили исходные принципиальные положения, заложенные в предлагаемую конструкцию РЗУ, и целесообразность его применения в водозаборных сооружениях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Б и р з н я к О.А., К и п п е р Э.М. Рыбопропускные сооружения. – М., 1960. – 96 с. 2. Х и м и ц к и й К.Ф. Состояние рыбозащиты в береговых водозаборах с плоскими и ленточными сетками. – Водоснабжение и сантехника, 1971, № 10, с. 19–23. 3. Ц ы п л я е в А.С. Рыбозащитные сетчатые установки с рыбоотводом. – М., 1973, с. 32.

УДК 621.684

Э.П.КОВАЛЕНКО, канд.техн.наук (ЦНИИКИВР)

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОТЕНЦИАЛЬНОЙ ЭНЕРГИИ ВЕТРОВЫХ ВОЛН

Внутренние водоемы обладают большими запасами механической и потенциальной энергии в виде энергии ветровых волн.

Потенциальная энергия частицы воды в теле волны непрерывно меняется при изменении высоты, на которой находится рассматриваемая частица в тот или иной момент времени.

Осредненная потенциальная энергия всей толщи взволнованных вод, отнесенная к единице поверхности [1]

$$E_p = \frac{1}{16} g \rho h^2, \quad (1)$$

где E_p – осредненная потенциальная энергия волн; ρ – плотность воды; g – ускорение силы тяжести; h – высота системы волн.

Для использования потенциальной энергии волн предложен ряд устройств. Среди них известны объемные волновые насосы, содержащие закрепленную на опоре в водоеме рабочую камеру, надводная стенка которой связана с приводным устройством, взаимодействующим с волнами, возникающими на поверхности водоема. Недостатком таких насосов является сложность конструкции, обеспечивающей работу устройства при различных уровнях жидкости в водоеме. Однако ее можно упростить, выполнив приводное устройство в виде заполненной газом и погруженной в жидкость камеры переменного объема, одна из стенок которой связана с подвижной стенкой рабочей камеры, а другая – с опорой [2].

На рис. 1 приводится принципиальная схема такого устройства.

На опоре 1 в водоеме установлена рабочая камера 2 насоса, например, сифонного типа. Камера снабжена всасывающим 3 и напорным 4 клапанами и подающим трубопроводом (шлангом) 5. Рабочая камера 2 охвачена заполненной газом герметичной приводной камерой 6 переменного объема (возможно, также сифонного типа). Подвижные 7 и неподвижные 8 стенки рабочей и приводной камер общие. Насос устанавливается под минимально возможным уровнем жидкости в водоеме.

При периодическом изменении уровня жидкости в водоеме трансформируется давление столба жидкости. Это вызывает изменение объема приводной камеры, заполненной газом. Так, при прохождении гребня волны над насосом давление повышается и камера 6 сжимается, вызывая сжатие рабочей камеры 2 и нагнетание жидкости через клапан 4 и трубопровод 5 к потребителю. При прохождении над насосом впадины волны давление снижается и объем камер 2 и 6 за счет расширения газа увеличивается. В дальнейшем цикл повторяется. Аналогично работает насос и при других колебаниях уровня жидкости в водоеме, например в результате приливов и отливов.

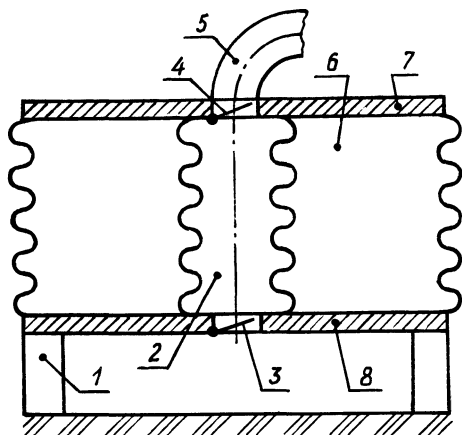


Рис. 1. Принципиальная схема объемного волнового насоса.

Действие сил давления на подвижную стенку 7 определяется соотношением

$$P\omega = P_1(\omega - \omega_0) + P_2\omega_0, \quad (2)$$

где ω — площадь рассматриваемой стенки; ω_0 — площадь той же стенки, приходящаяся на камеру 2; P — давление воды на стенку 7 сверху на единицу площади; P_1 — давление газа на стенку 7 на единицу площади; P_2 — давление воды, находящейся в камере 2, на стенку 7 на единицу площади.

Соотношение (2) можно записать в виде

$$P_2 = Pn - P_1(n-1), \quad (3)$$

где $n = \omega/\omega_0$.

При допущении, что при этом наблюдается изотермический процесс, приближенно можно считать [4]

$$\frac{\Delta V}{V} = -\frac{\Delta P_1}{P_1}, \quad (4)$$

где ΔV — изменение объема газа; V — средний объем газа в устройстве; ΔP_1 —

изменение давления газа; $P_1 = (P_{1 \text{ min}} + P_{1 \text{ max}}) : 2$ – среднее давление газа в устройстве.

Нетрудно видеть, что

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H_2}{H_2}. \quad (5)$$

Здесь ΔH_2 – изменение высоты объема газа; H_2 – средняя его высота.

Давление вод на стенку 7 сверху на единицу площади можно представить в виде

$$P = P_{0 \text{ min}} + \gamma(\Delta H_2 + h_2), \quad (6)$$

где $P_{0 \text{ min}}$ – давление воды на стенку 7 сверху на единицу площади при минимальной отметке волны; h_2 – высота волны над минимальным уровнем воды; γ – удельный вес воды.

Подставляем значение ΔH_2 из уравнений (5) в (6) и полученное значение P из (6) в (3):

$$P_2 = [P_{0 \text{ min}} + \gamma(\frac{\Delta V}{V} H_2 + h_2)]n - P_1(n-1). \quad (7)$$

Соотношение (7) позволяет подобрать параметры устройства, обеспечивающие заданное давление P_2 в камере 2 при расчетной высоте волн h_B .

Работа приводной камеры волновых объемных насосов основана на процессе сжатия–расширения газа, что приводит к уменьшению их коэффициента полезного действия.

При совмещении оси x с направлением горизонтально расположенного трубопровода уравнение движения жидкости можно записать в виде [5]

$$\frac{du_{\text{ж}}}{dt} + g \frac{u_{\text{ж}}^2}{K^2} = -\frac{1}{\rho_{\text{ж}}} \frac{\partial P_{\text{ж}}}{\partial x}, \quad (8)$$

где $u_{\text{ж}}$ – средняя скорость потока; t – время; K – параметр, определяющий гидравлическую проводимость трубопровода.

Для газа (пренебрегая его сжатием-расширением при изменении давления) также имеем

$$\frac{du_{\Gamma}}{dt} + g \frac{u_{\Gamma}^2}{K^2} = -\frac{1}{\rho_{\Gamma}} \frac{\partial P_{\Gamma}}{\partial x}. \quad (9)$$

В случае $\partial P_{\Gamma} / \partial x = \partial P_{\text{ж}} / \partial x$,

$$\left(\frac{du_{\text{ж}}}{dt} + g \frac{u_{\text{ж}}^2}{K^2} \right) / \left(\frac{du_{\Gamma}}{dt} + g \frac{u_{\Gamma}^2}{K^2} \right) = \frac{\rho_{\Gamma}}{\rho_{\text{ж}}}. \quad (10)$$

Для воды и воздуха при давлении 760 мм рт. ст. $\rho_{\text{ж}} / \rho_{\Gamma} \approx 770$.

Следовательно, один и тот же градиент давления вызовет в воздушной

среде скорости по крайней мере на один порядок выше, чем в воде. Тогда, если установка выполнена с последовательно расположенными насосами, то КПД ее выше КПД одиночного волнового насоса [3].

На рис. 2 изображен фронтальный вид такой установки в разрезе. Волновая насосная установка содержит насос 1 с заполненной газом и погруженной под уровень воды приводной камерой 2 переменного объема, внутри которой размещена рабочая камера 3, связанная с напорным трубопроводом 5 с помощью отверстия 4 и имеющая крышку 6 и днище 7, общие с приводной камерой 2. При выполнении установки по крайней мере с двумя последовательно расположенными насосами 1 установка должна дополнительно содержать газовод 8 и приводные камеры 2 насосов 1, последовательно соединяться с последним с помощью отверстия 9. Причем крышки 6 камер 3, снабженные клапанами 10, установлены неподвижно, а днища 7 с клапанами 11 — с возможностью вертикального перемещения.

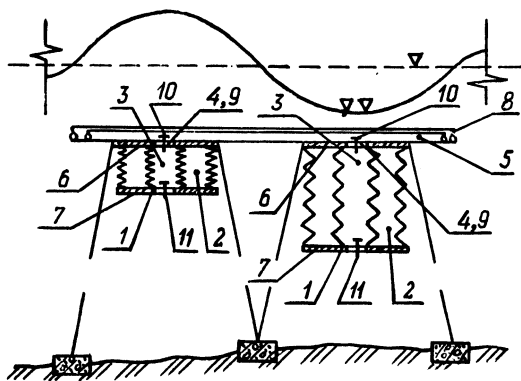


Рис. 2. Схема волновой насосной установки.

Установка работает следующим образом. При повышении уровня вод над приводной камерой 2 первого насоса 1 и уменьшении — над приводной камерой 2 второго насоса 1 давление жидкости на днище 7 первой приводной камеры увеличится, а на днище 7 второй — уменьшится. Соответственно изменится давление днищ 7 на газ, содержащийся в первой и второй приводных камерах. В результате газ через отверстие 9 выходит из первой приводной камеры 2 и проходит по газоводу 8 в отверстие 9 второй приводной камеры. При этом днище 7 первой приводной камеры поднимается, стремясь уравновесить давление в приводных камерах 2, а днище 7 второй приводной камеры — опускается. Вода из рабочей камеры 3 первого насоса вытесняется через отверстие 4 и клапан 10 в напорный трубопровод 5 и всасывается через клапан 11 в рабочую камеру 3 второго насоса из водоёма. Когда уровень воды над первым насосом 1 уменьшится, а над вторым — увеличится в результате продвижения волны, газ из второй приводной камеры через отверстие 9 по газоводу 8 поступит в первую приводную камеру. При этом из рабочей камеры 3 второго насоса вода вытесняется через отверстие 4 и клапан 10 в напорный трубопровод и всасывается в рабочую камеру 3 через клапан 11, расположенный в днище 7, из водоёма.

Поскольку насосы установки расположены над противоположными фазами волны, процесс всасывания и нагнетания насосами 1 будет производиться поочередно.

Использование описываемой конструкции позволит повысить КПД волновой насосной установки, у которой в качестве привода насоса применяется изменение давления воды при волнении моря или водохранилища.

Предлагаемые устройства позволяют более эффективно использовать потенциальную энергию ветровых волн по сравнению с существующими.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шулейкин В.В. Физика моря. — М., 1968. 2. А.с. № 505820 (СССР)/Коваленко Э.П., Бирицкий М.И. Объемный волновой насос. Оpubл. в Б.И., 1976, № 9, 3. А.с. № 779662 (СССР)/Коваленко Э.П. Волновая насосная установка. — Оpubл. в Б.И., 1980, № 32. 4. Башта Т.М. Машиностроительная гидравлика. — М., 1963. 5. Коваленко Э.П. Исследование движения воды в открытых руслах. — Минск, 1963. — 224 с.

УДК 627.8

В.Е.ЛЕВКЕВИЧ (ЦНИИКИВР)

РЕГРЕССИОННАЯ МОДЕЛЬ ПРОЦЕССА ПЕРЕРАБОТКИ БЕРЕГОВ МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩ

При назначении берегоохранных зон, в также проектировании народнохозяйственных объектов на берегах водохранилищ существенную роль играет прогноз переработки берегов [1]. Известны и в практике прогнозирования используются принципы физического [2], математического [3, 4] моделирования процесса переработки, а также различного рода статистические модели [5]. Однако предлагаемые методы и модели касались лишь крупных водохранилищ. Целью данной работы явилась попытка описания процесса переработки берегов малых водохранилищ путем моделирования, где в качестве инструмента, используемого для построений, предлагается множественный регрессионный анализ.

Ранее установлено, что абразия берегов — многофакторный процесс [1]. В общем случае выражение для определения некоторого параметра профиля переработки можно представить функциональной зависимостью

$$y_t = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n), \quad (1)$$

где под y_t понимается один из следующих параметров переработки: величина отступления бровки берега (S_t); объем переработки (Q_t); ширина подводной части отмели ($B_{п,t}$); ее уклон ($I_{п,t}$); x_i — характеристика фактора, способствующего переработке берега: гидрологические параметры берегового склона и др. Количество аргументов может быть более 20. На основе материалов стационарных наблюдений и рекогносцировочных исследований, а также факторного анализа нами установлено, что развитие процесса переработки в условиях малых водохранилищ происходит под воздействием значительно меньшего количества берегообразующих факторов [6].

В условиях малых водохранилищ процесс переработки определяют: гидрологические факторы (волновой и уровенный режимы), геоморфологические параметры берегового склона (высота и уклон берега, состав и неодно-

где число уравнений равно числу лет эксплуатации водохранилища. Считая, что количество берегообразующих факторов и значения их соотношений (x_1, x_2, x_3) в уравнениях остаются постоянными, выполняется построение графиков изменения коэффициентов регрессии во времени (рис. 1): $a_n = f(t)$.

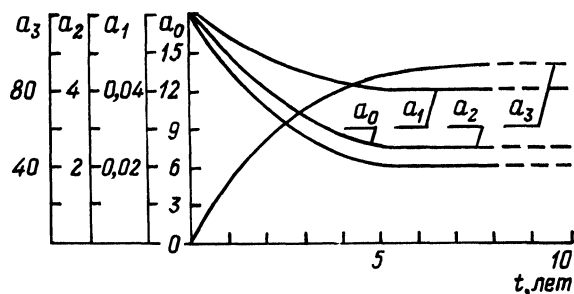


Рис. 1. Изменение коэффициентов регрессии уравнения (4). Водохранилище Дрозды.

Получив ряд графиков для определения коэффициентов регрессии и подставляя последние в уравнение (2), получим выражение, позволяющее рассчитать ту или иную характеристику процесса переработки на заданный срок. После подстановки система (3) примет вид

$$y_1 = f_{01}(t) + f_{11}(t) \left(\frac{D_p}{h_D} \right) + f_{21}(t) \left(\frac{h_{1\%}}{\Delta H_{\text{бл}}} \right) + f_{31}(t) \left(\frac{I_{\text{с}}}{\eta} \right);$$

$$y_2 = f_{02}(t) + f_{12}(t) \left(\frac{D_p}{h_D} \right) + f_{22}(t) \left(\frac{h_{1\%}}{\Delta H_{\text{бл}}} \right) + f_{32}(t) \left(\frac{I_{\text{с}}}{\eta} \right);$$

.....

$$y_n = f_{0n}(t) + f_{1n}(t) \left(\frac{D_p}{h_D} \right) + f_{2n}(t) \left(\frac{h_{1\%}}{\Delta H_{\text{бл}}} \right) + f_{3n}(t) \left(\frac{I_{\text{с}}}{\eta} \right).$$

Выражения являются регрессионными моделями для построения и определения того или иного элемента профиля переработки на любой срок формирования.

Таким образом, рассмотренная методика построения регрессионных моделей, а также принципы расчета того или иного элемента профиля переработки могут быть использованы при прогнозировании береговых процессов на малых водохранилищах в сходных с модельными условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Качугин Е.Г. Геологическое изучение динамики берегов водохранилищ. — М., 1975. — 147 с.
2. Максимчук В.Л. Математическое моделирование переработки абразионно-осыпных берегов хранилищ. — Тез. докл. Всесоюз. науч.-техн. совещ. по динамике берегов водохранилищ, охране и рациональному использованию. — Черкассы, 1979, с. 61–63.
3. Финаров Д.П., Розов А.Л., Белов Д.М. Математическая модель процесса перестроения берегов водохранилищ: Материалы конф. и совещаний по гидротехнике. — Л., 1980, с. 115–121.
4. Белов Л.М. О математическом моделировании процесса размыва берегов водохранилищ ветровым волнением. — Берега водохранилищ: Тез. докл. к пятому совещ. по изучению берегов Сибирских водохранилищ. Иркутск, 1980, с. 113–115.
5. Экзарьян В.Н. Методика построения вероятностной динамико-

кинемагической модели процесса формирования берегов существующих водохранилищ. — Там же, с. 130-132. 6. Левкевич В.Е. Об основных берегообразующих факторах малых равнинных водохранилищ. — Достижения молодых ученых в области геологии, геофизики, географии: Тез. докл. науч.-техн.конф. Пермь, 1980, с. 3-4.

УДК 532.5.071.4

Г.В.ВАСИЛЬЧЕНКО, канд.техн.наук (ЦНИИКИВР)

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗМЫВОВ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ИХ ЗАМЕНИТЕЛЕЙ

Общепризнанным является то, что при использовании размываемых моделей необходимо учитывать совместно критерии динамического подобия водного потока и подобия деформации его основания. Для этого требуется знание критериев размываемости грунта. Автором исследовалась связь между характеристиками течения жидкости в придонной области потока и перемещения частиц несвязного грунта (песок, полимерные материалы) с помощью одновременной видеозаписи сигналов от датчиков скорости (электродов, вводимых в придонный слой) [1, 2] и перемещений частиц грунта.

Исследования показали, что вынос частиц в поток происходит в том случае, когда средняя по высоте верхнего ряда частиц грунта продольная актуальная скорость

$$u_{ca} = \frac{1}{\Delta} \int_0^{\Delta} (\bar{u}_1 + u'_1) dy \quad (1)$$

превысит допустимую $u_{сад}$, соответствующую началу перемещения частицы, а длительность ее действия t_a превысит время выхода частицы в поток $t_{ад}$. В выражении (1) \bar{u}_1 — осредненная во времени придонная скорость; u'_1 — пульсация продольной скорости в течение t_a ; $\Delta = d_{CB}/2$ — абсолютная высота выступов шероховатости; d_{CB} — средневзвешенный диаметр частиц грунта. Поэтому разрушение поверхности грунта потоком происходит при совпадении условий

$$u_{сад} \leq u_{ca} \quad (2)$$

и

$$t_{ад} \leq t_a \quad (3)$$

В соответствии с этим интенсивность отрыва частиц грунта от дна характеризуется совместной вероятностью P_a наступления условий (2) и (3) и размером вихрей L_a у дна. Кроме того, она может характеризоваться количеством частиц N_a , выносимых в поток с единицы площади дна в единицу времени. Следует заметить, что размыв дна складывается из выноса одних и возврата других частиц грунта на рассматриваемую площадку, но при определении N_a учитываются лишь выносимые частицы.

В общем случае рассмотренные выше величины u_{ca} , t_a , P_a , L_a и N_a зависят от динамической скорости $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$ (τ_0 — касательное напряжение на дне

потока), глубины потока H , размеров частиц грунта $d_{св}$, их веса G и формы. На этой основе оценку устойчивости грунта размыву (2) и (3) можно заменить менее надежным, но более простым критерием через допустимую на размыв динамическую скорость $u_{*д} = f(d_{св}, H, G)$. При таком подходе имеем

$$u_* < u_{*д} \quad \text{— грунт не размывается;} \quad (4)$$

$$u_{*д} = u_* \quad \text{— предельное состояние;} \quad (5)$$

$$u_{*д} < u_* \quad \text{— грунт размывается.} \quad (6)$$

Условия (4)–(6) принимаются при допущении, что в придонном слое потока распределение вероятности пульсаций продольной скорости близко к нормальному. Предельное сопротивление грунта размыву (5) принимается при вероятности появления $u_{сад}$, равной 0,3 % (наибольшая по амплитуде мгновенная скорость). С учетом этого для песков различной неоднородности d_{95}/d_5 в лабораторных условиях при постоянной глубине потока $H = 0,4$ м (рабочая глубина на установке со специальным оборудованием) определены допускаемые на размыв динамические скорости $u_{*д0,4}$ (рис. 1). Влияние глубины потока и размеров частиц песка на турбулентность в его придонной области, а следовательно, на изменение $u_{*д}$ учитывается введением поправочного коэффициента K_* : $u_{*дH} = K_* u_{*д0,4}$, который вычисляется с использованием эмпирической зависимости

$$\lg K_* = \frac{0,0384}{d_{св}^{0,378}} (\lg H - 1,6) * \quad (7)$$

Подбор заменителя песка для размываемой модели осуществляется следующим образом. С учетом геометрических масштабов модели, критериев Фруда, Кармана и трения подбирается диаметр частиц заменителя (для получения нужной шероховатости на модели), при котором обеспечивается подобие осредненного и пульсационного течения жидкости в придонной области моделируемого потока, а при отсутствии искажения геометрических масштабов модели — и подобие динамической скорости. Затем на модели (с учетом указанных критериев и масштабных соотношений) устанавливается течение, соответствующее в натуре случаю предельной динамической скорости $u_{*д}$, и исследуется вероятность перемещения частиц заменителя грунта, имеющих различный вес, но с выбранным ранее размером частиц $d_{св}$. Искомым является заменитель грунта, у которого частицы начинают перемещаться (перекатываться) при появлении актуальной придонной скорости $u_a = \bar{u}_1 + 3\sqrt{\bar{u}_1^2}$ с вероятностью $P_a = 0,3$ %. Далее производится дополнительная проверка подобия течений на модели в требуемом диапазоне изменений глубин и уклонов либо глубин и динамических скоростей.

Если натурные данные о распределении осредненных скоростей $u = f(y)$ в отдельных створах потока при различных значениях глубин и уклонов извест-

* В зависимости (7) средневзвешенный диаметр частиц песка и глубина потока подставляются в сантиметрах.

ны, то проверка подобия кинематики течений осуществляется заданием аналогичных условий на модели и сравнением распределения скоростей через соответствующие масштабы. Затем определяется величина предельной динамической скорости для грунта натуры (см. рис. 1) и производится подбор заменителя по описанной выше методике.

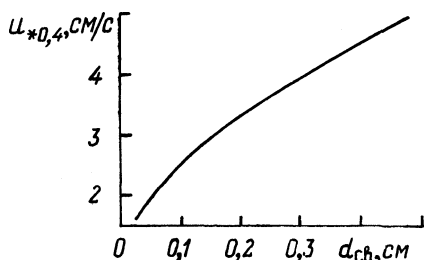


Рис. 1. Зависимость от средневзвешенного диаметра частиц песков ($\gamma = 2,65 \text{ т/м}^3$) допустимой на размыв динамической скорости при глубине потока 0,4 м.

Если натурные данные о распределении скоростей по глубине потока отсутствуют, можно прибегнуть к их расчету в отдельных створах моделируемого участка, где течение близко к плоскому и равномерному (разумеется, если есть такие створы). Для рассматриваемых створов распределение осредненных скоростей определяется путем расчета, например с использованием зависимости [3]:

$$\bar{u} = 2,6u_* [4 + \ln(\frac{y}{\delta} - 0,655)],$$

где $u_* = \sqrt{gHi}$; i — уклон поверхности потока; δ — толщина придонного слоя над шероховатым дном (песок, гравий); $\delta_{ш} = 5,09 \nu / u_{*Г} (\bar{u}_{*Г} / \nu)^{0,798}$, над гидравлически гладким $\delta_{Г} = 7,633 \nu / u_{*Г}$.

Здесь $u_{*Г} = 0,417 u_B / \ln(\frac{Nu_B}{\nu}) - 1,47$; u_B — средняя на вертикали скорость.

Приближенное значение u_B можно вычислить по зависимости

$$u_B = 2,25u_* [3 + 0,2 \ln \frac{u_* \Delta}{\nu} + \ln \frac{H}{\Delta}].$$

Рекомендации по расчету распределения скоростей в придонном слое потока имеются в работе [3].

Возвращаясь к изложенной выше методике подбора заменителя песка для модели, следует отметить, что ее реализация возможна при наличии большого ассортимента заменителей с частицами различных диаметров и веса. Такая возможность существует редко. Поэтому более доступным, хотя менее желательным, является применение того заменителя песка, которым располагает исследователь. Использование случайного заменителя не всегда позволяет обеспечить подобие размывов на модели. Однако иногда удается получить приемлемые результаты. При моделировании во многих случаях искажаются геометрические масштабы моделей, вследствие чего масштаб динамической скорости становится равным

$$M_* = \frac{u_*}{u_{*0}} = \frac{M_H}{\sqrt{M_L}} \quad (8)$$

В свою очередь масштаб глубин M_H можно найти через масштаб скоростей. Например, при моделировании по критерию Фруда необходимо принять

$$M_H = M_u^2 = \left(\frac{u_B}{u_{B0}} \right)^2 \quad (9)$$

В последних зависимостях все обозначения с индексом 0 относятся к модели. Зная геометрические масштабы модели (8, 9) и параметры потока природы, можно установить все другие масштабные соотношения по общепринятым методикам моделирования. Для использования зависимости (8) масштаб M_* вычисляется как отношение допустимых на размыв динамических скоростей песка и его заменителя.

В качестве заменителей песков для моделирования размывов можно рекомендовать полимерные сыпучие материалы, например иониты, которые состоят из частиц различных диаметров (от 0,1 до 2 мм) весом в 1,05–1,2 раза тяжелее воды. Такой материал уже несколько лет применяется в ЦНИИ комплексного использования водных ресурсов Минводхоза СССР. Для исследования придонных течений и перемещений частиц песка при подборе его заменителя в лабораторных условиях автором применялись электрохимический способ измерения скоростей [1, 2] и видеозапись.

ЛИТЕРАТУРА

1. В а с и л ь ч е н к о Г.В. Исследование крупномасштабной турбулентности электрохимическим способом. – В кн.: Гидравлика и гидротехника. Киев, 1970, вып. 10.
2. А.с. № 800886 (СССР). Устройство для измерения величины и направления скорости течения жидкости/ В а с и л ь ч е н к о Г.В., Н е л и п о в и ч Н.Б. – Оpubл. в Б.И., 1981, № 4.
3. В а с и л ь ч е н к о Г.В. Расчет установившегося течения жидкости над шероховатостью. – В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11.

УДК 627.533.2

В.К.КУРСАКОВ (ЦНИИКИВР)

ИССЛЕДОВАНИЕ СКОРОСТЕЙ ПРИ ОБТЕКАНИИ ПОТОКОМ ДАМБ ЗАТАПЛИВАЕМЫХ ПОЛЬДЕРОВ

В последние годы при освоении пойменных земель все большее распространение получают затопливаемые и незатопливаемые польдерные системы [1–3].

Для изучения распределения скоростей течения воды при обтекании потоком затопливаемой дамбы, оценки устойчивости ее размыву проведены экспериментальные исследования на гидравлических моделях.

Согласно [1] и [2], для модели принят один из наиболее распространенных типов дамб со следующими параметрами: высота $P = 1,5$ м, ширина по

верху $B = 2,0$ м, коэффициент заложения верхового и низового откосов $m = 3,0$. При установлении данных параметров исходят из того, что глубина воды на пойме при прохождении летне-осенних паводков не превышает $1,0-1,5$ м, а коэффициент заложения откосов принят с учетом состава грунтов, слагающих тело дамбы [3].

Масштаб модели из условия автомодельности принят $1:10$.

Исследования проводились в гидравлическом лотке с переменным уклоном длиной $L = 50$ м и шириной $B = 0,8$ м. Исследуемый фрагмент дамбы закреплялся на расстоянии 10 м от оголовка лотка, на который уже не влиял вход на скоростную структуру потока. Продольные осредненные скорости на вертикалях фиксировались шариковым датчиком скорости. Уровни воды в верхнем и нижнем бьефах, а также продольного профиля поверхности жидкости при переливе потока через дамбу измерялись шпигетмасштабами. Продольные скорости устанавливались в пяти точках на вертикали, а у поверхности дамбы – более часто. Придонные скорости над дамбой измерялись электродом через 1 мм до глубины $1,5$ см. Это основывалось на принципе изменения величины электрического тока в цепи при соответствующем изменении скорости обтекания потоком электрода. Измерение скоростей проводилось вдоль динамической оси потока, в связи с тем что по его ширине они оставались практически постоянными.

Схема расположения скоростных вертикалей для одной из серий опытов показана на рис. 1. Продольные скорости течения воды измерялись до зоны подпора потока дамбой (начальный створ) на верховом, низовом откосах и на гребне дамбы. Опыты проводились при различных расходах и уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах. Над дамбой средняя скорость потока изменялась в пределах $0,3 \div 1,9$ м/с, а глубины воды $H = (0,5 \div 3)P$ – в зависимости от высоты дамбы P .

Рассматривая характер изменения относительных скоростей u/u_{B0} вдоль исследуемого участка, устанавливаем, что на верховом откосе наблюдается

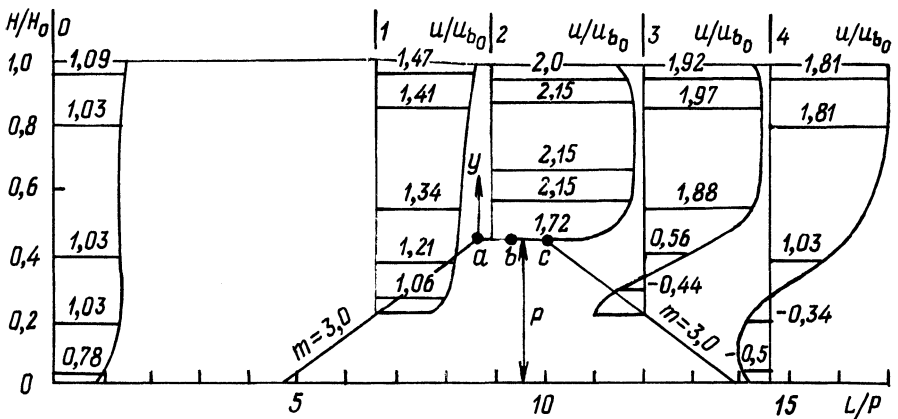


Рис. 1. Эпюры распределения относительных продольных скоростей при обтекании дамбы под углом $\alpha \approx 90^\circ$ к ее оси: u_{B0} – средняя скорость на вертикали в начальном створе 0–0.

плавное уменьшение скоростей от поверхности воды ко дну (см. рис. 1). Путем визуальных наблюдений установлено, что в придонной области линии токов параллельны очертанию верхового откоса. Для обозначения очертаний этих линий в определенные точки потока вводили подкрашенную жидкость. На гребне дамбы наблюдалось значительное увеличение скоростей вследствие уменьшения глубины; наибольшие их значения находятся на расстоянии $(0,2 \div 0,8)H$ от поверхности гребня.

В указанном диапазоне глубин скорости почти не изменяются (см. рис. 1). Для оценки устойчивости размыву гребня дамбы необходимо было перейти к определению придонной скорости и ее пульсации. Установление размеров скоростей в придонной области гребня дамбы производилось с помощью электрода. Изменение относительных осредненных скоростей на гребне дамбы по высоте придонного слоя представлено на рис. 2.

На основании анализа вышеуказанных графиков можно сделать вывод, что наибольшие по величине скорости в придонной области гребня дамбы наблюдаются на его входном участке, который в связи с этим подвержен наибольшему воздействию потока по сравнению с другими участками.

Установлено также, что между динамической скоростью на границе придонного слоя и средней скоростью на вертикали $u_{вг}$ над гребнем дамбы существует постоянное соотношение. Для рассматриваемой схемы ($m = 3,0$; $\Delta = 0,3$ мм) оно равно $u_*/u_{вг} = 0,11$. В общем случае динамическая скорость на гребне дамбы существенно зависит от Δ . Для установления связи между ними можно воспользоваться рекомендациями автора [4].

С этой целью была преобразована зависимость между толщиной природного слоя δ и скоростью на его гребне u_g :

$$u_g = 2127 \frac{v}{\delta} \left(\frac{\Delta}{\delta} \right)^4. \quad (1)$$

В свою очередь u_g связана с динамической скоростью посредством соотношения [4]

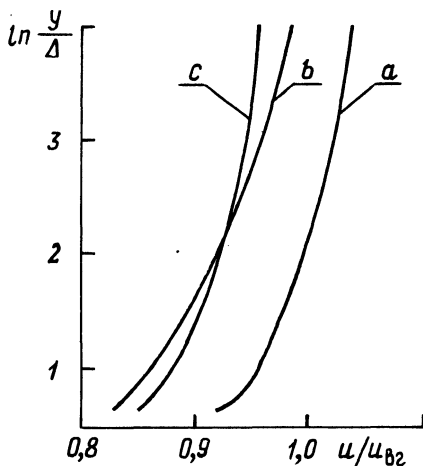
$$u_* = 0,131u_d. \quad (2)$$

Для определения u_* при известной величине Δ используются зависимости (1), (2) и данные рис. 2. Задаваясь различными значениями δ , по зависимости (1) вычисляют u_d и сравнивают с соответствующими величинами u (рис. 2) по одной из кривых $u/u_{вг} = f(y/\Delta)$. Искомой является придонная скорость, если $u_d = u$, а $y = \delta$. Далее, по зависимости (2) вычисляется динамическая скорость.

Необходимая для использования графиков $u/u_{вг} = f(y/\Delta)$ (см. рис. 2) средняя скорость на вертикали $u_{вг}$ вычисляется через удельный расход и глубину потока на гребне дамбы $u_{вг} = q/H - P - \Delta z$. В большинстве случаев перепадом уровней воды Δz перед и за гребнем дамбы можно пренебречь, так как он не превышает 1,5 мм при изменении глубины воды над дамбой $H = (0,5 \div 3,0)P$.

Оценка устойчивости грунта на гребне дамбы размыву осуществляется путем сравнения фактической динамической скорости и допустимой на размыв. Если $u_* < u_{*д}$ — гребень дамбы устойчив к размыву; $u_* > u_{*д}$ — размыв.

Рис. 2. Изменение относительных осредненных скоростей на гребне дамбы по высоте придонного слоя: Δ — абсолютная высота выступов шероховатости поверхности дамбы; $u_{\text{вг}}$ — средняя скорость на вертикали b . Расположение вертикалей a, b, c см. на рис. 1.



вается потоком; $u_* = u_{*Д}$ — имеет место предельное состояние равновесия частиц грунта.

Допустимые на размыв песчаных грунтов динамические скорости получены в лаборатории водохозяйственных сооружений ЦНИИКИВР для песка различной крупности $d_{\text{св}}$ изменялся в пределах 0,05–0,6 см.

Данные скоростей были получены для глубины потока $H = 0,4$ м и по определенным формулам пересчитаны для других глубин. Допустимые на размыв скорости для начальной стадии движения частиц (срыв отдельных частиц) приведены в табл. 1.

Табл. 1. Допустимые на размыв песков различной крупности динамические скорости при различных глубинах потока u_*^* , см/с

$d_{\text{св}}$, см	H			
	0,4 м	1,0 м	1,5 м	2,0 м
0,05	2,10	2,32	2,43	2,50
0,10	2,50	2,70	2,80	2,87
0,20	3,30	3,50	3,60	3,66
0,30	3,90	4,10	4,20	4,27
0,40	4,50	4,71	4,81	4,88
0,50	5,00	5,20	5,30	5,39
0,60	5,50	5,72	5,82	5,90

Таким образом, выполненные исследования дают представление о переливе потока воды через дамбу затопляемого польдера и возможность оценить ее устойчивость размыву.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по проектированию польдерных систем сельскохозяйственного назначения ВТР-11-19-79. — М., 1980. — 112 с. 2. Указания по проектированию обводнения рек мелиоративных систем. ВСН1-63. — М., 1975. — 196 с. 3. СНИП II-52-74. Сооружение мелиоративных систем. — М., 1975. — 25 с. 4. В а с и л ь ч е н к о Г.В. Расчет установившегося течения жидкости над шероховатостью. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11—163 с.

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СКОРОСТЕЙ В РУСЛАХ НЕПРАВИЛЬНОЙ ФОРМЫ СЕЧЕНИЯ

Формулы для расчетов распределения продольных скоростей в сечениях ограниченных поперечных размеров неоднократно предлагались ранее [1–5]. В них поле продольных скоростей рассчитывалось как некоторая комбинация скоростей двух плоских потоков. Аналогичный подход использован и в данной работе.

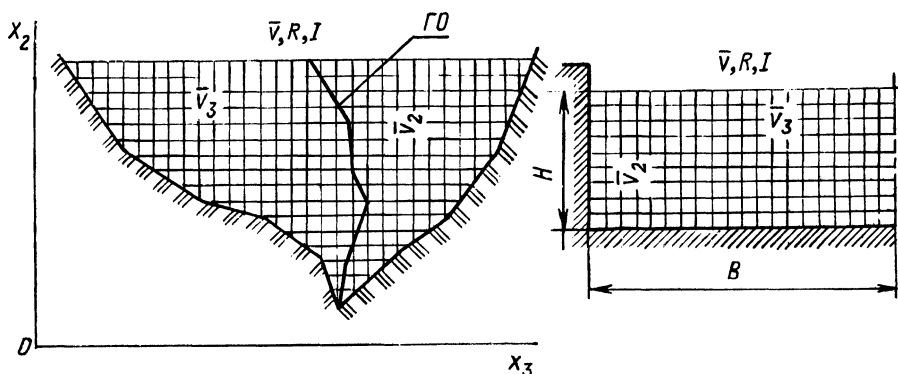


Рис. 1. Схсма к иллюстрации принятой гипотезы.

На рис. 1 представлены русла неправильной формы, а также прямоугольное, для которых принимается равенство средних в сечении скоростей v , если равны их гидравлические радиусы R , уклоны I и средние скорости плоских по вертикали \bar{v}_2 и по горизонтали \bar{v}_3 потоков. Вертикальной штриховкой обозначен гипотетический плоский поток в вертикальной плоскости, параллельной продольному направлению течения, т.е. поток, плоский по вертикали, горизонтальной штриховкой – по горизонтали. На сечении неправильной формы нанесена гидродинамическая ось (ГО) – линия максимальных скоростей, положение которой в первом приближении может быть найдено из распределения скоростей в плоском по горизонтали потоке. В потоке прямоугольного сечения роль ГО играет ось симметрии, так как шероховатость по периметру однородна. Принимаемые в соответствии со сказанным равенства могут быть записаны в виде системы уравнений

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{H} + \frac{1}{B} \quad \text{— из равенства } R;$$

$$\frac{1}{A} \iint_{(A)} v_2 dA = C_3 \sqrt{HI} \quad \text{— из равенства } \bar{v}_2; \quad (1)$$

$$\frac{1}{A} \iint_{(A)} v_3 dA = C_3 \sqrt{BI} - \text{из равенства } \bar{v}_3, \quad (1)$$

где A – площадь русла неправильной формы сечения; H, C_2 – глубина прямоугольного сечения и скоростной коэффициент Шези, определяемые для плоского потока по вертикали в этом сечении; B, C_3 – полуширина прямоугольного сечения и скоростной коэффициент Шези для плоского потока по горизонтали в прямоугольном сечении. Численные значения интегралов системы (1) по зависимостям, приведенным в литературе [5], рассчитываются с учетом шероховатости каждого участка сечения неправильной формы.

В системе (1) левые части равенств относятся к сечению неправильной формы, правые – прямоугольной. Согласно гипотезе утверждается, что при выполнении условий (1) действительные средние скорости в русле неправильной формы и соответствующем прямоугольном сечении равны.

Многие формулы для коэффициента Шези имеют логарифмический вид: $C = N \ln R + E$, где, например, по уточненной формуле И.И.Агроскина [6] $N = (11,94 - 130,2 n)$, $E = 1/n$; по И.К.Никитину [7], с учетом примечания [4], $N = 9,32$, $E = 17,72 - 9,32 \ln \delta$.

Используя в дальнейших преобразованиях для коэффициента Шези формулу логарифмического вида, из второго уравнения системы получим

$$H = e^{\frac{\iint_{(A)} v_2 dA}{NA / HI} - \frac{E}{N}} \quad (2)$$

$$\text{Аналогично, } B = e^{\frac{\iint_{(A)} v_3 dA}{NA / RI} - \frac{E}{N}} \quad (3)$$

$$R = e^{\frac{\iint_{(A)} v dA}{NA \sqrt{RI}} - \frac{E}{N}}. \quad (4)$$

Очевидно, что $R = f(A)$, где A – площадь двумерной области. В выражение (2) входит двойной интеграл в области A , который в физическом смысле выражает расход плоского по вертикали потока. Поэтому он является функцией аддитивной. В дальнейшем воспользуемся тем, что производная по области от интеграла, являющегося ее аддитивной функцией, будет равна подинтегральной функции.

Как видно из использованных выражений, параметр N и параметр E в квадратичной области сопротивлений не зависят от площади. В переходной области, например при использовании формулы И.К.Никитина, E находится в зависимости от площади, что будет учтено в дальнейшем.

Выполнив дифференцирование выражения (4) по А, получим

$$\frac{\partial R}{\partial A} = e \frac{\iint_{(A)} v dA}{NA \sqrt{RI}} - \frac{E}{N} \left(\frac{vNA\sqrt{RI} - N\sqrt{RI} \iint_{(A)} v dA}{N} - NA\sqrt{I} \frac{1}{2\sqrt{R}} \frac{\partial R}{\partial A} \iint_{(A)} v dA - \frac{1}{N} \frac{\partial E}{\partial A} \right). \quad (5)$$

Производную $\partial E/\partial A$ можно вычислить следующим образом. Для области с полным проявлением шероховатости [7] $\ln \frac{u_{*0}\Delta}{v}$ не зависит от $\ln \frac{\Delta}{\delta}$. Значит, $\partial E/\partial A = 0$. Для переходной области можно записать, что $\ln \frac{\Delta}{\delta} = \ln \frac{v_{*0}\Delta}{v} - C_1$, где C_1 — постоянная.

$$\text{Тогда } \frac{\partial E}{\partial A} = -N \frac{\partial \ln \delta}{\partial A} = \frac{N}{2R} \frac{\partial R}{\partial A}.$$

Учитывая изложенное, алгебраические преобразования выражения (5) позволяют получить

$$\frac{\partial R}{\partial A} = \frac{2R(v - \bar{v})}{A(KN\sqrt{RI} + \bar{v})}, \quad (6)$$

где $K = 2$ для квадратичной области сопротивлений; $K = 3$ — для переходной области.

$$\text{Аналогично } \frac{\partial H}{\partial A} = \frac{2H(v_2 - \bar{v}_2)}{A(KN\sqrt{HI} + \bar{v}_2)}; \quad (7)$$

$$\frac{\partial B}{\partial A} = \frac{2B(v_3 - \bar{v}_3)}{A(KN\sqrt{BI} + \bar{v}_3)}. \quad (8)$$

Подставив значения H, B, R из (2) — (4) в первое уравнение системы (1) и выполнив дифференцирование по А с учетом (6) — (8), получим

$$\frac{2R(v - \bar{v})}{R^2 A (KN\sqrt{RI} + \bar{v})} = \frac{2H(v_2 - \bar{v}_2)}{H^2 A (KN\sqrt{HI} + \bar{v}_2)} - \frac{2B(v_3 - \bar{v}_3)}{B^2 A (KN\sqrt{BI} + \bar{v}_3)}. \quad (9)$$

В результате алгебраических преобразований уравнения (9) найдем

$$v = \bar{v} + \frac{R(KN\sqrt{RI} + \bar{v})}{H(KN\sqrt{HI} + \bar{v}_2)} (v_2 - \bar{v}_2) + \frac{R(KN\sqrt{RI} + \bar{v})}{B(KN\sqrt{BI} + \bar{v}_3)} (v_3 - \bar{v}_3). \quad (10)$$

Зависимость (10) можно упростить, учитывая, что $\bar{v} = C\sqrt{RI}$, $\bar{v}_2 = C_2\sqrt{HI}$, $\bar{v}_3 = C_3\sqrt{BI}$.

Тогда

$$v = C\sqrt{RI} + \frac{R^{1,5}(KN+C)}{H^{1,5}(KN+C_2)}(v_2 - \bar{v}_2) + \frac{R^{1,5}(KN+C)}{B^{1,5}(KN+C_3)}(v_3 - \bar{v}_3). \quad (11)$$

Введем обозначения

$$L = \frac{R^{1,5}(KN+C)}{H^{1,5}(KN+C_2)}; \quad M = \frac{R^{1,5}(KN+C)}{B^{1,5}(KN+C_3)}; \quad S = L\bar{v}_2 + M\bar{v}_3.$$

Следует отметить, что \bar{v} , L , M , S определяются по результатам решения системы (1). L и M имеют смысл параметров, учитывающих влияние на поле продольных скоростей границ сечения через гипотетические плоские потоки, соответственно, по вертикали и по горизонтали.

Тогда формулу (11) можно преобразовать в

$$v = \bar{v} + Lv_2 + Mv_3 - S. \quad (12)$$

Таким образом, для русел неправильной формы сечения получена зависимость между местными осредненными скоростями и распределением скоростей плоских потоков в вертикальных и горизонтальных плоскостях, параллельных направлению течения. Она позволяет расчеты поля продольных скоростей v свести к расчетам полей скоростей двух потоков в русле неправильной формы сечения – плоских по вертикали и по горизонтали.

Для распределения скоростей v_2 и v_3 в плоском потоке можно использовать апробированные зависимости. Если воспользоваться для расчета распределения скоростей в плоском потоке формулой Прандтля-Кармана [8], то на основе зависимости (12) для расчета распределения продольных скоростей получим формулу

$$v = \bar{v} + L\bar{v}_2(x_3) \left[1 + \frac{\sqrt{g}}{\chi C_2(x_3)} \left(1 + \ln \frac{D(x_3)}{H(x_3)} \right) \right] + M\bar{v}_3(x_2) \left[1 + \frac{\sqrt{g}}{\chi C_3(x_2)} \left(1 + \ln \frac{D(x_2)}{B(x_2)} \right) \right] - S, \quad (13)$$

где x_2 , x_3 – ордината и абсцисса точки в сечении, для которой определяется местная продольная скорость; $D(x_2)$, $D(x_3)$ – расстояние от ближайшей границы до точки в сечении, измеренное, соответственно, по горизонтальному и вертикальному направлениям; $B(x_2)$, $H(x_3)$ – расстояние от границы соответственно до ближайшей ГО и поверхности, измеренное по горизонтали и вертикали, проходящим через точку (x_2, x_3) ; $C_3(x_2)$, $C_2(x_3)$ – коэффициенты Шези, вычисленные при использовании в качестве гидравлического радиуса $B(x_2)$ и $H(x_3)$; I – уклон; χ – постоянная Кармана; g – ускорение силы тяжести.

При вычислении $C_3(x_2)$ и $C_2(x_3)$ должны использоваться локальные значения шероховатости элементов периметра в точках пересечения его с прямыми, по которым измеряются расстояния $D(x_2)$ и $D(x_3)$.

Если использовать для расчета распределения скоростей в плоском потоке формулу И.К.Никитина [9, 10] с учетом примечания [4], то на основе зависи-

мости (12) для расчета распределения продольных скоростей получим формулу

$$v = \bar{v} + 2,98Lv_{*2}(x_3) \left[\ln \frac{D(x_3)}{\delta_2} + 2,90 - \frac{\delta_2}{D(x_3)} \right] + 2,98Mv_{*3}(x_2) \left[\ln \frac{D(x_2)}{\delta_3} + 2,90 - \frac{\delta_3}{D(x_2)} \right] - S, \quad (14)$$

где $\bar{v}_{*2}(x_3) = \sqrt{gH(x_3)I}$; $\bar{v}_{*3}(x_2) = \sqrt{gB(x_2)I}$; δ_3 и δ_2 — толщины пристенных слоев, определенные, по И.К.Никитину, для плоских потоков вертикального и горизонтального на элементах периметра в точках пересечения его с прямыми, по которым измеряются $D(x_2)$ и $D(x_3)$.

Из (12) или (13) и (14) как частные результаты получают поля продольных скоростей в потоках прямоугольного [4] и трапециевидального [5] сечений.

В качестве примера приведем расчет местной скорости в точке с координатами 8,65; 30,98 поперечного сечения натурального канала (рис. 2) при $I = 0,0000924$; $\bar{v} = 0,999$ м/с; $R = 4,158$ м; $n = 0,025$. По результатам решения системы (1) определяются значения $L = 0,717$; $M = 0,067$; $S = 1,013$ м/с. Входящие в зависимость (13) параметры $B(x_2)$, $D(x_2)$, $D(x_3)$, $H(x_3)$ равны, соответственно, 21,108 м, 18,677, 2,05 и 5,12 м (см. рис. 2). По формуле И.И.Агроскина, после подстановки $H(x_3)$, $B(x_2)$ вместо R вычисляются $C_2(x_3) = 52,569$ и $C_3(x_2) = 63,470$ м^{0,5}/с, что дает возможность по формуле Шеши определить значения $\bar{v}_2(x_3) = 1,18$ и $\bar{v}_3(x_2) = 2,93$ м/с.

Табл. 1. Сравнение скоростей, вычисленных по

$x_3, \text{ м}$	$x_2, \text{ м}$	$v_p, \text{ м/с}$	$v_3, \text{ м/с}$	$x, \%$	$x_3, \text{ м}$	$x_2, \text{ м}$	$v_p, \text{ м/с}$
	11,69	1,159	1,143	-1,4		11,69	1,183
	10,73	1,124	1,157	3,0		10,70	1,148
11,97	8,74	1,013	1,050	3,6	15,97	8,67	1,040
	7,74	0,914	0,948	3,7		7,65	0,944
	6,88	0,636	0,650	2,2		6,76	0,615
	11,69	1,235	1,245	0,8		11,69	1,199
	10,63	1,200	1,208	0,7		10,69	1,167
20,97	8,43	1,088	1,040	-4,6	30,98	8,65	1,061
	7,34	0,989	0,979	-1,02		7,62	0,966
	6,38	0,572	0,547	-4,4		6,73	0,599
	11,69	1,213	1,174	-3,4		11,69	1,194
	10,66	1,180	1,191	0,9		10,68	1,160
37,98	8,53	1,070	1,037	-3,2	39,98	8,61	1,052
	7,46	0,973	1,009	3,8		7,58	0,955
	6,53	0,578	0,602	4,2		6,67	0,621

Вычисленные величины и $\chi = 0,4$, подставленные в зависимость (13), дают значение $v_p = 1,061$ м/с. Результаты вычисления скоростей в других точках живого сечения представлены в табл. 1. Там же приведены измеренные скорости v_3 и относительные отклонения x , рассчитанные по зависимости $x = (v_3 - v_p)/v_0 \cdot 100 \%$, где v_0 — значение, меньшее из двух — v_3 и v_p .

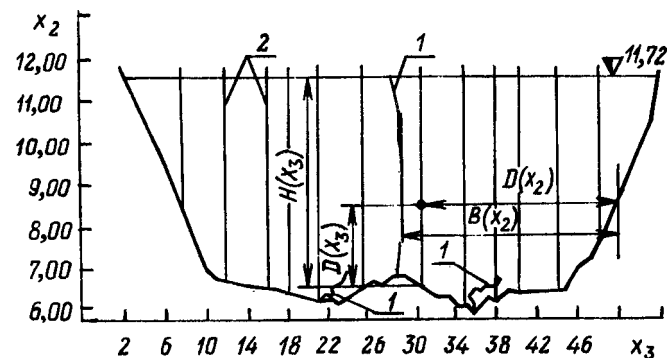


Рис. 2. Поперечное сечение натурального канала: 1 — гидродинамическая ось; 2 — скоростные вертикали.

(13) и измеренных в натурном канале

$v_3, \text{ м/с}$	$x, \%$	$x_3, \text{ м}$	$x_2, \text{ м}$	$v_p, \text{ м/с}$	$v_3, \text{ м/с}$	$x, \%$
1,150	-2,9		11,69	1,205	1,186	-1,6
1,129	-1,7		10,67	1,170	1,112	2,6
1,010	-2,9	17,97	8,57	1,061	1,038	-2,3
0,975	3,3		7,52	0,964	0,962	-0,2
0,641	4,2		6,60	0,587	0,585	-0,4
1,242	3,6		11,69	1,239	1,201	-3,2
1,201	2,9		10,62	1,204	1,242	3,1
1,085	2,3	34,98	8,42	1,093	1,088	-0,5
0,985	2,0		7,32	0,933	0,999	0,6
0,571	-4,9		6,35	0,569	0,595	4,7
1,163	-2,6		11,69	1,180	1,145	-3,06
1,177	1,4		10,69	1,146	1,153	0,6
1,037	-1,4	43,99	8,64	1,035	1,044	0,8
0,934	-2,3		7,61	0,936	0,982	4,9
0,642	3,4		6,71	0,602	0,580	-3,4

Аналогичное сравнение, выполненное более чем для 100 опытов, показывает удовлетворительное согласование расчетных и экспериментальных данных, особенно во внутренней области сечения. Имеющееся отклонение расчетных скоростей от экспериментальных на вертикалях, близких к урезам потока, и особенно у свободной поверхности, можно объяснить использованием обобщенной гипотезы, которая, хотя и позволяет создать единый подход к разработке методики расчета продольного поля скоростей в руслах различной формы сечения, не учитывает трехмерности поля осредненных скоростей в потоке некруглого сечения и других факторов. Этим во многом объясняется уже упоминавшееся отклонение вычисленных скоростей от экспериментальных. Учет влияния поперечных скоростей на продольные и уточнение на этой основе полей продольных скоростей — задача дальнейших исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г о н ч а р о в В.Н. Динамика русловых потоков. — Л., 1962. — 368 с. 2. К о в а л е н к о Э.П. Распределение скоростей в равномерном потоке жидкости. — ИФЖ, 1961, № 4, с. 55–61. 3. К о в а л е н к о Э.П. Исследование движения воды в открытых руслах. — Минск, 1963. — 224 с. 4. Р о г у н о в и ч В.П. К расчету распределения продольных скоростей в двухпараметрических прямолинейных потоках. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1971, вып. 1, с. 64–73. 5. Р о г у н о в и ч В.П., О с и п о в и ч А.А., Ц а ц у к Г.С. Распределение продольного компонента осредненной скорости в однородных по длине потоках трапецидального сечения. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1980, вып. 10, с. 109–117. 6. А г р о с к и н И.И., Ш т е р е н л и х т Д.В. Уточненная формула для коэффициента Шези С. — Гидротехника и мелиорация, 1965, № 9, с. 32–55. 7. Н и к и т и н И.К. Турбулентные течения со сдвигом в задачах гидромеханики: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. — Л., 1968. — 39 с. 8. Проблемы турбулентности. — В сб. пер. стат. О. Рейнольдса, Л.Прандтля, Т.Кармана и др. — М., —Л., 1936. — 332 с. 9. Н и к и т и н И.К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. — Киев, 1963. — 138 с. 10. Н и к и т и н И.К. Обобщение зависимости для расчета стабилизированных турбулентных течений по двухслойной схеме. В сб.: Исследование однородных и взвесенесущих потоков. Киев, 1967, с. 17–25.

УДК 626.824

М.И.БОГДАНОВИЧ, А.А.ОСИПОВИЧ,
Г.С.ЦАЦУК, Ф.Д.ШНИПОВ (ЦНИИКИВР)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛЕЙ ОСРЕДНЕННЫХ СКОРОСТЕЙ В ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛАХ

При выполнении гидравлических расчетов, связанных с проектированием устойчивых сечений каналов, разработкой способов измерения расходов воды, а также при решении других технических и научных задач необходимо учитывать особенности в распределении по сечению осредненных скоростей.

Лабораторные исследования [1] показали, что в прямолинейных потоках существуют поперечные компоненты осредненной скорости, оказывающие существенное влияние на распределение скоростей, в том числе и придонных. Это подтверждается и нашими экспериментальными исследованиями в земля-

Табл. 1. Диапазон изменения основных характеристик потоков

Канал	Количество измеренных полей скоростей	Диапазон изменения расхода Q , $\text{м}^3/\text{с}$	Диапазон изменения средней v , $\text{м}/\text{с}$	Диапазон изменения глубины H_{max} , м	Диапазон изменения ширины по верху, В , м	Диапазон изменения $V/h_{\text{ср}}$
МК КОС	8	177,8–229,3	0,863–1,008	5,09–5,54	50,6–51,4	12,45–11,62
МК ФОС	7	38,6–40,9	0,499–0,532	2,74–2,80	31,6–32,0	13,30–12,79
Р–2 КОС	8	20,6–36,0	0,261–0,463	2,64–3,86	26,8–30,5	12,81–13,42

ных магистральных каналах, основные гидравлические характеристики которых приведены в табл. 1.

Исследования проводились в створах, размещенных на прямолинейных участках, удовлетворяющих в основном требованиям [2]. Руслу каналов проложены в тяжелых глинах. Они незаросшие и незаиленные. Скоростные вертикали показаны на рис. 1. Расположение точек измерения скоростей принималось в соответствии с рекомендациями детального способа измерения расходов воды. В канале МК КОС при двух уровнях, а в Р-2 КОС — при одном выполнены более подробные исследования полей скоростей, для чего количество точек удвоено.

Измерения продольных компонент скорости производились с помощью дистанционных установок ГР-64, а поперечных — с ГР-42. В качестве измерителя скорости была использована микровертушка [3] с лопастными винтами диаметром 30 мм.

Обработка полученных результатов выполнялась с помощью ЭВМ. Поперечные компоненты осредненной скорости вычислялись по формуле $\bar{u}_3 = |\bar{u}| \sin \alpha$, где \bar{u} — вектор осредненной скорости, α — угол между \bar{u} и продольным направлением.

Анализ всех полученных полей скоростей показал, что характер их изменения для каждого канала в общих чертах совпадает (см. рис. 1).

Анализ распределения продольного компонента подтверждает: в определенных местах сечения наблюдается как сгущение (зона высоких градиентов), так и разрежение изотак. Характерным является и постоянное погружение под поверхность максимума \bar{u}_1 на вертикалях в области откосов. Эти особенности объясняются трехмерностью поля осредненных скоростей, существование которого подтверждается как непосредственными измерениями поперечных компонент, так и характерным поведением изотак. Величина \bar{u}_3 достигает 7% от средней по сечению скорости и принимает максимальные значения в придонной области. Измерения горизонтальной компоненты осредненной скорости в МК КОС (рис. 1, а) показывают, что в зоне откосов имеет место поперечная циркуляция с направленностью донных струй к оси симметрии канала. Как показывает анализ поведения изотак в остальной части сечения, существуют индустрированные винты, количество которых определяется в основном соотношением поперечных размеров потока. Аналогичная картина наблюдается в других каналах. При этом зоны сгущения изотак соответствуют нисходящим токам поперечной циркуляции, а зоны разрежения — восходящим.

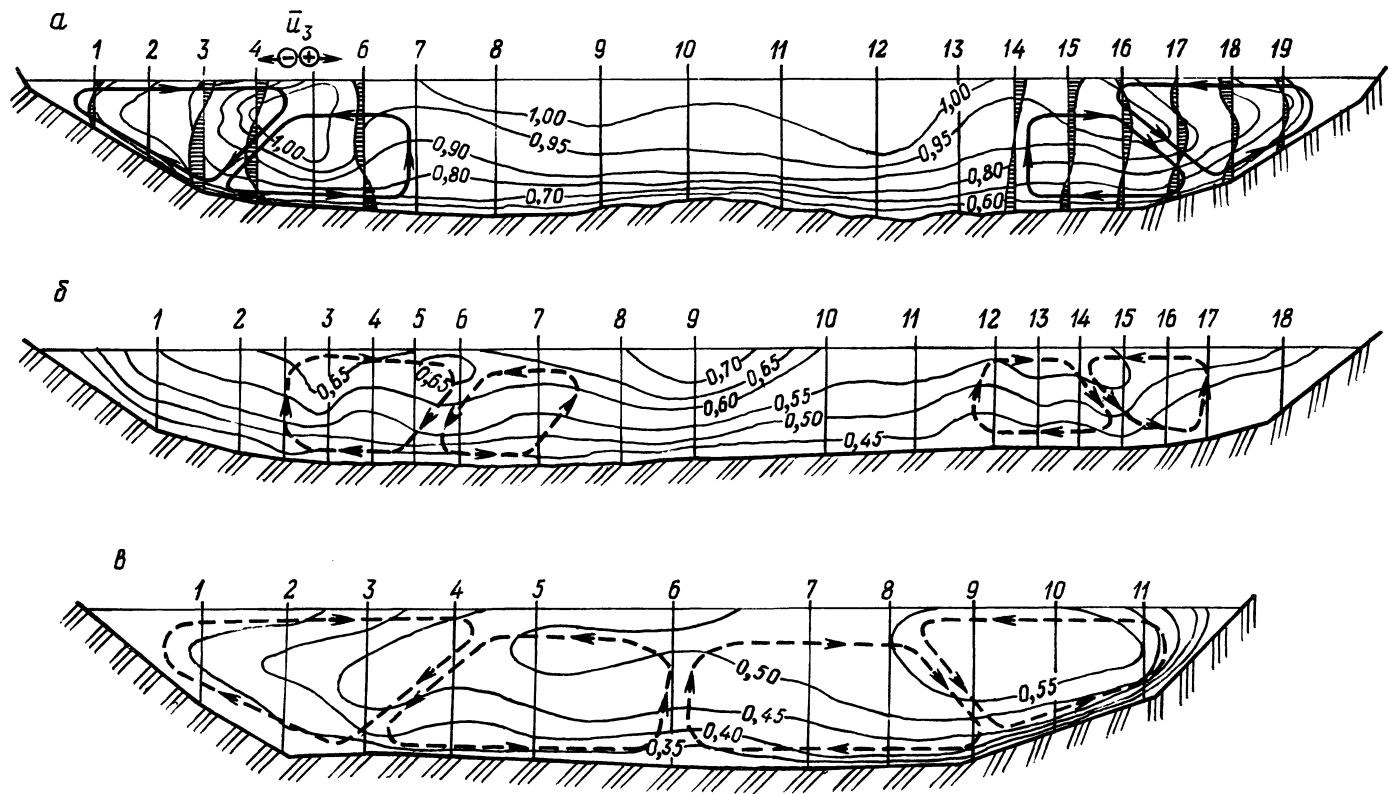


Рис. 1. План изотех и направление поперечной циркуляции в земляных каналах: а – МК КОС – $Q = 177,8 \text{ м}^3/\text{с}$, $v_{\text{ср}} = 0,863 \text{ м/с}$; б – МК ФОС – $Q = 39,1$; $v_{\text{ср}} = 0,502$; в – Р-2 КОС – $Q = 36,0 \text{ м}^3/\text{с}$; $v_{\text{ср}} = 0,463 \text{ м/с}$. 1, 2, 3 ... – номера вертикалей.

Выполненные исследования показали, что характер поперечной циркуляции в натуральных каналах практически совпадает с характером поперечной циркуляции в лабораторном канале трапецидального поперечного сечения при равномерном движении [4]. Это позволяет предположить невысокую степень неравномерности движения воды в исследованных магистральных каналах.

Отмеченные особенности в распределении по сечению осредненных скоростей следует учитывать при решении практических задач.

ЛИТЕРАТУРА

1. Великевич П.А. Экспериментальное изучение поперечной циркуляции при равномерном прямолинейном движении жидкости: Материалы конф. молодых ученых АН БССР. – Минск, 1962, с. 19–26. 2. Наставление гидрометрическим станциям и постам. – Л., 1972, ч. 2, вып. 6. – 266 с. 3. Приборы для измерения скоростей движения воды/В.П.Рогуневич, А.А.Осипович, В.Ф.Янголь, Л.П.Кравай. – Гидротехника и мелиорация, 1978, № 5, с. 32–35. 4. Шнипов Ф.Д. Экспериментальное изучение поперечной циркуляции и локальных деформаций прямолинейных каналов трапецидального поперечного сечения. – В сб.: Моделирование речных потоков для решения водохозяйственных задач. М., 1983, с. 93–98.

УДК 532.592:551.466

Е.М.ЛЕВКЕВИЧ, канд.техн.наук, доц.,
Р.В.МИХНОВА, Л.А.МАЩЕНКО (БПИ)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ ВОЛН НА ТЕЧЕНИИ В КАНАЛЕ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Распространение волн на текущей воде может происходить в устьевых участках рек, в береговой зоне морей и водохранилищ, на акваториях портов. Это же явление иногда имеет место на достаточно широких реках и каналах на участках, где направление ветра совпадает с направлением геометрической оси русла.

Анализ литературных данных [1–6] показывает, что имеющиеся рекомендации по определению параметров волн на течении требуют уточнения, так как при расчете их по различным предлагаемым зависимостям при одинаковых исходных данных получаются неодинаковые результаты.

Для установления методики проведения экспериментов и обработки данных, в частности методики генерирования волн, их последующей трансформации на течении, нами были проведены лабораторные исследования.

Для опытов использовался проточный гидравлический лоток 12,0 x 0,6 x x 0,32 м, на сливном участке которого был установлен щитовой волнопродуктор. Щит волнопродуктора шарнирно закреплялся на опорах при помощи стоек на некотором расстоянии от дна лотка, что обеспечивало протекание под ним воды. Подача воды и регулирование расходов производились через оголовки при помощи задвижек. Уровень воды в лотке поддерживался при помощи затвора типа "жалюзи", установленного за щитом волнопродуктора.

Измерение параметров волн осуществлялось осциллографическим методом, для чего в нескольких створах лотка на расстоянии от щита волнопродуктора

соответственно 2,5 и 8 м были установлены двухэлектродные датчики электроволномера, подключенного к осциллографу Н-700.

Средние скорости потока определялись путем деления расхода, измеряемого по треугольному водосливу, на площадь живого сечения потока. Все опыты проводились при глубине воды в лотке 35 см, с волнами длиной 102 см, высота которых изменялась от 3,4 до 6,9 см.

Открытием задвижки в лоток подавалась вода. Маневрируя затвором на выходе из лотка, устанавливали принятый уровень — 35 см. Затем измерялся расход. Включались волнопродуктор, приборы регистрирующей системы и производилась запись волн (не менее 10 в каждом створе). Волнопродуктор выключался, устанавливалась новая амплитуда колебаний щита, и опыт повторялся. При каждой скорости воды в лотке регистрировался волновой режим при трех высотах волн.

Всего было проведено 45 опытов при скоростях движения воды 0; 12,5; 28,1; 37,6; 42,0 см/с.

В результате получены осциллограммы с совмещенными записями волн в различных створах.

Определение высоты волны осуществлялось по участку осциллограммы, на котором было записано не менее 10 волн одинаковой высоты, что обеспечивало достаточную достоверность измерений.

В табл. 1 приведены результаты опытов по измерению высот волн.

При обработке данных были приняты обозначения высоты волны h_B : в начальном створе на спокойной воде — $h_{B.C}^0$; в начальном створе на течении — $h_{B.V}^0$; в створах 2, 3 на спокойной воде — $h_{B.C}^i$; в створах 2,3 на течении — $h_{B.V}^i$; изменение высоты волны по длине лотка — $k_1 = h_B^{i+1}/h_i$, в створах на течении — $k_v = h_{B.V}^i/h_{B.C}^i$.

Для исследования закономерности изменения высоты волны по длине лотка в зависимости от скорости течения были подсчитаны значения соответствую-

Табл. 1. Результаты опытов по измерению высоты волны на течении

Номер опыта	Средняя скорость $v_{ср}$, см/с	Створ № 1		Створ № 2			Створ № 3			
		h_B	K_v	h_B	K_v	$K_{(1-2)}$	h_B	K_v	$K_{(1-3)}$	$K_{(2-3)}$
1	0	3,4	—	3,3	—	0,97	2,7	—	0,79	0,82
		4,6	—	4,4	—	0,96	4,0	—	0,87	0,9
		5,7	—	5,3	—	0,93	4,4	—	0,77	0,83
2	12,5	3,7	1,09	3,3	1,0	0,89	2,9	1,07	0,78	0,88
		4,9	1,07	4,5	1,02	0,92	4,3	1,08	0,88	0,96
		5,8	1,02	5,6	1,06	0,96	4,9	1,11	0,84	0,88
3	28,1	4,8	1,41	3,8	1,15	0,79	2,9	1,07	0,6	0,76
		6,2	1,35	4,8	1,09	0,77	3,7	0,93	0,6	0,77
		6,9	1,21	5,3	1,0	0,77	3,8	0,86	0,55	0,83
4	37,6	5,3	1,56	3,4	1,03	0,68	2,4	0,89	0,48	0,71
		5,7	1,24	3,6	0,81	0,63	2,6	0,65	0,46	0,81
		5,2	0,91	2,5	0,47	0,45	1,9	0,43	0,35	0,76
5	42,0	3,8	1,12	1,0	0,3	0,26	1,0	0,37	0,26	1,0
		4,5	0,98	1,2	0,27	0,27	1,1	0,28	0,24	0,92
		4,4	0,77	0,8	0,15	0,18	0,7	0,16	0,16	0,88

ющих коэффициентов k_v и k_l , показывающих отношение высоты волны при данной скорости потока в лотке к высоте на спокойной воде и отношение высоты волны в каждом створе к ее высоте — в предыдущих.

Изучение опытных данных показало, что процесс образования и распространения волны на текущей воде в условиях опыта является достаточно сложным. В начальном створе, в котором генерируются волны, при одинаковых установках волнопродуктора высота волн на движущейся воде ($v_{cp} > 0$) больше, чем на спокойной воде (при $v_{cp} = 0$) (кроме случаев, когда амплитуда колебаний щита выше критической, при достижении которой нарушается линейная зависимость $h = f(a)$, a — амплитуда колебаний щита). На рис. 1 приведен один из графиков зависимости высоты волны, построенных для всех случаев в начальном створе, от скорости течения. Анализ показал, что рассматриваемая зависимость близка к линейной. Высота волны в начальном створе при различной скорости движения потока в зависимости от высоты волны на спокойной воде может быть выражена эмпирической формулой

$$h_{B.v}^0 = h_{B.c}^0 + K_h v_{cp}, \quad (1)$$

где K_h — эмпирический коэффициент, равный 0,05 с; v_{cp} — средняя скорость движения потока.

Наблюдаемое явление можно объяснить тем, что величина импульса, вызывающего волну в начальном створе при нулевой скорости, состоит только из энергии, передаваемой потоку волнопродуктором. При наличии течения к нему добавляется величина энергии, содержащейся в движущемся навстречу потоке воды.

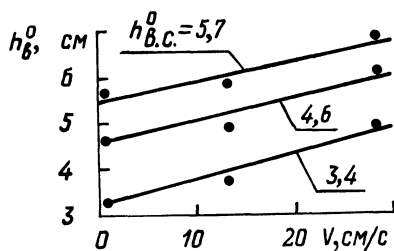


Рис. 1. График $h_{B.v}^0 = f(v)$ в створе № 1.

Опыты также показали, что при распространении волн навстречу течению происходит непрерывное изменение по длине лотка высоты, длины и скорости распространения. По мере удаления от источника колебаний высота волны, скорость ее распространения и длина уменьшаются, период же сохраняется постоянным.

На рис. 2 в качестве примера представлены графики изменения высоты волны по длине лотка, построенные по данным табл. 1. Из данных графиков следует, что в большинстве случаев уменьшение высот волны по длине лотка происходит примерно по линейному закону. Анализ значений K_l по табл. 1 показывает, что уменьшение высоты волны происходит интенсивнее на поверхности потока с более высокими скоростями и практически почти не зависит от высоты волны. Из графика, приведенного на рис. 2, видно, что изме-

нение высоты волны по мере увеличения расстояния l от исходного створа также происходит по линейному закону и может быть в общем виде выражено эмпирической зависимостью

$$\overline{h_{B,V}^i} = h_{B,V}^0 - bl, \quad (2)$$

где $h_{B,V}$ и $h_{B,V}^0$ — высота волны в расчетном и начальном створах соответственно при скорости потока v_{cp} .

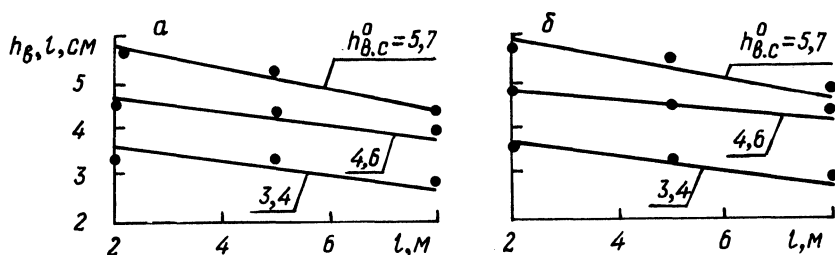


Рис. 1. Графики $h_{B,V}^i = f_l(h_{B,C}^0, l)$: а — при $v = 0$; б — при $v = 12,5$ см/с.

В результате обработки опытных данных было найдено значение коэффициента $b = (14 + v_{cp}) \cdot 10^{-4}$.

Тогда выражение (2) может быть представлено в виде

$$h_{B,V}^i = h_{B,V}^0 - (14 + v_{cp}) \cdot 10^{-4} l.$$

Наблюдения показали, что волны, движущиеся навстречу движению воды, как бы сжимаются по длине. В результате скорость волны уменьшается с увеличением скорости потока. Это приводит к тому, что при значительных скоростях потока волны вообще не распространяются, затухая вблизи волнопродуктора.

В условиях опыта при скорости распространения волны на стоячей воде ($c = 142$ см/с) это явление наступило при $v_{cp} = 50$ см/с.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д о н е ц В.Н. Исследование трансформации параметров волнения под воздействием течений: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Новочеркасск, 1973. — 26 с. 2. М а с с Е.И., К а н т а р ж и И.Г. Трансформация волн на течении. — Транспортное строительство, 1975, № 6, с. 44–46. 3. К а н т а р ж и И.Г. Экспериментальное исследование трансформации параметров волн, распространяющихся на течении нормально к направлению потока. — В сб.: Вопросы гидравлики прибрежной зоны водоемов. — М., 1976, вып. 99, с. 30–37. 4. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов). П-58-76/ВНИИГ, Л., 1977, с. 306–307. 5. К а н т а р ж и И.Г., М а с с Е.И. Волны на стационарном течении конечной глубины. — Водные ресурсы, 1978, № 1, с. 159–167. 6. Т о г о н и д з е Н.В. Трансформация волн на течении. — Водные ресурсы, 1978, № 5, с. 190–195.

РАСЧЕТ ПОДЪЕМНОЙ СИЛЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕРАЗМЫВАЮЩЕЙ
СКОРОСТИ ДЛЯ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

В данной работе предлагается методика определения подъемной силы, основанная на рассмотрении условий обтекания кругового цилиндра. Предлагаемая методика может быть использована при решении задачи о размывающих скоростях.

Для определения подъемной силы, действующей на частицу, используем аналитическую функцию комплексного переменного [7, 8]. Форму частиц принимаем цилиндрической (рис. 1): a – радиус цилиндра; F_y – подъемная сила; $P_ч$ – сила тяжести частицы. При плоском потенциальном поперечном обтекании полукругового цилиндра идеальной жидкостью справедливо уравнение Д.Бернулли:

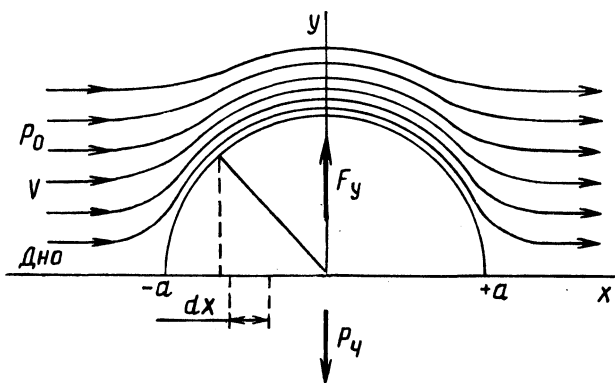


Рис. 1. Определение подъемной силы, действующей на частицу наносов русла.

$$P + \frac{\rho v^2}{2} = P_0 + \frac{\rho V^2}{2}, \quad (1)$$

где P_0 и V – соответственно давление и скорость на бесконечном расстоянии от частицы цилиндрической формы; ρ – плотность жидкости. Определение подъемной силы в рассматриваемом случае проведем по эпюре давления.

Комплексный потенциал для этого случая равен

$$W = V(z + a^2/z),$$

где $z = ae^{i\theta}$;

$$\frac{dW}{dz} = V\left(1 - \frac{a^2}{z^2}\right) = v_x - iv_y = V;$$

$$\frac{a^2}{z^2} = \frac{1}{e^{i2\theta}} = e^{-2i\theta} = \cos 2\theta - i \sin 2\theta.$$

$$V(1 - \cos 2\theta + i \sin 2\theta) = v_x - iv_y.$$

$$\left. \begin{aligned} v_x &= V(1 - \cos 2\theta) \\ v_y &= -v \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad \left. \begin{aligned} v_x^2 &= V^2(1 - 2 \cos 2\theta + \cos^2 2\theta) \\ v_y^2 &= V^2 \sin^2 2\theta \end{aligned} \right\}$$

$$v^2 = v^2(1 - 2 \cos 2\theta + \cos^2 2\theta) + v^2 \sin^2 2\theta;$$

$$v^2 = v^2(2 - 2 \cos 2\theta).$$

Используя уравнение (1), можно получить эпюру давления

$$\begin{aligned} P - P_0 &= \frac{\rho}{2} (V^2 - v^2) = \frac{\rho}{2} V^2 [1 - (2 - 2 \cos 2\theta)] = \\ &= \frac{\rho}{2} V^2 (-1 + 2 \cos 2\theta); \quad \frac{P - P_0}{\frac{\rho V^2}{2}} = \\ &= -1 + 2 \cos 2\theta = 1 - 4 \sin^2 \theta; \quad P - P_0 = \frac{\rho V^2}{2} (1 - 4 \sin^2 \theta); \end{aligned}$$

$$x = a \cos \theta; \quad dx = -a \sin \theta d\theta;$$

$$x = -a = a \cos \theta \quad \text{при} \quad \cos \theta = -1 \quad \text{и} \quad \theta = \pi;$$

$$x = a = a \cos \theta \quad \text{при} \quad \cos \theta = 1 \quad \text{и} \quad \theta = 0.$$

Отсюда подъемная сила

$$F_y = \frac{\rho V^2 a}{2} \int_{-a}^a (1 - 4 \sin^2 \theta) dx,$$

$$\begin{aligned} \text{т.е.} \quad F_y &= -\frac{\rho V^2 a}{2} \int_{\pi}^0 (1 - 4 \sin^2 \theta) \sin \theta d\theta = \frac{\rho V^2 a}{2} \int_0^{\pi} (1 - \\ &- 4 \sin^2 \theta) \sin \theta d\theta = \frac{\rho V^2 a}{2} [2 - 4 \int_0^{\pi} \sin^3 \theta d\theta] = \\ &= \frac{\rho V^2 a}{2} (2 - I), \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{где} \quad I &= \int_0^{\pi} 4 \sin^3 \theta d\theta = -\int_0^{\pi} \sin 3\theta d\theta + 3 \int_0^{\pi} \sin \theta d\theta = 4 \left[\left(-\frac{\cos \theta \sin^2 \theta}{3} \right) \right]_0^{\pi} + \\ &+ \frac{2}{3} \int_0^{\pi} \sin \theta d\theta. \end{aligned}$$

Следовательно, подъемная сила в окончательном виде:

$$F_y = \frac{\rho V^2 a}{2} \cdot \frac{10}{3} = \frac{5}{3} \rho U_a^2, \quad (2)$$

где знак (+) свидетельствует о направлении силы F_y вверх. Сопоставление F_y по формуле (2) с весом цилиндра диаметром $2aP_y$ проводилось по результатам исследований [1–5, 10, 11]. Как позволили установить результаты этого сопоставления, подъемная сила превышает вес частицы, что нереально. Песчаные частицы русел каналов в преобладающем большинстве имеют форму, отличную от кругового цилиндра, о чем свидетельствуют натурные исследования [5, 6, 9]. Также установлено, что крупные (гравийные частицы) менее окатаны, чем средние и мелкие. Однако частицы менее 0,05 мм совсем не окатываются потоком (рис. 2). Необходимо иметь в виду, что при определении неразмывающей скорости следует вводить поправочные коэффициенты,

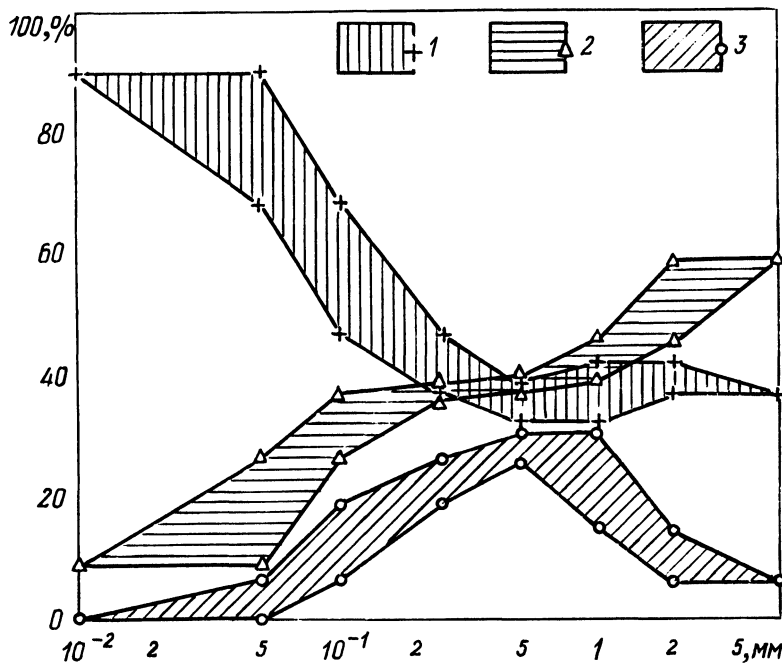


Рис. 2. Зависимость формы частиц песка от их крупности: по вертикали — проценты частиц песка в пробе донных отложений в речном русле, по горизонтали — диаметр частиц от 10^{-2} до 5 мм. 1 — угловатые частицы; 2 — полуокатанные; 3 — округленные.

учитывающие следующие факторы: неоднородность несвязного грунта, коэффициент вязкости жидкости, влияние турбулентных пульсаций скорости и давления, глубину и ширину потока, механизм подруслового движения воды. Следовательно, это решение можно использовать для обоснования начальной скорости движения частиц.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гончаров В.Н. О взвешивании наносов. — М. — Л., 1933. — 174 с.
2. Шамов Г.И. Речные наносы. — Л., 1954. — 378 с.
3. Великанов М.А. Русловой процесс. — М.,

1958. — 396 с. 4. Караушев А.В. Речная гидравлика. — Л., 1969. — 416 с. 5. Швецов М.С. Петрография осадочных пород. — М.—Л., 1948. 6. Чоу В.Т. Гидравлика открытых каналов. — М., 1969. — 115 с. 7. Смирнов В.Н. Курс высшей математики. — М.—Л., 1951, т. 3. — 811 с. 8. Шнеерсон М.С., Кудряшова Н.Ф. Об одной задаче наклонной производной для гармонической функции трех независимых переменных. — В кн.: Дифференциальные уравнения. Минск, 1972, т.10, с.1906—1908. 9. Фадеев П.Н. Пески СССР. — М., 1951. — 290 с. 10. Кудряшов А.Ф. Результаты некоторых опытов по изучению русловых потоков на размываемых моделях. — Труды III. Всесоюзн. гидрол. съезда, 1960, т. 5, с. 229—236. 11. Коротков В.Е. К выводу обобщенной формулы неразмывающей скорости для несвязных грунтов. — Гидротехническое строительство. М., 1976, № 10, с. 27—28.

УДК 532.5

А.С.КАЛИНОВИЧ, канд. техн. наук (ЦНИИКИВР)

ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕЧЕНИЙ В ПОДСТИЛАЮЩЕМ ПОТОК НЕСВЯЗНОМ ГРУНТЕ

Исследованиями последних лет установлено, что скорость и ее пульсации на водонепроницаемой границе не равны нулю и распространяются на некоторую глубину подстилающего поток несвязного грунта [1, 2]. Пульсации скорости в грунте не совпадают по фазе и амплитуде с пульсациями в придонной области [3]. Это несовпадение приводит к периодическому возникновению на верхней грани частиц пониженного давления, а на нижней — повышенного. С целью изучения этого явления и установления роли взвешивающего усилия, возникающего вследствие рассогласования давления, в нарушении устойчивости частиц и были осуществлены специальные эксперименты.

Опыты проводились на гидравлической установке с замкнутым оборотом рабочей жидкости. Использовался лоток сечением 0,145 x 0,145 м, длиной 8,0 м, имеющий на расстоянии 3,5 м от выхода приямка, в который загружается исследуемый грунт.

Исследование осуществлялось с помощью электрохимического способа измерения скоростей [4], сущность которого заключается в придании исследуемому потоку свойств электропроводности и в измерении скоростей вводимыми в него электродами. В качестве рабочей среды был использован водный раствор солей $K_3Fe(CN)_6$ и $K_4Fe(CN)_6$ с совместной весовой концентрацией 1—2 %, приемников скоростей — одиночные электроды с приемным элементом из платины, имеющим сферическую форму (диаметр 1 мм). Схема соединения приемников скоростей с источником питания и измерительной аппаратурой показана на рис. 1.

В процессе предварительных измерений устанавливался оптимальный режим работы приемников скоростей, т.е. такие условия, при которых становилось возможным получение максимально полезного сигнала при минимальной помехе. Эти условия зависят от рабочего напряжения V и величины внешней нагрузки R , устанавливаемых при пропускании электролита через столб песка, в котором помещался приемник скорости. Окончательно для измерений были приняты $V = 1,3$ В и $R = 1$ кОм.

Тарировочное устройство приемников скоростей, показанное на рис. 1, состоит из емкости, имеющей в нижней части насадок для отвода жидкости, и помещенной внутри нее прямоугольной трубы сечением 0,1 x 0,1 м. Внизу труба закрыта сеткой. В верхней части трубы имеется сливное отверстие для поддержания постоянного уровня электролита. В трубу засыпался несвязный грунт, в котором помещался приемник скоростей (катод), а вдоль стен трубы закладывались пластины из нержавеющей стали (анод). Песок предварительно тщательно промывался для удаления различных примесей, способных реагировать с электролитом. Электролит подавался в трубу сверху и, пройдя через

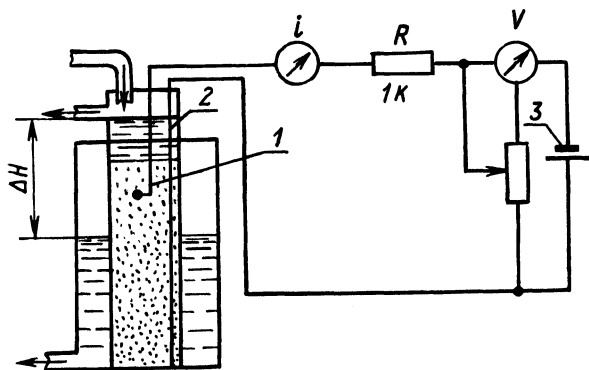


Рис. 1. Тарировочное устройство и схема измерений:
1 – катод; 2 – анод; 3 – источник питания.

столб песка, попадал в емкость, из которой отводился через насадок. За счет разности отметок уровня жидкости ΔH в трубе и емкости, в трубе устанавливалась определенная скорость фильтрации, величина которой рассчитывалась путем деления расхода, определенного на выходе из насадка, на сечение трубы. Расход измерялся объемным способом. При подаче на электроды напряжения между скоростью омывания катода и величиной тока в цепи анод–катод устанавливалось определенное соотношение. Задавая различные значения напора для данного грунта, получим связь между скоростью фильтрации U_{ϕ} и током в цепи $i = f(U_{\phi})$, а также между U_{ϕ} и напряжением на выходе измерительной схемы $U = f(U_{\phi})$.

Один приемник скорости последовательно устанавливался по глубине грунта в различные точки, а второй постоянно находился в придонной области потока (в точке с наибольшей интенсивностью турбулентности). Сигналы регистрировались на шлейфовом и электронном И-10 осциллографах или же накапливались в МОЗУ системы автоматизации гидравлических исследований [5].

В опытах по измерению нестационарных скоростей в несвязных грунтах при протекании над ними спокойного турбулентного потока уклон лотка равнялся 0,0015, что должно было вызвать в грунтах с коэффициентами фильтрации K_{ϕ} 0,0305 м/с; 0,00627 и 0,00184 м/с соответственно скорости фильтрации 0,0000455 м/с, 0,0000094 и 0,00000276 м/с. В действительности измеренные на глубине 0,002 м скорости составили 0,0024 м/с, 0,0006 и 0,0002 м/с. Рас-

четные скорости оказались в 50–70 раз меньше экспериментальных. Это подтверждает тот факт, что в несвязном грунте, подстилающем турбулентный поток, индуцируется течение жидкости, совпадающее с направлением руслового потока.

Анализ измерений нестационарных скоростей в несвязных грунтах различной крупности показал, что осредненные скорости в грунте асимптотически приближаются на глубине к некоторой конечной скорости, не равной нулю.

Особенно резкое затухание пульсаций скорости имеет место в пределах верхнего ряда частиц. Амплитуды пульсаций на уровне низа частиц диаметрами 0,0005 : 0,001; 0,001 : 0,002; 0,002 : 0,003 м; 0,003 : 0,005 м составляют соответственно 0,4 %; 2,2; 2,5; 3,4 % от амплитуд пульсаций на верхних гранях этих же частиц. Глубина проникновения пульсаций зависит от размера пор грунта, подстилающего поток, и пульсаций скорости в придонной области. Наиболее глубоко проникают низкочастотные пульсации, на долю которых приходится максимум энергии в спектре пульсационных составляющих скорости.

Исследования связи между пульсациями скорости в придонной области U' и грунте V' показали, что в случае предельного равновесия частиц коэффициент корреляции $r = U'V' / \sqrt{(U')^2} \sqrt{(V')^2}$ в пределах первых слоев частиц не превышал 0,2. Уже на глубине 2,5 $d' r = 0$.

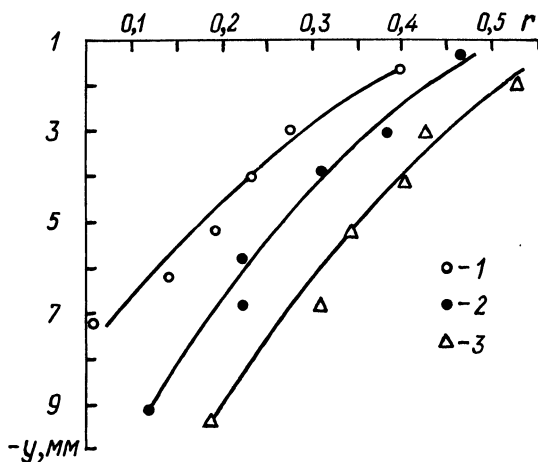
На основании полученных результатов можно сделать некоторые выводы о пульсации давлений. Таунсенд [6] отмечает, что, хотя между скоростью и давлением в потоке необязательна прямая связь, давление на самом деле определяется полем скоростей и не является независимой величиной. Поскольку изменения пульсаций скорости на уровне низа частиц незначительны и составляют всего 0,4–3,4 % от пульсаций в придонной области для указанных размеров частиц грунта, можно предположить, что давление на нижние грани частиц остается постоянным и равным статическому. В то же время изменение давления на верхние грани носит стохастический характер, что вызывает в отдельные моменты нарушение их устойчивости за счет рассогласования давления на верхних и нижних гранях. Расчеты с использованием теории турбулентности пристенного слоя Т.Дж.Блэка [7] подтвердили, что взвешивающее усилие за счет рассогласования давления для мелкозернистых грунтов достигает 60 % от веса частиц.

Помимо измерений скоростей в несвязных грунтах, подстилающих спокойный турбулентный поток, были проведены измерения нестационарных скоростей по глубине грунта в створе наибольшего размыва при истечении потока из-под щита. Измерения проводились после того, как воронка размыва приобретала профиль равновесия. Методика аналогична описанной выше. Опыты выполнены с несвязными грунтами диаметром 1,0–2,0 мм; 2,0–3,0; 3,0–5,0 мм. Результаты приведены в табл. 1 и на рис. 2.

Обозначения в таблице: d_{cp} – средний диаметр частиц несвязного грунта; y – ордината точки измерения в грунте, за плоскость отсчета принята середина верхнего ряда частиц (граница поток–грунт); \bar{U} и U' – осредненная скорость и наибольший размах пульсаций скорости в грунте; \bar{U}_0 и U'_0 – осредненная скорость и наибольший размах пульсаций скорости на границе поток–грунт.

Табл. 1. Затухание осредненных скоростей и пульсаций по глубине грунта под воронкой размыва

d_{cp}	$\frac{y}{d_{cp}}$	$\frac{\bar{U}}{\bar{U}_0}$	$\frac{U'}{\bar{U}_0}$	\bar{U}_0 см/с	U'_0 см/с
1,5	0,66	0,456	0,240	1,25	5,7
	1,33	0,344	0,224		
	2,00	0,224	0,164		
	2,66	0,176	0,131		
	3,33	0,12	0,081		
	4,0	0,136	0,047		
	4,67	0,056	0,037		
2,5	0,8	0,385	0,203	2,0	9,0
	1,2	0,325	0,13		
	1,6	0,235	0,12		
	2,0	0,195	0,115		
	2,4	0,135	0,13		
	2,8	0,125	0,11		
	3,2	0,075	0,096		
4,0	0,50	0,274	0,167	2,7	11,3
	0,75	0,166	0,127		
	1,25	0,166	0,11		
	1,75	0,126	0,8		
	2,25	0,118	0,66		
	3,00	0,102	0,34		



Сопоставление данных с аналогичными, полученными для этих же грунтов, но в условиях, когда они находились под воздействием равномерного потока, показало, что 1) абсолютные значения осредненных скоростей на уровне нижних граней частиц примерно в 2 раза выше, чем в случае равномерных потоков (в обоих случаях имело место предельное равновесие частиц

грунта); 2) пульсации скоростей затухают менее интенсивно и проникают на большую глубину, чем в грунтах, находящихся под воздействием равномерных потоков; 3) коэффициенты взаимной корреляции между пульсациями скорости в придонной области и в грунте возрастают с увеличением интенсивности турбулентности и диаметра частиц грунта.

Последнее свидетельствует о том, что изменение давления на верхних гранях частиц вызывает изменения давления на нижних гранях с меньшим запаздыванием, чем в случае, когда грунт находится под воздействием равномерного потока. А это в свою очередь приводит к снижению взвешивающего усилия, возникающего за счет рассогласования давления. Следовательно, в воронке размыва основную роль в нарушении устойчивости частиц должны играть лобовое и подъемное усилия, возникающие за счет несимметричного обтекания частиц потоком, величина которых определяется мгновенной придонной скоростью в каждой точке воронки размыва.

Результаты исследований позволили дополнить сведения о взаимодействии потока с грунтом и оценить роль взвешивающего усилия, возникающего за счет рассогласования давления на верхних и нижних гранях частиц, в нарушении их устойчивости.

ЛИТЕРАТУРА

1. В а с и л ь ч е н к о Г.В. Проникновение турбулентного потока в подстилающий его несвязный грунт. — В сб.: Вопросы водохозяйственного строительства. Минск, 1970, с. 131–141.
2. В а с и л ь ч е н к о Г.В., К а л и н о в и ч А.С. Турбулентное течение жидкости на границе с несвязным грунтом. — В сб.: Гидравлика водопропускных сооружений. Гомель, 1973, с. 115–118.
3. К а л и н о в и ч А.С. Исследования взаимодействия турбулентного потока с несвязным грунтом. — В сб.: Комплексное использование водных ресурсов. М., 1974, вып. 2. с. 175–183.
5. В а с и л ь ч е н к о Г.В., Н е л и п о в и ч Н.Б. Прибор для измерения скоростей течения жидкости элетрохим. способом. — Труды координ.совещ. по гидротехнике. Вып. 51, 1969, с. 94–100.
6. Т а у н с е н д А.А. Структура турбулентного потока с поперечным сдвигом. — М., 1959. — 399 с.
7. Б л э к Т.Дж. Некоторые практические приложения новой теории турбулентности пристенного слоя. — В кн.: Достижения в области теплообмена. М., 1970, с. 325–351.

УДК 627.15

Н.В.СУРМА (БПИ)

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РЕЖИМА НИЖНЕГО БЬЕФА ЗА НИЗКОНАПОРНОЙ ВОДОСБРОСНОЙ ПЛОТИНОЙ

Поток, прошедший через плотину, обладает запасом кинетической энергии и воздействует на русло. Для надежной работы плотины предусматривается крепление нижнего бьефа, а иногда и устройство гасителей на нем. Крепление на участке водобоя обычно выполняется из монолитного железобетона, а на участке рисбермы — из сборного.

При проектировании сооружения для правильного выбора устройств нижнего бьефа в каждом конкретном случае необходимы данные о гидравлическом режиме в нижнем бьефе за плотиной, которые, как правило, получают лабораторными исследованиями.

Нами был рассмотрен случай работы сооружения, характеризующийся следующими данными: высота плотины $P = 2,1$ м, два пролета соответственно по 25,0 и 50,0 м, общая длина крепления нижнего бьефа 62,0 м. Плотина расположена на песках средней крупности (рис. 1).

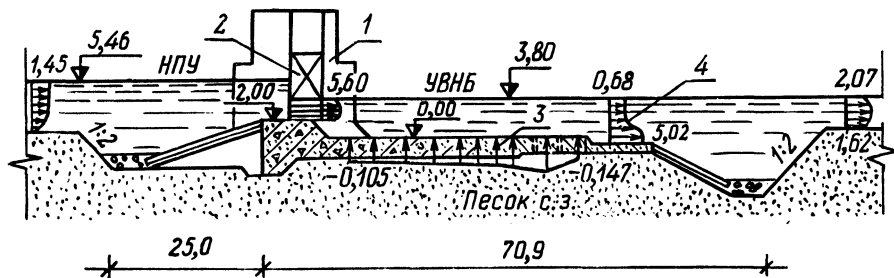


Рис. 1. Схема исследуемого сооружения: 1 – бык; 2 – затвор; 3 – эпюра дефицита давления; 4 – эпюра скоростей.

Задача состояла в изучении гидравлического режима в верхнем и нижнем бьефах плотины при пропуске характерных расходов и соответствующем маневрировании затворами. Были исследованы варианты работы сооружений.

Исследования проводились в гидравлическом проточном лотке размером 12,0 x 0,32 x 0,6 м в условиях пространственной задачи на модели с различными вертикальными и горизонтальными масштабами: $M_{\text{верт}} - 1 : 42$; $M_{\text{гор}} - 1 : 125$. На водобое и рисберме водосбросной плотины в продольном направлении выведены в 4 ряда устья пьезометров для измерения давлений на верхней поверхности плит (рис. 2). В каждом ряду размещалось соответственно 10, 8, 10 и 10 устьев пьезометров. Устья пьезометров резиновыми трубками соединялись со стеклянными трубками, расположенными на боковой стенке лотка.

Измерения скоростей производились в шести поперечных створах, на каждом из которых они выполнялись по вертикалям, в каждом продольном ряду. Для этого использовалась микровертушка 10 мм. Импульсы от нее регистрировались счетным устройством конструкции ЦНИИКИВР [1].

В лотке пропускался определенный постоянный расход при соответствующих уровнях в ВБ и НБ. После стабилизации уровней и расхода регистрировались показания пьезометров и мерными иглами определялись отметки свободной поверхности потока с последующим измерением скоростей по вертикалям в заданных створах. Данные об исследованных вариантах работы сооружения представлены в табл. 1.

В результате их обработки установлено, что максимальные донные скорости наблюдались в первом варианте работы сооружения и составляли $v = 5,02$ м/с, максимальные дефициты давления равнялись $1,24$ т/м² в варианте 2 а.

Нами было принято, что дефицит давления есть разность между глубиной потока и пьезометрической высотой для каждой отдельной точки относительно верхней поверхности плиты. Это дало возможность получать дефицит давле-

ния для случая дренированного крепления, независимо от количества дренажных отверстий. Численные значения дефицита в нашем случае имели положительные (+0,042) – (+1,970 м) – на модели +(0,1) – +(4,69 см) и отрицательные (–0,042) – (–1,240 м) – на модели (–0,1) – (–2,95 см) значения. Первые играют роль пригрузки на работу крепления нижнего бьефа, вторые вызывают подъем элементов крепления или (при незначительной величине) расширяют эти элементы, что существенно сказывается на устойчивости.

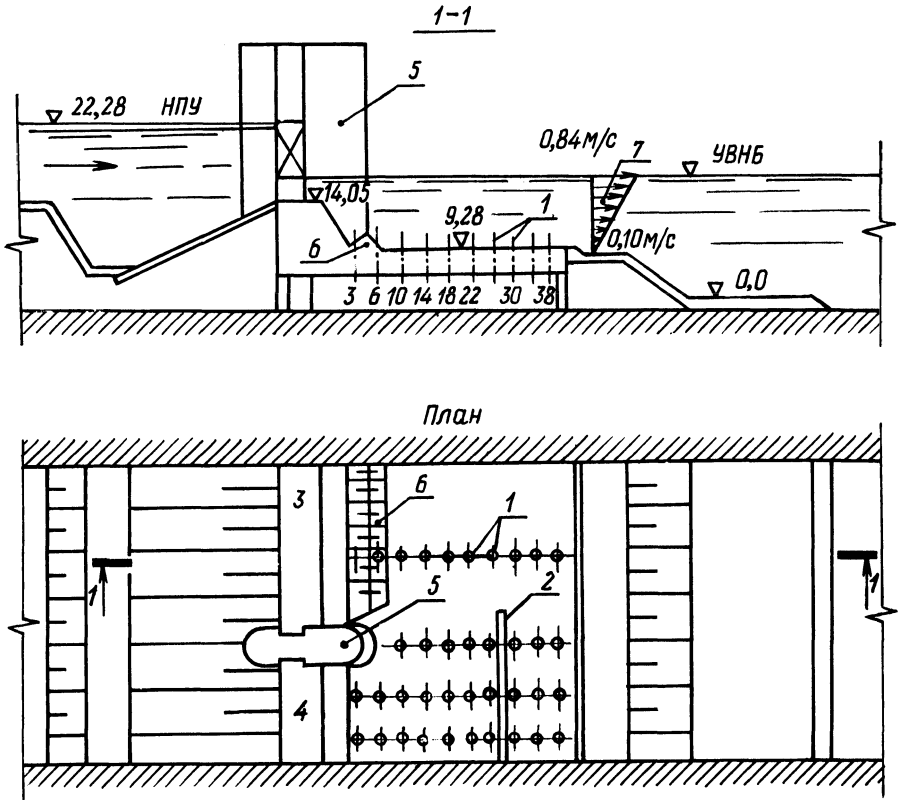


Рис. 2. Схема установки предлагаемого гасительного устройства: 1 – устья пьезометров; 2 – водобойная стенка прямоугольного поперечного профиля; 3 – часть первого пролета; 4 – часть второго пролета; 5 – бычок; 6 – стенка треугольного поперечного профиля; 7 – эпюра скоростей.

При обработке опытных данных было замечено, что дефицит давления в случае гладкой поверхности крепления нижнего бьефа можно определять по зависимости [2]:

$$\Delta P / g\rho = 0,1266 \frac{v^2}{2g} + 0,0013. \quad (1)$$

Табл. 1. Исследованные варианты работы плотины

Номер варианта	Степень открытия затворов		Q, м ³ /с	Отметки уровней, м	
	1-й пролет	2-й пролет		ВБ	НБ
1	Открыт	Закрыт	350	214,36	212,7
2	Закрыт	Открыт	—	214,36	218,8
2а	—	—	—	214,10	212,4
3	Открыт	Закрыт	440	214,8	214,3
4	Закрыт	Открыт	340	215,6	214,3

Так, в первом варианте работы сооружения по формуле (1) имеем $\Delta P/g\rho = 0,164$ м, а по пьезометрам, установленным в створе IV, — $\Delta P/g\rho = 0,147$ м (расхождение в данных пределах 10%). Амплитуда пульсации давления в условиях опыта находилась в пределах 0,012–0,420 м. Было установлено, что в первом варианте работы сооружения скорости у дна значительные — до 5,02 м/с.

В дальнейшем исследовании были направлены на нахождение способов уменьшения этих скоростей. Так, известно, что наиболее эффективным средством уменьшения донных скоростей являются рассеиватели энергии потока. Рассматривались следующие типы рассеивателей: 1) двойной ряд шашек (в шахматном порядке, высота шашек $H_{ш} = (0,5 - 1,0)h_c$, расстояние — $(5 \div 6)h_c$ от сжатого сечения) и водобойная стенка $H_c = (1,0 - 1,5)h_c$ на расстоянии $(15 - 20)h_c$ [3]; 2) ряд пирсов с наклонной верховой гранью и сплошной водобойной стенкой с вертикальной напорной гранью. Стенка устанавливалась за пирсами [4]; 3) два ряда шашек в шахматном порядке. Вышеприведенным типам гасителей присущи некоторые недостатки: сложность в изготовлении, повышенный расход бетона, возможность возникновения кавитации на их поверхностях и др. Чтобы исключить некоторые из приведенных недостатков и уменьшить придонные скорости, предложена стенка треугольного поперечного профиля, которая устраивалась поперек потока в разных положениях по длине водобоя.

На основании этих опытов было установлено, что скорости у дна уменьшились с 5,02 до 0,60 м/с при высоте стенки 0,67 м и при размещении ее за порогом водосбросной плотины (см. рис. 2).

ЛИТЕРАТУРА

1. В.П.Р о г у н о в и ч. Однополюсная микровертушка. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1965, с. 458–464.
2. Е.М.Л е в к е в и ч, Н.В.С у р м а. К вопросу распределения давлений на плиты креплений при различных режимах движения потока. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 88–91.
3. В.В.Б а р о н и н. Исследования местных размывов русла и рассеяния энергии в нижних бьефах гидросооружений, снабженных гасителями энергии в виде шашек и водобойных стенок. — Научно-технический информационный бюллетень: Гидротехника. Л., 1957, № 8, с. 19–32.
4. Ф.Г. Г у н ь к о. Гасители энергии и маневрирование затворами как мероприятие по борьбе со сбийными течениями в нижних бьефах гидроузлов: Труды координационных совещаний по гидротехнике. — М. — Л., 1964, вып. 12, с. 183–200.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТРУБЧАТОГО ВОДОСБРОСА С ВОДОСЛИВНОЙ СТЕНКОЙ НА ВХОДЕ

На трубчатых водосбросных сооружениях, устраиваемых на мелиоративной сети для поддержания в водотоках и на прилегающей к ним территории требуемого уровня режима, можно применить тонкие водосливные стенки в тех случаях, когда нецелесообразно использовать затворы ввиду трудоемкости и недостаточной оперативности их обслуживания, а планируемый режим водотока допускает поддержание постоянного уровня воды в течение длительного времени.

Водосливная стенка оказывает влияние на работу трубчатого водосброса, а также на протекание потока в самой трубе. Ее размеры зависят от уровня воды, который надо поддерживать перед водосбросом в межень, и уровней форсировки в половодье и паводки.

При проектировании сооружения необходимо знать, каким образом размеры и форма поперечного сечения трубы и водосливной стенки воздействуют на его пропускную способность. Существующие методы расчета предусматривают раздельное рассмотрение трубы и водосливной стенки, не учитывая взаимного их влияния. Это не позволяет установить, при каких расходах и напорах определяющей является стенка, а при каких — труба водосброса.

В лаборатории гидротехнических сооружений Белорусского политехнического института проведены модельные гидравлические исследования трубчатых водосбросов с поперечным сечением различной формы [1], а также их совместной работы с тонкими водосливными стенками [2].

Для детального изучения факторов, оказывающих влияние на гидравлические параметры сооружения с полукруглым поперечным сечением, исследования были продолжены на моделях из дерева и оргстекла, изготовленных в масштабах 1:10, 1:15, и велись в лотке шириной $B = 100$ см, высотой $H = 60$ см.

Анализируя условия работы и функции подобных сооружений на мелиоративной сети, можно рекомендовать для практических целей применять тонкую треугольную в плане водосливную стенку, имеющую следующие размеры: длина $l_{\text{ст}} = (0,5-1,5) p$ и высота $h_{\text{ст}} = (0,5-1,1) a$, где p — периметр поперечного сечения трубы водосброса; a — высота трубы на выходе (рис. 1).

Модельные исследования сооружений велись с использованием методов математического планирования. Было поставлено три полных факторных эксперимента (ПФЭ), в результате чего получены приведенные ниже зависимости (1), (2), (3). Планирование велось на двух уровнях. Для получения каждой функции отклика количество факторов и интервалы их варьирования изменялись и принимались в соответствии с данными табл. 1.

При планировании использовалась традиционная матрица планирования ПФЭ (1), a , b , ab , c , ac , bc , abc [3]. Опыты были рандомизированы и повторены три раза. Результаты опытов приведены в табл. 2. Для описания функций отклика использовался полином вида

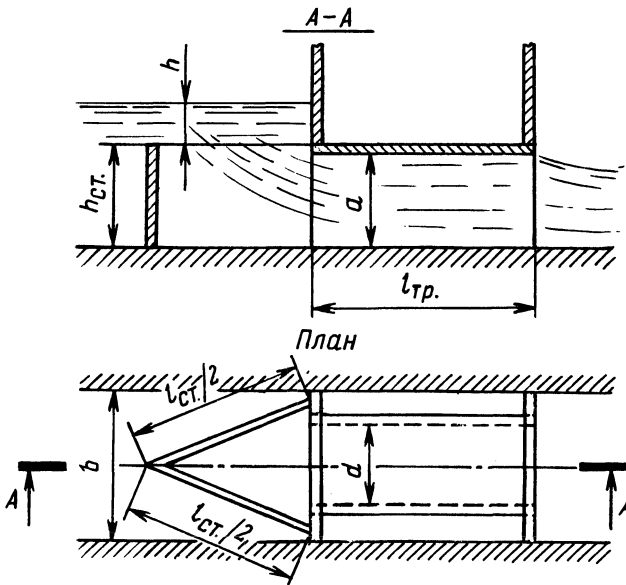


Рис. 1: Схема трубчатого водосброса с водосливной стенкой на входе.

Табл. 1. Условия варьирования параметров модели трубчатого водосброса со стенкой на входе

Уровень	ПФЭ-1		ПФЭ-2			ПФЭ-3		
	$l_{ст}/P$	$h_{ст}/a$	$l_{ст}/b$	$h_{ст}/a$	$h/h_{ст}$	$l_{ст}/P$	$h_{ст}/a$	$h/h_{ст}$
Основной	1,000	0,85	2,500	0,85	0,4	1,000	0,85	1,85
Верхний	1,500	1,10	3,750	1,10	0,6	1,500	1,1	2,5
Нижний	0,500	0,60	1,250	0,60	0,2	0,500	0,6	1,2

Табл. 2. Матрица планирования и результаты экспериментов

Код опыта	ПФЭ-1				ПФЭ-2				ПФЭ-3			
	$h_{э1}$	$h_{э2}$	$h_{э3}$	$\bar{h}_э$	m_1	m_2	m_3	\bar{m}	$\xi_{ст1}$	$\xi_{ст2}$	$\xi_{ст3}$	$\xi_{ст}$
(1)	6,20	5,99	5,94	6,04	0,293	0,258	0,237	0,263	7,865	8,244	7,975	8,028
a	2,51	2,56	2,30	2,51	0,271	0,235	0,224	0,243	0,416	0,386	0,409	0,404
b	11,19	11,53	12,15	11,62	0,296	0,260	0,260	0,272	16,42	17,01	16,73	16,72
ab	1,76	1,97	1,75	1,83	0,328	0,332	0,285	0,315	0,638	0,595	0,631	0,621
c	-	-	-	-	0,257	0,274	0,255	0,262	6,240	6,240	6,210	6,230
ac	-	-	-	-	0,233	0,200	0,197	0,210	0,405	0,431	0,313	0,383
bc	-	-	-	-	0,267	0,235	0,242	0,248	14,76	14,43	14,41	14,54
abc	-	-	-	-	0,211	0,190	0,199	0,200	0,559	0,560	0,555	0,558

$$y = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i x_i + \sum_{i \neq j} b_{ij} x_i x_j + b_{ijk} x_i x_j x_k.$$

Эксперимент ПФЭ-1 был поставлен для определения режима перехода водосброса со стенкой на входе к работе полным сечением. В качестве факторов, влияющих на этот процесс, были выбраны отношения $l_{\text{СТ}}/p$ и $h_{\text{СТ}}/a$ (см. табл. 1). В результате эксперимента выяснилось, что переход от безнапорного к напорному движению при установке стенки перед водосбросом происходит при напорах над водосливной стенкой, определяемых (после пересчета из кодированных значений факторов в натурные) по зависимости

$$h = h_3 = -2,64 + (3,98 - 12,52 \frac{h_{\text{СТ}}}{a}) \frac{l_{\text{СТ}}}{p} + 17,42 \frac{h_{\text{СТ}}}{a}, \quad (1)$$

где h — напор над переливной стенкой; h_3 — напор над переливной стенкой, при котором происходит зарядка трубы. (Цифры в см.)

При $h < h_3$ трубчатый водосброс со стенкой на входе работает безнапорно, поэтому пропускная способность сооружения определяется пропускной способностью стенки, которая оценивалась при проведении эксперимента ПФЭ-2.

В этом случае расход через стенку необходимо рассчитывать по формуле водослива $Q = m l_{\text{СТ}} \sqrt{2gh}^{3/2}$, где m — коэффициент расхода, являющийся искомым параметром.

После анализа данных лабораторных исследований в качестве факторов ПФЭ-2 были приняты отношения $l_{\text{СТ}}/b$, $h_{\text{СТ}}/a$ и $h/h_{\text{СТ}}$ (см. табл. 1), определяющие пропускную способность водосливной стенки. Здесь b — ширина поддоного канала по дну.

В результате эксперимента получена зависимость для определения коэффициента расхода тонкой треугольной в плане водосливной стенки. Зависимость после пересчета параметров в натурные значения выглядит следующим образом:

$$m = 0,139 + 0,0169 \frac{l_{\text{СТ}}}{b} + 0,133 \frac{h_{\text{СТ}}}{a} + (0,269 - 0,0616 \frac{l_{\text{СТ}}}{b} - 0,262 \frac{l_{\text{СТ}}}{a}) \frac{h}{h_{\text{СТ}}}. \quad (2)$$

При $h > h_3$ в трубе водосброса движение потока напорное. Поэтому при гидравлическом расчете водосброса стенку можно рассматривать как дополнительное местное сопротивление, уменьшающее коэффициент расхода сооружения. В качестве расчетной выберем формулу напорного движения [4] $Q = \mu_H \omega \sqrt{2g(H_0 + i l - \eta a)}$, в которой коэффициент расхода выражается $\mu_H = 1/\Sigma \xi$, где $\Sigma \xi = \xi_{\text{СТ}} + \xi_{\text{ВХ}} + \xi_{\text{ДЛ}} + \xi_{\text{ВЫХ}}$ — сумма коэффициентов сопротивления соответственно стенки, входа в трубу, длины трубы и выхода из трубы.

Коэффициенты $\xi_{\text{ВХ}}$, $\xi_{\text{ДЛ}}$ и $\xi_{\text{ВЫХ}}$ можно определить, пользуясь рекомендациями [2, 4].

Коэффициент $\xi_{\text{СТ}}$ сопротивления стенки определялся в третьей серии опытов (ПФЭ-3). В качестве факторов выбраны $l_{\text{СТ}}/p$, $h_{\text{СТ}}/a$ и $h/h_{\text{СТ}}$ (см. табл. 1). В результате эксперимента была получена зависимость, которая после пересче-

та в натурные значения параметров функции отклика представляет собой полином

$$\xi_{\text{СТ}} = 0,24 + (0,02 - 16,64 \frac{h_{\text{СТ}}}{a} + 1,63 \frac{h}{h_{\text{СТ}}}) \frac{l_{\text{СТ}}}{p} + 25,32 \frac{h_{\text{СТ}}}{a} - 2,48 \frac{h}{h_{\text{СТ}}}. \quad (3)$$

Обработка результатов экспериментов велась с помощью методов математической статистики. Проверка на воспроизводимость осуществлялась по критерию Кохрена, на значимость — по критерию Стьюдента, на адекватность — по критерию Фишера при вероятности превышения 0,05 [3]. Все проверки выполняются, т.е. полученные уравнения адекватно описывают исследованные процессы.

Использование методов планирования эксперимента позволило исключить из рассмотрения параметры, не оказывающие существенного влияния на гидравлику сооружения, а также учесть взаимное влияние факторов друг на друга, что при использовании других методов исследования сделать затруднительно. Представленные выше зависимости (1), (2) и (3) показывают в явном виде влияние геометрических размеров сооружения и потока на гидравлические параметры, что важно при проектировании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г а т и л л о С.П., Ф и л и п п о в и ч И.В. О целесообразности применения треугольной и полукруглой геометрических форм трубчатых водосбросов. — Докл. ВАСХНИЛ, 1981, № 1, с. 38–40.
2. Г а т и л л о С.П., Ф и л и п п о в и ч И.В. Применение тонких водосливных стенок на трубчатых водосбросных сооружениях. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 105–109.
3. В о з н е с е н с к и й В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях. — М., 1974. — 192 с.
4. Р о з а н о в Н.П. Гидравлические расчеты водопропускных труб. — М., 1979. — 72 с.

УДК 626/627

М.К.ПОВАЛЯЕВ (ЦНИИКИВР)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЭЛЕМЕНТЫ СБОРНЫХ КРЕПЛЕНИЙ НИЖНЕГО БЬЕФА

При расчете устойчивости жестких креплений нижнего бьефа гидротехнических сооружений на воздействие гидродинамической нагрузки требуется определять параметры ее пульсационной составляющей. Воздействие последней на массивные плиты водобоев и рисберм значительных плановых размеров относительно невелико и не превышает 5–10 % от воздействия осредненной составляющей [1], для сборных же креплений из элементов небольших плановых размеров и массы (малоинерционных) оно является основным возмущающим фактором; для определения его расчетных параметров необходим специальный анализ.

Используем метод, предложенный для динамического расчета устойчивости малоинерционных сборных элементов [2], частота собственных колебаний которых на порядок и более превышает частотный диапазон спектра пульсации гидродинамической нагрузки. Согласно этому методу, в качестве основного возмущающего фактора воздействия потока на крепление принимается импульс S момента $M'_{ГД}$ – пульсационного дефицита суммарной гидродинамической нагрузки, определяемый зависимостью

$$S = \int_{t_0}^{t_0+\tau} M'_{ГД} dt, \quad (1)$$

где t_0 и τ – соответственно начальный момент и продолжительность действия импульса S . Тогда задача заключается в определении расчетной величины момента пульсационного дефицита и зависимых от него параметров расчетного импульса.

Рассмотрим схему гидродинамического воздействия потока на элемент крепления (рис. 1, а). Здесь $M_{ГД}$ – момент суммарной гидродинамической нагрузки на элемент относительно одного из нижних поперечных к потоку ребер; \bar{M} , M_{\max} и M_{\min} – соответственно среднее и экстремальные значения случайной функции $M_{ГД} = f(t)$; $M_{П}$ – момент суммарной нагрузки со стороны подплитной зоны относительно того же ребра; t – время. Ввиду недостаточной изученности явления проникновения пульсаций со стороны потока через раскрытые швы в подплитную зону принимаем допущение, что $M_{П}$ не изменяется во времени и соответствует своему максимуму. Возможные его отклонения от максимума будут относиться к запасу устойчивости. Тогда в общем случае момент $M'_{ГД}$ пульсационного дефицита определяется изменением гидродинамического воздействия только со стороны потока и выражается зависимостью

$$M'_{ГД} = M_{П} - M_{ГД}. \quad (2)$$

В выбранный начальный момент времени t_0 (см. рис. 1, а) устойчивость элемента крепления обеспечена, так как $M_{П} = M_{ГД}$ и пульсационный дефицит по формуле (2) $M'_{ГД} = 0$. В интервале от t_0 до t_1 , когда гидродинамическое воздействие со стороны потока снижается, пульсационный дефицит возрастает. В результате на элемент действует возмущающий импульс (со знаком "+"), достигающий своего максимума в момент t_1 . С t_1 , когда $M_{ГД}$ начинает повышаться, пульсационный дефицит снижается; элемент испытывает воздействие удерживающего (со знаком "-") импульса; потеря устойчивости невозможна до интервала действия следующего возмущающего импульса и т.д. Таким образом, при заданном уровне подплитного воздействия расчет устойчивости можно было бы производить на одиночный возмущающий импульс, принимая в качестве расчетного его максимальное зарегистрированное значение.

Из рассмотренной схемы следует, что процесс гидродинамического воздействия на элемент крепления представляет собой чередование различных по абсолютной величине возмущающих и удерживающих импульсов. Тогда, по-видимому, не исключено, что суммарный эффект может оказаться зависимым от соотношения величин чередующихся импульсов, т.е. от импульсной

структуры процесса. Например, если между двумя последовательными возмущающими импульсами отмечается удерживающий импульс несоизмеримо меньшей величины, то расчет на одиночный импульс неправилен: воздействие предыдущего возмущающего импульса может оказаться усиленным последующими импульсами. Следовательно, в данном случае при расчете устойчивости элемента необходимо было бы учитывать некоторую группу последовательных импульсов. Используемый здесь метод [2] позволяет проверить это предположение.

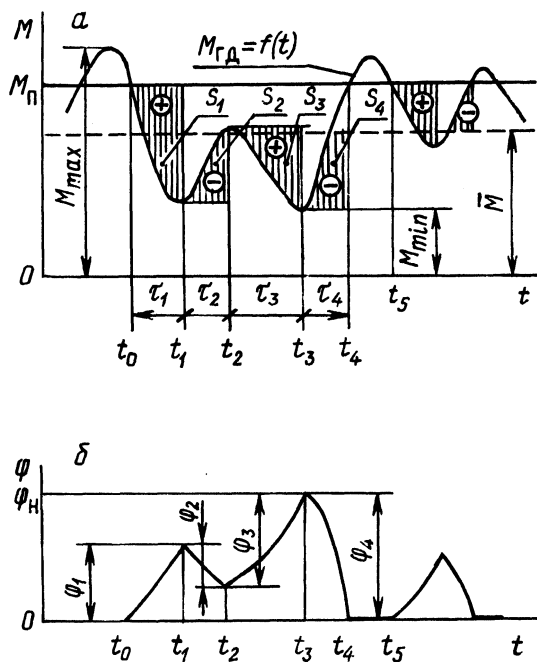


Рис. 1. Схемы: а – гидродинамического воздействия на элемент крепления; б – угловых перемещений элемента.

Рассмотрим представленную на рис. 1, б схему угловых перемещений элемента крепления, испытывающего гидродинамическое воздействие, показанное на рис. 1, а, где φ – угол поворота элемента относительно нижнего поперечного к потоку ребра. При этом ограничимся частотной областью квазистатического воздействия, что позволяет пренебречь силами инерции [2].

За время τ_1 первого возмущающего импульса S_1 (см. рис. 1, а) угол поворота элемента составит φ_1 . Поскольку, как показано на схеме, следующий удерживающий импульс S_2 по абсолютной величине меньше, чем S_1 , то и соответствующий ему угол обратного поворота φ_2 (см. рис. 1, б) будет меньше, чем φ_1 . Следовательно, к моменту t_2 элемент не успевает вернуться в исходное горизонтальное положение, а очередной возмущающий импульс S_3 доведет поворот элемента до угла, равного алгебраической сумме углов $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$. И это до тех пор, пока очередной удерживающий импульс (в данном случае

S_4) не превысит по абсолютной величине суммарное, накопленное до него возмущающее воздействие, а элемент не вернется в исходное положение. Тем самым ограничивается количество ($n = 3$) импульсов в рассмотренной группе. Таким образом, в данном случае расчет устойчивости следовало бы производить на возмущающее воздействие этого накопленного импульса S_H , способного вызвать поворот элемента на угол φ_H (см. рис. 1, б) и равного по величине алгебраической сумме n одиночных возмущающих и удерживающих импульсов, входящих в группу:

$$S_H = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (3)$$

где S_i — величина одиночного импульса, рассчитываемая по зависимости (1).

Приведенный анализ показывает, что при расчете устойчивости малоинерционных элементов крепления необходимо рассматривать два возможных варианта определения расчетных параметров гидродинамического воздействия. В первом варианте в качестве расчетных принимаются параметры одиночного максимального возмущающего импульса, во втором — максимального накопленного импульса, эквивалентного группе последовательных одиночных импульсов. Для выбора того или иного варианта необходимы фактические реализации гидродинамического воздействия $M_{ГД} = f(t)$.

Такие реализации были получены экспериментальным путем [3]. При их обработке для нескольких задаваемых уровней подплитного воздействия $M_{П}$ (см. рис. 1, а) измерялись максимальные значения момента $M'_{ГД}$ пульсационного дефицита, а по зависимостям (1) и (3) определялись параметры одиночных и накопленных импульсов, из которых затем выбирались их максимальные значения. По этим данным рассчитывались значения коэффициента динамичности K возмущающего воздействия, который можно выразить отношением толщины элемента крепления, рассчитанной предложенным методом [2], на величину возмущающего импульса (т.е. динамически), к толщине, рассчитанной, как это принято в практике [4], статически на величину момента пульсационного дефицита.

На рис. 2, а представлены осредненные значения K на послепрыжковом участке, в пределах которого обычно устраивается сборное крепление. На рис. 2, б и в приведены значения K , полученные для сечений с наибольшей интенсивностью гидродинамического воздействия на участке гидравлического прыжка. Расчеты произведены для двух рассмотренных выше вариантов определения параметров расчетного импульса и при двух граничных уровнях подплитного воздействия: 1) при $M_{П} = M$ (см. рис. 1, а), что соответствует нормальному состоянию швов между элементами и отсутствию возможности проникновения пульсаций со стороны потока в подплитную зону; 2) при $M_{П} = M_{max}$, что соответствует раскрытым швам и свободному проникновению пульсаций под крепление. Результаты представлены в координатах Fr_1 и $l/l_{П}$ (где Fr_1 — число Фруда в сжатом сечении; l и $l_{П}$ — соответственно длина элемента крепления и гидравлического прыжка), поскольку параметры S и $M'_{ГД}$, использованные при определении K , в свою очередь являются функциями Fr_1 и $l/l_{П}$ [3].

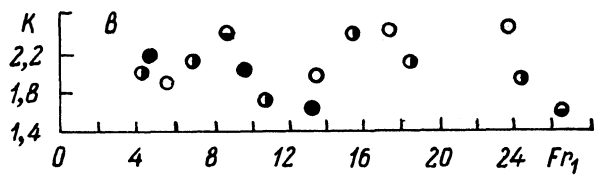
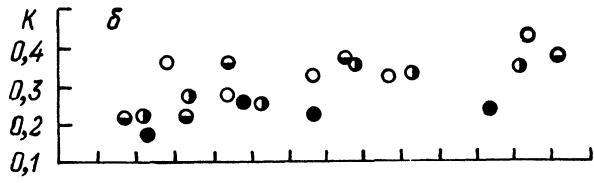
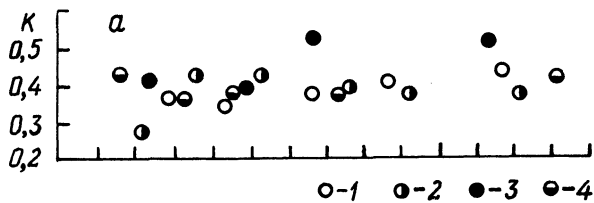


Рис. 2. Результаты определения коэффициента динамичности K возмущающегося потока на элемент крепления: а – на послепрыжковом участке при $M_{II} = M$ для обоих вариантов воздействия; б – на участке прыжка при $M_{II} = M_{\max}$ для варианта воздействия одиночного максимального импульса; в – на участке прыжка при $M_{II} = M_{\max}$ для варианта воздействия группы последовательных импульсов: 1/1_п = 0,1 (1); 0,2 (2); 0,3 (3); 0,4 (4).

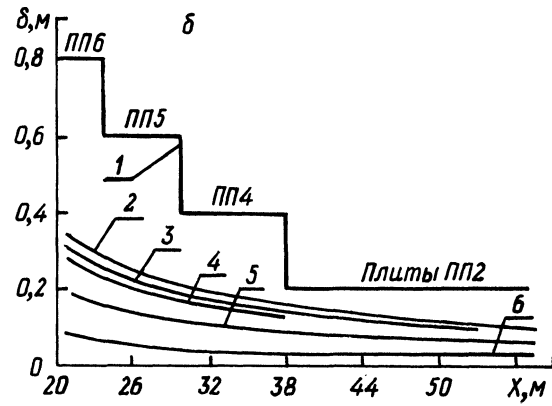
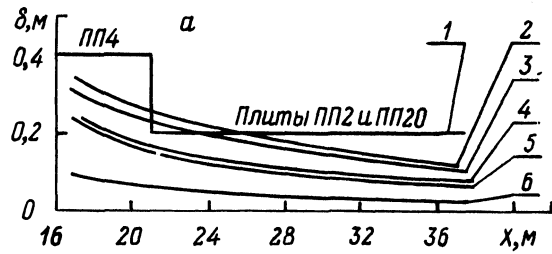


Рис. 3. Сопоставление толщин δ сборного крепления для паводковых водосбросов: а – на объекте "Гердутишки", б – на р. Лань [5]; 1 – запроектированная, 2 – рассчитанная по данным Н.А.Преображенского, 3 – по данным Е.Д.Кадомского, 4 – по рекомендациям ВНИИГ, 5 – статически, по данным автора, 6 – предложенным методом [2], по данным автора.

Анализ полученных данных позволяет сделать следующие выводы.

При соблюдении условия $M_{\Pi} = M$ накопления возмущающего воздействия последовательных импульсов не отмечается, и значения импульсных параметров для обоих рассмотренных вариантов совпадают (см. рис. 2, а). Это можно объяснить тем, что при прохождении каждого очередного удерживающего импульса $M_{ГД}$, как правило, превышает M_{Π} (см. рис. 1, а). Следовательно, количество импульсов в группе $n = 1$ и, согласно (3), $S_n^* = S_1$. Поэтому при нормальном состоянии швов между элементами крепления в качестве расчетных можно принимать параметры одиночного максимального возмущающего импульса. Коэффициент динамичности воздействия одиночного импульса на последпрыжковом участке не превышает 0,5–0,6 (см. рис. 2, а). Таким образом, учет динамического пульсационного характера возмущающего воздействия в данном случае приводит к существенному снижению расчетного нагружения элементов крепления, что указывает на неэкономичность рассчитываемых статически креплений.

При условии $M_{\Pi} = M_{\max}$ на участке гидравлического прыжка вследствие значительной интенсивности и достаточной широты частотного спектра пульсации гидродинамической нагрузки может иметь место накопление возмущающего воздействия, т.е. элементы крепления могут испытывать непрерывное возмущающее воздействие группы последовательных импульсов. Здесь коэффициент динамичности достигает значений 2,3–2,6 (см. рис. 2, в), тогда как при одиночном максимальном импульсе они не превышают 0,3–0,4 (см. рис. 2, б). Поэтому при раскрытых швах между элементами расчетными являются параметры накопленного возмущающего импульса. В данном случае учет динамического характера воздействия потока приводит к значительному увеличению (на 130–160 %) расчетного нагружения элементов крепления по сравнению с нагружением при статическом расчете, что обуславливает неэкономичность сборных креплений на участке гидравлического прыжка.

Для примера, по данным [5], различными методами была рассчитана толщина δ элементов сборного крепления на участке рибсбрем нескольких эксплуатируемых в настоящее время низконапорных сооружений. Некоторые из полученных результатов, сопоставленные с δ запроектированных креплений, приведены на рис. 3, где X — удаление центра элемента от сжатого сечения. Установлено, что в ряде случаев сборные крепления рассчитываются без достаточного обоснования, методами, разработанными для массивных креплений высоконапорных сооружений. Это приводит к недопустимому завышению запаса устойчивости и снижению экономичности сборных креплений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Беляшевский Н.Н., Пивовар Н.Г., Калантыренко И.И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на нескальных основаниях. — Киев, 1973. — 292 с.
2. П о в а л я е в М.К. Исследование устойчивости сборного крепления отводящего русла за водовыпусками. — В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1981, вып. 11, с. 91–99.
3. П о в а л я е в М.К. Экспериментальное исследование гидродинамического воздействия на крепление отводящего русла водорегулирующих сооружений. — Там же, 1982, вып. 12, с. 62–67.
4. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рибсбрем водосливных плотин. — Л., 1979. — 52 с.
5. Альбом для повторного применения проектов мелиоративных сооружений с расходом свыше 20 м³/с. — М., 1978. — 88с.

К ПРОГНОЗИРОВАНИЮ ИНТЕНСИВНОСТИ КАВИТАЦИОННОЙ ЭРОЗИИ В ГИДРОСООРУЖЕНИЯХ

В литературе [1] изложена новая гипотеза и приведены доказательства механизма кавитационной эрозии материалов в жидкостях. Действующей силой при схлопывании пузырьковой каверны принято поверхностное натяжение мениска в ней. Действие мениска вызывает структурные преобразования в жидкости — вокруг схлопывающейся каверны в период ее сокращения образуются радиально направленные натянутые цепи молекул, потенциальная энергия которых получена из их тепловой энергии. Разрушающая энергия ударной волны, образующейся при схлопывании каверны и движущейся затем радиально по цепям, пропорциональна тепловой энергии жидкости и ее поверхностному натяжению.

В соответствии с данной гипотезой эрозионную способность жидкости можно выразить в виде

$$i = \mathfrak{E}_k \sigma (H^2), \quad (1)$$

где \mathfrak{E}_k — кинетическая энергия поступательного движения молекулы данной жидкости; σ — поверхностное натяжение при 0°C .

Известно [2], что

$$\mathfrak{E}_k = \frac{3}{2} kT. \quad (2)$$

Здесь k — постоянная Больцмана ($1,38 \cdot 10^{-23}$ Дж/К); T — абсолютная температура, К.

Функция поверхностного натяжения жидкостей выражается формулой [3]

$$\sigma = \sigma_0 \left(1 - \frac{t}{t_k}\right), \quad (3)$$

где t — температура жидкости; t_k — критическая температура.

Подставив в уравнение (1) значения (2) и (3) и выполнив необходимые преобразования, получим

$$i = -2,07 \gamma t^2 - 565 \gamma t + 2,07 \sigma_0 t + 565 \sigma_0. \quad (4)$$

Здесь относительное начальное поверхностное натяжение $\gamma = \sigma_0/t_k$. Полученное выражение (4) отражает закон изменения эрозионной способности жидкостей в зависимости от их рода и температуры. Учитывая, что для каждой конкретной жидкости γ и σ_0 являются постоянными величинами, уравнение (4) относительно нее примет вид

$$i = -at^2 + bt + C. \quad (5)$$

Полученное выражение является уравнением опрокинутой вогнутостью вниз параболы в системе координат i, t . Координаты ее вершины: $t_A = -b/2a$; $i_A = C - b^2/4a$. Отсюда вытекает, что интенсивность кавитационной эрозии, являющейся следствием эрозионной способности жидкости, должна зависеть от температуры нелинейно. При этом с увеличением температуры интенсивность должна расти до определенного граничного значения, соответствующего t_A кривой $i = f(t)$, а затем уменьшаться в соответствии со второй ветвью параболы.

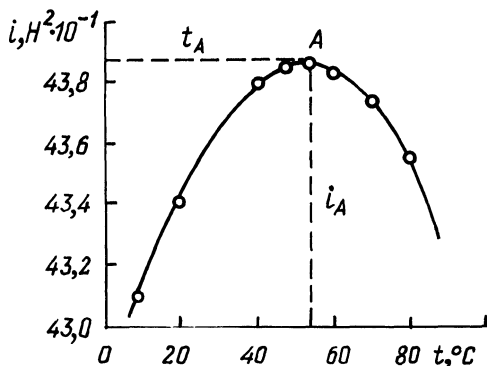


Рис. 1. Изменение эрозионной способности воды в зависимости от температуры.

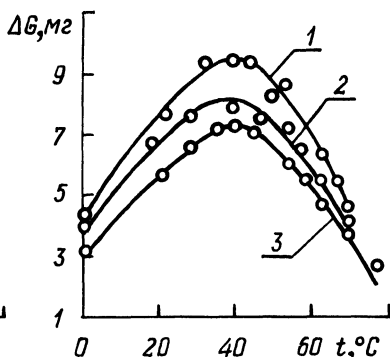


Рис. 2. Влияние температуры воды на интенсивность кавитационной эрозии различных материалов [5]: 1 – марганцевая бронза; 2 – углеродистая сталь; 3 – алюминий.

Произведем расчет для конкретной жидкости – воды с использованием выведенных формул (4) и (5).

Подставим в выражение (4) значения σ_0 и γ . Так как критическая температура $t_{к}$ для воды равна 374°C , а $\sigma_0 = 75,64 \cdot 10^{-3}$ Н/м [4], то $\gamma = \sigma_0/t_{к} = 75,64 \cdot 10^{-3}/374 = 2 \cdot 10^{-4}$ Н/м·град. Тогда уравнение (4) преобразуется в

$$i = -4,1 \cdot 10^{-4} t^2 + 4,36 \cdot 10^{-2} t + 42,7. \quad (4')$$

Уравнение (4) выражает закон изменения эрозионной способности воды в зависимости от температуры. Определим значение температуры воды, при которой проявляется максимальная интенсивность эрозии:

$$t_A = -\frac{b}{2a} = -\frac{4,36 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot (-4,1 \cdot 10^{-4})} = 53^\circ\text{C}.$$

При этом эрозионная способность воды

$$i_A = C - \frac{b^2}{4a} = 42,7 - \frac{(4,36 \cdot 10^{-2})^2}{4 \cdot (-4,1 \cdot 10^{-4})} = 43,86 \text{ Н}^2.$$

По равенству (4') построим кривую $i = f(t)$ (рис. 1). Как видно из приведенных расчетов и построенной кривой $i = f(t)$, вид графика эрозионной способности жидкости совпадает с видом хорошо известных кривых, отражающих

зависимость экспериментально полученной интенсивности кавитационной эрозии материалов в воде от температуры (рис. 2). Кроме того, максимум эрозионной способности воды практически совпадает с максимумом интенсивности эрозии, полученным из экспериментов ($t \approx 50^\circ\text{C}$) [5]–[7]. Учитывая, что известные экспериментальные результаты получены для самых различных условий кавитации, можно заключить: формулы (4) и (4') представляют общие закономерности, отражающие реальные процессы, происходящие при кавитации.

ЛИТЕРАТУРА

1. К у м а ч е в В.И. Механизм кавитационной эрозии. – Науч. тр. БСХА. Горки, 1979, вып. 57, с. 109–117. 2. Л а н д а у Л.Д., А х и е з е р А.И., Л и ф ш и ц Е.М. Курс общей физики: Механика и молекулярная физика. – М., 1965, – 566 с. 3. Г и р ш ф е л ь д е р Дж., К е р т и с с Ч., Б е р д Р. Молекулярная теория газов и жидкостей: Пер. с англ. – М., 1961, 969 с. 4. Р и в к и н С.А., А л е к с а н д р о в А.А. Теплофизические свойства воды и водяного пара. – М., 1980. – 593 с. 5. К а р е л и н В.Я. Кавитационные явления в центробежных и осевых насосах. – М., 1975. – 336 с. 6. К н э п п Р., Д э й л и Дж., Х э м м и т Ф. Кавитация: Пер. с англ. – М., 1974. – 687 с. 7. П и р с о л И. Кавитация: Пер. с англ. – М., 1975. – 92 с.

УДК 532.542

А.Е.ЕЛИСЕЕВ (БПИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ ДВИЖЕНИЯ ЖИДКОСТИ В КОАКСИАЛЬНЫХ ТРУБОПРОВОДАХ С ПРОНИЦАЕМОЙ ВНУТРЕННЕЙ ТРУБОЙ

В настоящее время получают широкое распространение установки, аппараты и устройства, в которых в качестве передающей или отдающей поверхности используются проницаемые стенки [1, 2]. Для проектирования надежной и экономически эффективной работы таких трубопроводов необходимо знания закономерностей распределения пьезометрического давления и расхода жидкости по длине коаксиальных труб. Без указанных закономерностей невозможно обеспечить оптимальный режим истечения.

Цель данной работы – экспериментальное исследование процесса течения несжимаемой жидкости в коаксиальном трубопроводе с различной проницаемостью стенки внутренней трубы, а также уточнение зависимостей, полученных в результате аналитического исследования [3].

Экспериментальная установка (рис. 1) включала внутреннюю проницаемую трубу, соосно расположенную в стеклянном трубопроводе. Питание установки осуществлялось из открытого резервуара. Измерение давления по длине внутренней и внешней труб производилось пьезометрами, расположенными симметрично относительно отверстий в стенках проницаемого трубопровода. Изучались трубы длиной 16,74 м; 15,00; 8,74 и 4,55 м при соотношениях внутреннего и наружного трубопроводов $d : D$ 0,100; 0,187; 0,350. При этом скважность трубопровода ϵ_f (отношение суммарной площади отверстий в стенке к площади боковой поверхности трубы) изменялась от 0,00245 до 0,15. Скорость во внутренней трубе измерялась при помощи напорной трубки из

стальных игл диаметром 2 мм. По построенным эюграм скоростей определялись средняя скорость и расход по длине пронцаемого трубопровода. Из условия неразрывности устанавливался расход в наружном трубопроводе. Перетекание жидкости из одной трубы в другую наблюдалось с помощью индикатора через наружный стеклянный трубопровод.

Были проведены серии опытов (рис. 2). Преследовалась цель определения характера взаимодействия двух движущихся потоков во внутренней и внешней трубах. Было установлено, что в коаксиальных трубопроводах имеет место как распределение воды пронцаемым трубопроводом, так и приток ее из наружного во внутренний трубопровод (серии опытов I и III). Изменение расхода по длине внутренней пронцаемой трубы для всех сечений описывается показательной функцией:

$$Q_x = Q_0 \exp \left(- \frac{K_1 x}{L} \right); \quad (1)$$

$$Q_x = Q_0 \exp \left(-K_2 \frac{L - X}{L} \right), \quad (2)$$

где Q_x – расход в рассматриваемом сечении пронцаемой трубы; L – длина пронцаемого трубопровода; Q_0 – расход жидкости в начале трубы; K_1 и K_2 – коэффициенты, характеризующие интенсивность распределения и притока воды.

Уравнения (1) и (2) описывают изменение расхода в пронцаемом трубопроводе соответственно на участках, где имеет место распределение воды и где происходит приток воды из наружного во внутренний трубопровод.

В результате решения уравнений определяем координату точки X , общую для обеих зависимостей и характеризующую переход от распределителя к сборнику: $X = K_2 L / (K_1 + K_2)$.

Коэффициенты K_1 и K_2 являются постоянными для данного способа подвода и отвода воды из трубопровода вне зависимости от создаваемого напора. Однако они зависят от величины скважности трубопровода (рис. 3). Как видно из рисунка, интенсивность распределения и притока воды, характеризуемая коэффициентами K_1 и K_2 , возрастает с увеличением пронцаемости трубопровода. Эксперименты показали также, что с увеличением скважности уменьшается длина участка трубы, на котором наблюдается приток и одновременно возрастает та ее часть, где происходит распределение воды.

После построения кривой расхода по длине внутреннего пронцаемого трубопровода представилось возможным определить характер изменения расхода по длине наружного трубопровода, так как условие неразрывности в двухконтурной установке удовлетворяется при постоянном расходе в совпадающих поперечных сечениях внутреннего и наружного трубопроводов.

Экспериментальные материалы позволяют изучить характер изменения давления в трубопроводах. Изменение расхода вдоль трубы сопровождается изменением давления (см. рис. 2). Интенсивные изменения скорости потока в начале пронцаемого трубопровода приводят к увеличению давления. В дальнейшем начинают преобладать потери на трение, и давление в пронцаемом трубопроводе постепенно уменьшается до тех пор, пока не уравнивается с давлением в наружном трубопроводе. Этот участок характеризуется распределени-

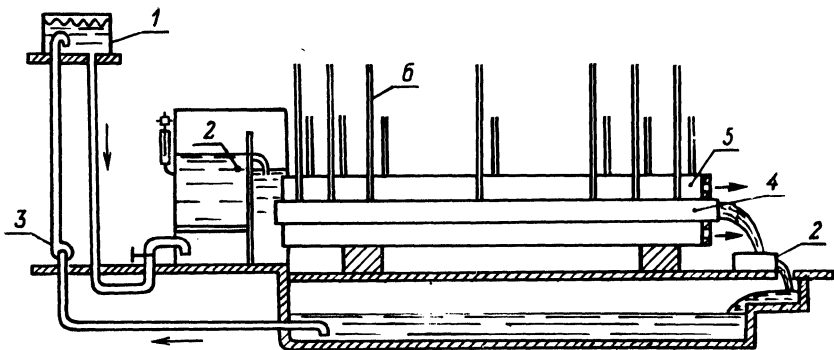


Рис. 1. Схема установки: 1 – напорный бак; 2 – мерный водослив; 3 – насос; 4 – внутренняя перфорированная труба; 5 – наружный стеклянный трубопровод; 6 – пьезометры.

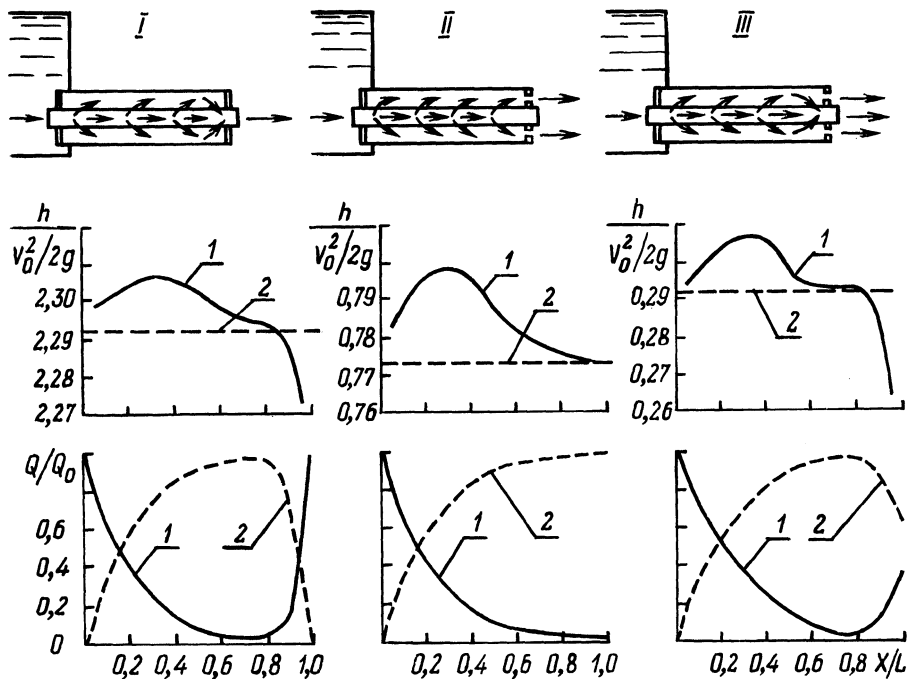


Рис. 2. Распределение давления и расхода жидкости по длине коаксиальных труб: 1 – для внутреннего проницаемого трубопровода; 2 – для наружного трубопровода.

ем воды проникаемой трубой. На участке, где давление во внутренней трубе будет меньше, чем в наружном трубопроводе, происходит поступление воды из кольцевого пространства во внутреннюю трубу. Резкое падение давления здесь обуславливается в основном потерей напора на образование скорости течения.

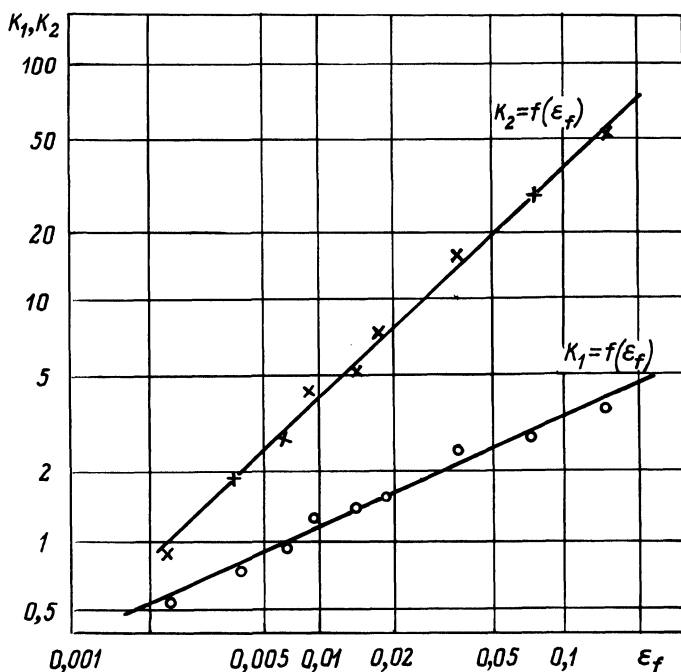


Рис. 3. Графики зависимостей $K_1 = f(\epsilon_f)$, $K_2 = f(\epsilon_f)$.

Таким образом, по соотношению давлений во внутреннем и наружном трубопроводах можно определить характер расхода воды в двухконтурной установке.

ЛИТЕРАТУРА

1. П а с е ч н о в А.М. Напорный трубчатый перепад с гасителем энергии. — Гидротехника и мелиорация, 1960, № 5, с. 48–49.
2. Л е в и т а н М.М., П е р е л ь м а н Т.Л., Ш а б у н я С.И. Гидродинамика и теплообмен при однофазном течении теплоносителей в пористом электрическом кабеле. ИФЖ, 1975, т. 28, № 3, с. 83–87.
3. Ш и м к о К.И., Е л и с е в А.Е. Уравнение движения жидкости в перфорированных трубопроводах постоянного поперечного сечения с учетом закона раздачи расхода вдоль пути. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1975, вып. 5, с. 139–144.

ПРОГНОЗ ИЗМЕНЕНИЯ УРОВЕННОГО РЕЖИМА ДРЕНИРУЕМЫХ ТЕРРИТОРИЙ НА ОСНОВЕ УЧЕТА БАЛАНСА ВЛАГИ В ЗОНЕ АЭРАЦИИ

При относительно медленном понижении уровней грунтовых вод над депрессионной поверхностью потока всегда устанавливается зона переменного влагосодержания или капиллярной влагоемкости, обусловленная действием капиллярных сил [1]. Влагосодержание в зоне неполного насыщения, как правило, закономерно убывает от полного — на депрессионной поверхности грунтового потока W_{Π} до наименьшего (максимальной молекулярной) W_0 (рис. 1). При выполнении водобалансовых и фильтрационных расчетов весьма актуальной является задача количественной оценки способности дренируемых грунтов вмещать или отдавать гравитационную влагу при изменении УГВ.

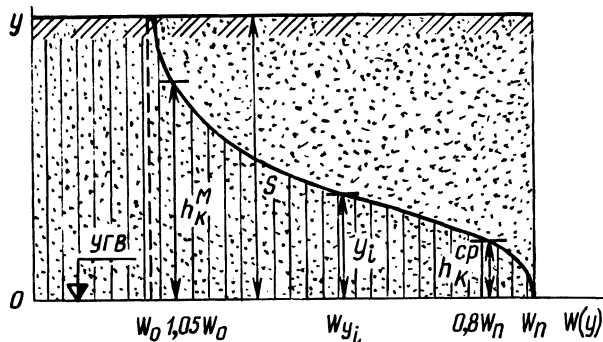


Рис. 1. Эпюра равновесного влагосодержания выше уровней грунтовых вод.

Рассмотрим случай, когда депрессионная поверхность фильтрационного потока отстоит от поверхности на глубину s (рис. 1). Тогда объем пор, свободных от гравитационной влаги (водовместимость грунта), можно определить из выражения

$$G(s) = w_{\Pi} s - \int_0^s w_y dy,$$

где $G(s)$ — объем гравитационной влаги, дренированной с единицы площади при понижении УГВ на глубину s ; $w_{\Pi} s$ — объем влаги, содержащейся в колонне

грунта высотой s при полном водонасыщении; $\int_0^s w_y dy$ — объем пор грунта

выше поверхности грунтовых вод, заполненный капиллярно-подвешенной влагой; w_{Π} — полная влагоемкость (влагосодержание при полном насыщении); w_y — капиллярная влагоемкость.

В мелиоративной гидрогеологии и почвоведении при подсчете влагозапасов в зоне аэрации широко используется понятие коэффициента интегральной водоотдачи

$$\mu_u(s) = \frac{G(s)}{W_\Gamma} = \frac{W_\Pi s - \int_0^s W_y \cdot dy}{s}, \quad (1)$$

где W_Γ – объем грунта, из которого дренировала гравитационная влага.

Выражение (1) можно записать в виде

$$\mu_u(s) = W_\Pi - \frac{1}{s} \int_0^s W_y \cdot dy = W_\Pi - W_{cp}, \quad (2)$$

где W_{cp} – среднее влагосодержание в зоне капиллярной каймы при понижении УГВ на глубину s от поверхности.

При выполнении фильтрационных расчетов по формулам неустановившейся фильтрации следует располагать данными о коэффициенте дифференциальной (текущей) водоотдачи дренируемых грунтов, определяемом выражением

$$\mu_g(y) = \frac{dG(y)}{dy} = W_\Pi - W_y. \quad (3)$$

Для определения $\mu_u(s)$ и $\mu_g(s)$ необходимо располагать зависимостями, учитывающими изменение влагосодержания W_y в зоне неполного насыщения при снижении или подъеме УГВ.

Для описания кривой остаточного влагосодержания в настоящее время используется целый ряд эмпирических формул, полученных в результате обобщения результатов опытов по дренированию воды из колонн с грунтом [1] – [6].

Наиболее употребительными являются формулы О.Н.Носовой [4] и С.Ф.Аверьянова [5].

К несомненным достоинствам этих формул следует отнести простоту и вполне удовлетворительную в ряде случаев точность описания кривых равновесного влагосодержания реальных грунтов. Значительное неудобство расчетов по ним представляют параметры h_K^{cp} и h_K^M , характеризующие капиллярные свойства дренируемых грунтов. С.Ф.Аверьянов рекомендует принимать в качестве расчетного максимальное значение высоты капиллярного поднятия h_K^M , О.Н.Носова – высоту капиллярного подъема h_K^{cp} , соответствующую влажности, при которой в опытах по дренированию обычно наблюдается разрыв сплошности потока. Трудности, связанные с определением высоты капиллярного поднятия исследуемых грунтов, обусловлены тем обстоятельством, что в специальной литературе нет четких и однозначных критериев и рекомендаций относительно способа установления величин h_K^{cp} и h_K^M . Использование для этих целей кривой остаточного влагосодержания затруднительно, поскольку при значительных понижениях УГВ капиллярная влажность W_y весьма медленно убывает по высоте колонны (см. рис. 1), асимптотически приближаясь к предельному значению W_0 .

Выполненное нами обобщение данных по распределению влаги в зоне ка-

пиллярной каймы в органоминеральных и песчаных грунтах показало, что эпюру влагосодержания целесообразно описывать в соответствии с выражением

$$W_y = W_0 + (W_{\Pi} - W_0) \exp^{-ay^n}, \quad (4)$$

где a и n — эмпирические коэффициенты, характеризующие структуру порового пространства грунта, степень его уплотнения, механический состав; W_0 — наименьшая влагоемкость.

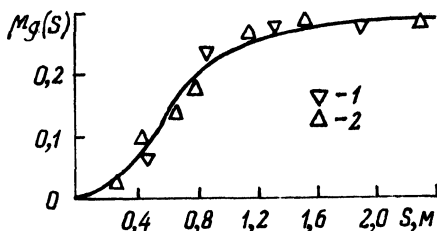
Анализ экспериментальных данных свидетельствует о том, что параметр n в выражении (4) без существенных погрешностей в результатах можно принимать равным 2.

При наличии экспериментальных данных по влагосодержанию в зоне неполного насыщения параметр a в уравнении (4) при $n = 2$ легко определяется графически или аналитически (методом наименьших квадратов). В первом случае выражение (4) удобно представить в виде

$$\alpha = \frac{\ln[(W_{\Pi} - W_0)/(W_y - W_0)]}{y^2} \quad (5)$$

Тогда, откладывая по оси абсцисс значения y_i^2 , а по оси ординат соответствующие величины $\ln[(W_{\Pi} - W_0)/(W_{y_i} - W_0)]$, коэффициент α определяем как тангенс угла наклона осредняющей прямой, проведенной по экспериментальным точкам к оси абсцисс.

Рис. 2. Изменение коэффициента дифференциальной водоотдачи в зависимости от глубины стояния УГВ (по данным опытов в тензиометре со среднезернистым песком; $d_{10} = 0,15$ мм, $\eta = 2,3$). 1, 2 — первая и вторая повторности.



Для выполнения водобалансовых расчетов необходимо располагать расчетной формулой для коэффициента интегральной водоотдачи $\mu_u(s)$. Произведя интегрирование в выражении (2) с учетом (4) при $n = 2$, можно получить

$$\mu_u(s) = \mu_{\Pi} \left[1 - \frac{\sqrt{\pi}}{2\sqrt{as}} \operatorname{erf}(\sqrt{as}) \right], \quad (6)$$

где $\mu_{\Pi} = (W_{\Pi} - W_0)$ — предельное значение коэффициента водоотдачи.

Для $\mu_g(s)$, исходя из уравнения (3), имеем

$$\mu_g(s) = \mu_{\Pi} (1 - \exp^{-as^2}). \quad (7)$$

Табл. 1. Зависимость $\bar{\mu}_g(s) / \bar{\mu}_u(s) = f(\sqrt{a}s)$

$\sqrt{a}s$	0,05	0,2	0,4	0,7	1,0	2,0	4,0
$\bar{\mu}_u(s)$	$8,3 \cdot 10^{-4}$	$1,32 \cdot 10^{-2}$	$5,09 \cdot 10^{-2}$	0,142	0,253	0,559	0,779
$\bar{\mu}_g(s)$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$3,92 \cdot 10^{-2}$	$1,48 \cdot 10^{-1}$	0,387	0,632	0,982	0,999
$\bar{\mu}_g(s) / \bar{\mu}_u(s)$	3,00	2,97	2,91	2,73	2,50	1,76	1,28

Примечание. $\bar{\mu}_u(s) = \mu_u(s) / \mu_{\Pi}$; $\bar{\mu}_g(s) = \mu_g(s) / \mu_{\Pi}$

В табл. 1 сопоставлены значения $\bar{\mu}_u(s)$ и $\bar{\mu}_g(s)$, вычисленные по формулам (6) и (7).

Как следует из данных табл. 1, при небольших снижениях УГВ относительно поверхности грунта коэффициент дифференциальной водоотдачи $\mu_g(s)$ превышает коэффициент интегральной водоотдачи приблизительно в 3 раза. В случае значительных понижений УГВ $\mu_g(s)$ и $\mu_u(s)$ стремятся к предельному значению μ_{Π} , являющемуся константой для данного грунта.

Ограничиваясь первыми тремя членами разложения в ряд функции e^{-z^2} , из выражения (7) можно получить

$$\bar{\mu}_g(s) = [1 - e^{-z^2}] = 1 - (1 - z^2 + \frac{z^4}{4}) = as^2 (1 - \frac{as^2}{4}), \quad (8)$$

где $z = \sqrt{as^2}$.

Решая уравнение (8) относительно a , имеем

$$a = \frac{2(1 - \sqrt{1 - \bar{\mu}_g(s)})}{s^2} \quad (9)$$

Выражение (9) может быть использовано для ориентировочной оценки параметра a при $\mu_g(s) \leq 0,4$.

Учет влагозапасов зоны аэрации общепринято оценивать в миллиметрах водяного столба. Тогда, с учетом равенств (6) и (1), формулу для оценки водовместимости грунтов можно представить в виде

$$W(s) = 1000 s \mu_{\Pi} [1 - \frac{\sqrt{\pi}}{2\sqrt{a}s} \operatorname{erf}(\sqrt{a}s)]. \quad (10)$$

Для облегчения водобалансовых расчетов на основании формулы (10) разработана номограмма (рис. 3).

Пример расчета. УГВ отстоит от поверхности грунта на глубину 0,9 м. Емкостные характеристики грунта: $a = 1,5 \text{ м}^{-2}$, $\mu_{\Pi} = 0,3$. Требуется определить, на какую величину изменится глубина стояния грунтовых вод в случае выпадения 50 мм осадков. За это же время горизонтальным дренажем с участка отводится 20 мм избыточных вод. Испарением и транспирацией можно пренебречь.

Расчет выполняем с использованием номограммы, приведенной на рис. 3. При $s_0 = 0,9 \text{ м}$, $a = 1,5 \text{ м}^{-2}$ и $\mu_{\Pi} = 0,3$ по графику получаем $G(s_0) = 79 \text{ мм}$. В результате выпадения 50 мм осадков и отвода дренажем 20 мм избыточной

влаги водовместимость грунта в зоне аэрации уменьшится и составит $G(S_1) = 79 - 50 + 20 = 49$ мм. При $G(s_1) = 49$ мм и исходных α и μ_{II} получаем $s_1 = 0,74$ м. Следовательно, УГВ повысятся на $\Delta s = 0,90 - 0,74 = 0,16$ м.

Для определения положения УГВ в результате изменения влагозапасов в

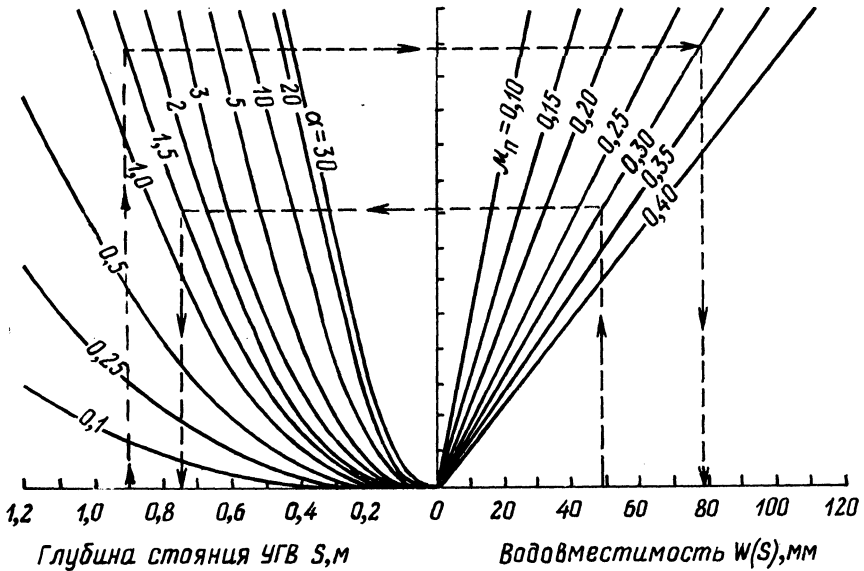


Рис. 3. Номограмма для оценки водовместимости дренируемых грунтов.

зоне аэрации может быть использована и формула (7). В этом случае расчет выполняется подбором:

$$\Delta s = \frac{\Delta G(s)}{\mu_{II}(1 - e^{-\alpha s_1^2})}, \quad (11)$$

где $\Delta W(s)$ — изменение водовместимости в зоне аэрации; Δs — изменение глубины стояния грунтовых вод;

$$s_1 \begin{cases} (s_0 - \Delta s/2) & \text{— при повышении УГВ;} \\ (s_0 + \Delta s/2) & \text{— при понижении УГВ.} \end{cases}$$

В частности, для рассматриваемого случая, принимая в первом приближении $\Delta s = 0,16$ м, по (1), имеем

$$\Delta s = \frac{30}{0,3(1 - \exp^{-1,5(0,9 - 0,16/2)^2})} = 15,7 \text{ мм} \approx 0,16 \text{ м.}$$

Решая (4) относительно u , можно получить расчетную зависимость для установления оптимальной глубины стояния УГВ, при которой для данного грунта

обеспечивается требуемая влажность в зоне аэрации, что важно при расчете горизонтального дренажа:

$$y = \sqrt{\frac{n \ln \frac{W_{\Pi} - W_0}{W_y - W_0}}{\alpha}} = \sqrt{\frac{n \ln (\mu_{\Pi} / \mu_g(y))}{\alpha}}. \quad (12)$$

Отметим также, что формула (4) применима и для количественной оценки высоты капиллярного поднятия грунтов. Так, если условиться считать максимальной высотой капиллярного поднятия t_u , при которой капиллярная влажность отличается от минимальной влагоемкости W_0 на 5 % (см. рис. 1), по (12) получаем

$$y = h_{\text{к}}^{\text{М}} = \sqrt{\frac{n \ln \frac{1 - \bar{W}_0}{0,05 \bar{W}_0}}{\alpha}}.$$

где $\bar{W}_0 = W_0 / W_{\Pi}$.

Если исходить из рекомендаций О.Н.Носовой [4], то для средней высоты капиллярного поднятия при $W_y = 0,8 W_{\Pi}$ можно получить

$$y = h_{\text{к}}^{\text{ср}} = \sqrt{\frac{n \ln \frac{1 - \bar{W}_0}{0,8 - \bar{W}_0}}{\alpha}}.$$

Разработанные формулы для $\mu_g(s)$ и $\mu_u(s)$ содержат параметры, однозначно определяемые по данным лабораторных или полевых опытов. Для определения коэффициентов W_0 , W_{Π} , α в зависимостях (4), (6), (7), (10) могут быть использованы общепринятые методы определения емкостных характеристик грунтов: высоких колонн, тензиметрический и метод капилляриметра [6].

ЛИТЕРАТУРА

1. Лебедев А.Ф. Почвенные и грунтовые воды. — М.—Л., 1936. — 316 с.
2. Романов В.В. Водные свойства сфагнового оеса. — Труды ГГИ. Л., 1949, вып. 13/67. — 300 с.
3. Луиди К.В. Водные свойства торфяной залежи. — Минск, 1964. — 260 с.
4. Носова О.Н. Расчет водоотдачи песчаных грунтов. — М.—Л., 1962. — 116 с.
5. Аверьянов С.Ф. Фильтрация из каналов и ее влияние на режим грунтовых вод. — В кн.: Влияние оросительных систем на режим грунтовых вод. М., 1956. — 150 с.
6. Афанасиук Г.И., Луиди К.П. Методические указания по определению водно-физических свойств почвогрунтов мелиорируемых земель. — Минск, 1973. — 82 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ УРОВНЯ ГРУНТОВЫХ ВОД НАД ДРЕНАЖЕМ ОГРАДИТЕЛЬНОЙ ДАМБЫ ЗАСЛАВСКОГО ВОДОХРАНИЛИЩА

Лабораторные исследования работы придамбовой дрены [1] показали, что при определенных условиях над ней образуется нависание грунтового потока. Для проверки этого явления в натуральных условиях были проведены исследования на дренаже, защищающем от подтопления территорию в зоне Заславского водохранилища. Дренируемая территория (рис. 1) расположена между оградительной дамбой Заславского водохранилища и левым берегом водохранилища Криницы и вытянута в широтном направлении. Почти повсеместно участок

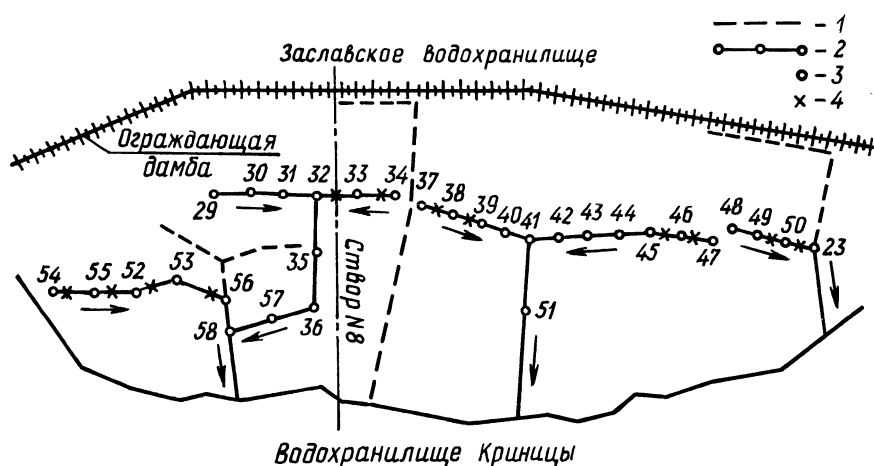


Рис. 1. Схема расположения оградительной дамбы и защитного дренажа: — — — — существующий дренаж; о—о—о—о—о — дополнительная дренажная сеть; о — смотровые колодцы; X — местоположение скважин для измерения УГВ над дренажем.

покрыт почвенно-растительным слоем мощностью от 0,2 до 0,4 м. Под этим слоем залегают флювиогляциальные отложения времени отступления московского ледника, представленные песками различной крупности. Пески подстилаются моренными отложениями московского ледника — супесями и суглинками твердой и пластичной консистенции.

Средние коэффициенты фильтрации составляют: 12,2 м/сут для среднезернистых песков; 16,8 м/сут — для трехслойной толщи, состоящей из среднезернистых, крупнозернистых и гравелистых песков. Водоупором служат моренные супеси и суглинки.

При проектировании Заславского водохранилища институтом Белгоспроект в 1956 г. был разработан проект задамбового дренажа (см. рис. 1) на трех участках, где дамба перегораживала естественные понижения рельефа. В настоящее время этот дренаж не работает.

В 1976 г. институтом Минскийжпроект в проекте реконструкции дренажа оградительной дамбы Заславского водохранилища была разработана дополнительная дренажная сеть, состоящая из трех участков: западного, среднего и восточного (см. рис. 1). Дрены выполнены из асбестоцементных труб диаметром 300 или 400 мм.

В дренажных асбестоцементных трубах водопримные отверстия устраивались в виде пропилов шириной $3 \div 5$ мм. Длина пропила равна половине диаметра трубы. Отверстия располагались с обеих сторон трубы в шахматном порядке. Расстояние между отверстиями на одной стороне 50 см. Таким образом, скважность дрены достигала $1 \div 2$ %, что соответствовало ее оптимальному значению [2, 3].

Во время обследования вся новая дренажная сеть находилась в хорошем состоянии, работала нормально, за исключением пятидесятиметрового отрезка между смотровыми колодцами № 48 и 49 на восточном участке дренажа. В колодце № 49 дренажный сток отсутствовал. На всех обследованных участках дренаж работал неполным сечением, т.е. подпор в дренах отсутствовал.

Табл. 1. Результаты исследований работы защитного дренажа

Отметка Заславского водохранилища	НПУ, м Водохранилища Криницы	Номер смотрового колодца	Расстояние от колодца до опытного створа, м	Отметка поверхности земли, м	Заглубление УГВ от поверхности земли, м	Отметка гребня дрены, м	Δh , м	Среднее значение фильтрационного расхода, л/с
111,08	104,7	54	13	108,0	1,05	106,4	0,55	0
111,08	104,7	55	20	108,2	1,11	106,1	0,99	3,96
111,08	104,7	52	18	108,5	1,39	105,95	1,16	10,7
111,08	104,7	53	29	108,5	1,12	105,45	1,93	24,7
111,08	104,7	56						49,4
111,08	104,7	37						0
111,08	104,7	38	7,0	108,5	2,34	105,5	0,66	3,10
111,08	104,7	39	20	108,2	2,02	105,3	0,88	9,15
110,99	104,7	34						0
110,99	104,7	33	11	109,7	2,70	106,5	0,50	6,11
110,99	104,7	32	30	110,3	3,12	106,4	0,78	16,8
110,99	104,7	47						0
110,99	104,7	46	10	108,0	1,77	105,9	0,33	0,82
110,99	104,7	45	11	108,05	2,20	105,85	0	2,09
110,99	104,7	49						0
110,99	104,7	50	11	108,05	2,42	105,5	0,13	1,05
110,99	104,7	23	14	108,45	2,84	105,3	0,31	7,996

Методика проведения опытов заключалась в измерении фильтрационного расхода и определении положения уровня грунтовых вод над дренаем. Опыты осуществлялись на начальных участках дренажных линий, где фильтрационные расходы еще не достигали больших значений и измерять их можно было объемным способом. Каждое измерение повторялось не менее трех раз.

В выбранных створах над осью дренаи бурились скважины диаметром 100 мм. Заглубление уровня грунтовых вод относительно дневной поверхности измерялось при помощи лот-свистка с рулеткой. Кроме того, замерялось расстояние между смотровыми колодцами и от колодца до опытного створа. Отметки поверхности земли и гребня дренаи, необходимые для определения величины участка нависания грунтового потока над дренаем (Δh), снимались с проектных продольных профилей дренажа.

Всего было намечено 12 опытных створов, из них 6 – на западном участке дренажа, 4 – на среднем и 2 – на восточном. В 11 створах над дренами были зафиксированы участки нависания грунтового потока величиной от 0,13 до 1,93 м. В одном случае (между смотровыми колодцами № 45 и 46) уровень грунтовых вод над дренаем отсутствовал. Полученные опытные данные приведены в табл. 1. Отметки нормальных подпорных уровней водохранилищ, поверхности земли и отметки гребня дренаи приведены в условных единицах.

Так как исследуемые дренаи во всех случаях работали без подпора, а скважность их соответствовала оптимальному значению, то причиной образования участка нависания являлся недостаточный диаметр дренаи [4]. Как видно из опытных данных, величина этого участка может достигать больших значений, вследствие чего повышается уровень грунтовых вод на защищаемой территории и возможно ее подтопление. Следовательно, явление образования нависания грунтовых вод над дренаем должно учитываться при проектировании защитных дренажей.

На рис. 2 приведена расчетная схема дренажа на участке между смотровыми колодцами № 32 и 33 (створ № 8). Для аналогичных расчетных схем на основании лабораторных исследований была получена зависимость для вычисления Δh [5] и разработана методика расчета дренаи, работающей с нависанием [6]:

$$\left(\frac{\Delta h}{D}\right)^2 = 0,00414 \frac{q_r}{|l_r^2 - 3,28l_r|} \left(\frac{t}{D}\right)^{2,7} - 2,83. \quad (1)$$

Все параметры, входящие в формулу (1), приведены на рис. 2. Величина l_r вычисляется по зависимости

$$l_r = \frac{l_1 + mH_{ВБ} + l_2}{l_1 + mH_{ВБ}}, \quad (2)$$

где m – заложение напорного откоса ограждающей дамбы; $q_r = q/k$ – приведенный расход дренаи; $H_{ВБ}$ – глубина воды в водохранилище перед дамбой.

Расстояния от оси дренаи до уреза воды в водохранилищах (отметки НПУ водохранилищ принимались по данным наблюдений службы эксплуатации) снимались с плана, выполненного в масштабе 1 : 1000.

Последовательность вычисления величины участка нависания по зависимости (1) и (2) показана на примере опытных данных для створа № 8:

$$l_r = \frac{203 + 3 + 215}{203 + 3} = 2,044; \quad |l_r^2 - 3,28 l_r| = |2,044^2 - 3,28 \times 2,044| = 2,524;$$

$$q_r = \frac{16,51}{16,8} = 0,983; \quad \left(\frac{t}{D}\right)^{2,7} = \left(\frac{8,05}{0,3}\right)^{2,7} = 7197.$$

Тогда $\left(\frac{\Delta h}{D}\right)^2 = 0,00414 \frac{0,983}{2,527} 7197 - 2,83 = 8,86$, откуда $\Delta h = 0,89$ м.

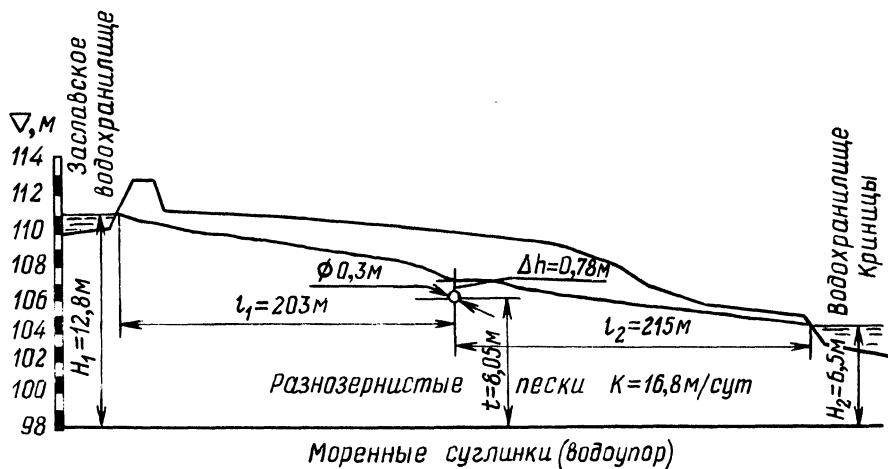


Рис. 2. Расчетная схема защитного дренажа на участке между смотровыми колодцами 32 и 33 (опыт № 8, табл. 2).

Табл. 2. Сопоставление опытных и вычисленных значений участка нависания

Номер опыта	q, м ² /сут	k, м/сут	q _r , м	D, м	t, м	l ₁ + mH _{ВВ} , м	l ₂ , м	Δh, м	
								опытное значение	вычисленное по формуле (1)
1	11,65	16,8	0,693	0,3	9,60	207	88	0,99	0,94
2	17,28	16,8	1,029	0,3	9,45	205	111	1,16	1,15
3	26,68	16,8	1,588	0,3	8,95	297	107	1,93	1,38
4	5,36	16,8	0,319	0,3	9,0	272	172	0,66	0,42
5	10,45	16,8	0,622	0,3	8,8	283	163	0,88	0,73
6	6,84	16,8	0,407	0,3	9,9	186	75	0,55	0,68
7	9,43	16,8	0,561	0,3	8,15	221	202	0,50	0,58
8	16,51	16,8	0,983	0,3	8,05	206	215	0,78	0,89
9	1,42	16,8	0,084	0,3	9,35	276	95	0,33	0
10	2,19	16,8	0,131	0,3	9,30	273	115	0	0
11	1,814	12,2	0,148	0,3	9,40	295	76	0,13	0
12	12,0	12,2	0,984	0,3	9,20	302	79	0,31	0,24

Результаты расчетов по другим опытам приведены в табл. 2.

Как видно из таблицы, вычисленные значения Δh удовлетворительно согласуются с опытными данными.

ЛИТЕРАТУРА

1. К р у г л о в Г.Г. Влияние участка нависания грунтового потока на работу придамбовой несовершенной дрены. – В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1977, вып. 7, с. 125–130. 2. С е р е б р е н н и к о в Ф.В. О нависании грунтовых вод над глубокими закрытыми дренами. – Труды Ташкентск. ин-та инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства, 1970, вып. XXXIII, с. 48–49. 3. П и в о в а р Н.Г., Л е о н о в и ч Г.В. Исследование водозахватной способности и фильтрационных сопротивлений трубчатого дренажа на интеграторе ЭГДА. – В сб.: Математическое моделирование потенциальных полей. Киев, 1972, с. 35–40. 4. В е д е р н и к о в В.В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. – М.–Л., 1939. – 80 с. 5. К р у г л о в Г.Г. Определение участка нависания грунтового потока над придамбовой дренами. – НТИ. Мелиорация и водное хозяйство, 1977, № 11, с. 23–26. 6. К р у г л о в Г.Г. Фильтрационный расчет придамбовой дрены при образовании над ней участка нависания. – В сб.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1979, вып. 9, с. 41–47.

УДК 627.83.003.13

П.М.БОГОСЛАВЧИК (БПИ)

ОБ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ВОДОСБРОСА ПО ТИПУ РАЗМЫВАЕМОЙ ВСТАВКИ

Последнее время все чаще рассматривается целесообразность включения в состав напорного фронта гидроузла водосброса по типу размываемой вставки [1]. Такая вставка представляет часть земляной плотины, которая ограничена неразмываемой одеждой, например пленкой. Отметка гребня вставки выше НПУ, но ниже отметки гребня основных подпорных сооружений.

Поскольку включение размываемой вставки в состав гидроузла ставит основной целью уменьшение пропускной способности и, следовательно, размеров и стоимости основного бетонного водосброса, возникает вопрос: до какой степени целесообразно уменьшать размеры основного водосброса, т.е. какое соотношение пропускных способностей этих двух сооружений позволит получить наибольший экономический эффект?

Из поставленного вопроса можно сформулировать следующую задачу: для некоторого водотока найти такое соотношение пропускной способности основного и размываемого водосбросов, которое обеспечило бы минимальную их стоимость при сохранении общей пропускной способности, равной расчетной.

Для решения ее необходимо установить экономические показатели основного и размываемого водосбросов. Стоимость строительства традиционных бетонных водосбросов нами принята по аналогам построенных в БССР. Для установления стоимости строительства размываемых водосбросов были выполнены проектные проработки. На рис. 1 показан водосброс по типу размываемой вставки с максимальной пропускной способностью $Q = 30 \text{ м}^3/\text{с}$.

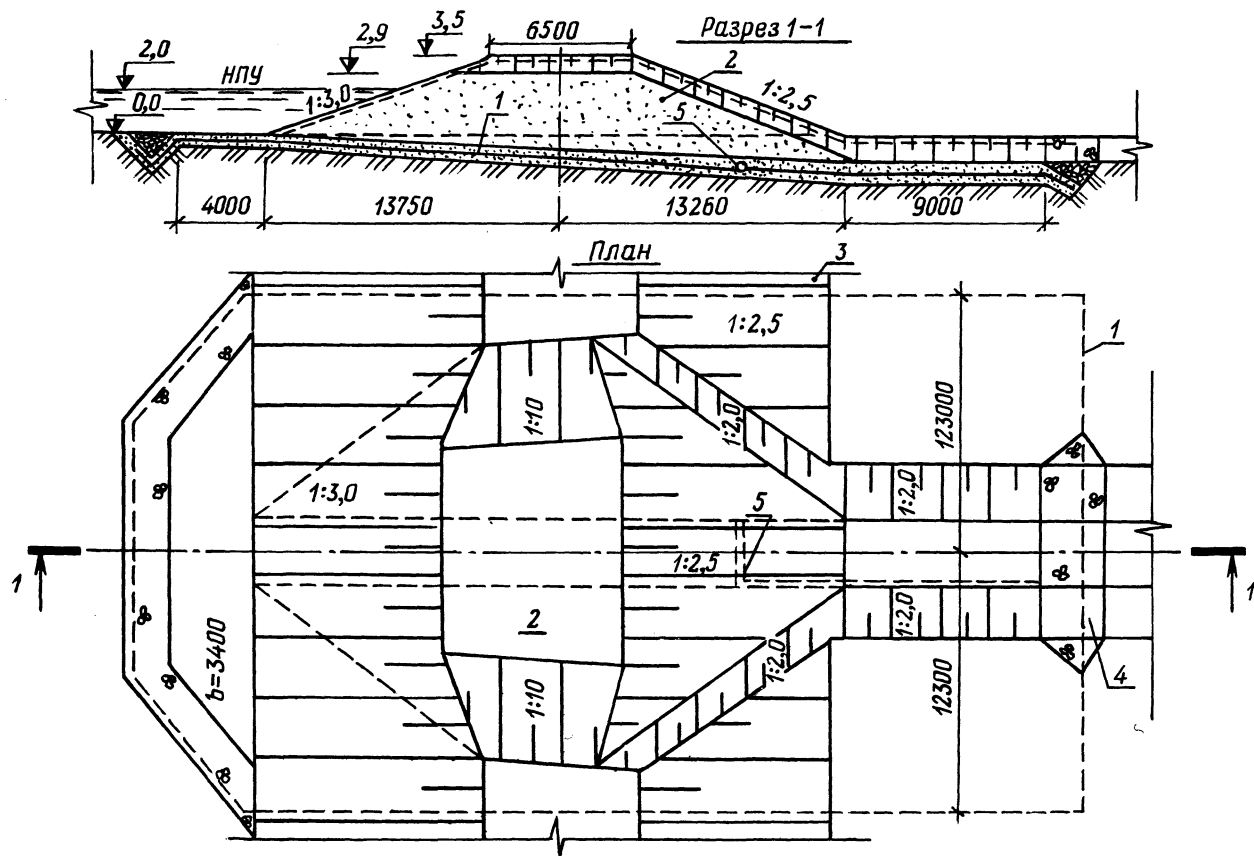


Рис. 1. Водосброс по типу размываемой вставки: 1 – полотнище из мягкого полимерного материала; 2 – размываемый грунтовой массив; 3 – тело плотины; 4 – зуб из камня; 5 – трубчатый дренаж.

В качестве ограничения размыва применено полотнище 1 из полиэтиленовой пленки ГОСТ 10354-73 толщиной 0,5 мм, уложенной в два слоя. В табл. 1 приведен расчет сметной стоимости данного сооружения. В расчет не включены затраты по пропуску строительных расходов и водопонижению, так как предполагается береговая компоновка размываемого водосброса с расположением его на высоких отметках.

Аналогично были выполнены расчеты по определению одновременных затрат на строительство размываемых водосбросов для пропуска 10, 20, 40 и 50 м³/с, которые конструктивно отличались от приведенного на рис. 1 объемом размываемого массива 2 и соответственно шириной прорези b. Получены следующие величины сметной стоимости: для пропуска Q = 10 м³/с — 2,51 тыс. руб.; Q = 20—2,68; Q = 50 м³/с — 3,16 тыс. руб. Удельная стоимость 1 м³ пропускаемого расхода составляет 0,06±0,25 тыс. руб., что значительно

Табл. 1. Расчет сметной стоимости водосброса по типу размываемой вставки на расход 30 м³/с

Обоснование	Работы или затраты	Единица измерения	Количество единиц	Сметная стоимость, руб	
				на единицу	общая
1-406-77	Срезка растительного грунта слоем 0,3 м бульдозером	100 м ³	2,34	4-17	9-76
1-46-77	Разработка грунта для устройства канала	100 м ³	3,0	11-40	34-20
1-47-77	Разработка грунта вручную при устройстве траншеи под пленку	м ³	42	1-06	44-52
37-443 ДРиП к ЕРЕР	Укладка полиэтиленовой пленки в два слоя	100 м ²	14	2-50	35-00
Цейник 1-41 с,226 п. 130	Стоимость полиэтиленовой пленки толщиной 0,5 мм	кг	1285,2	1-01	1298-00
37-2-72 37-6-72	Устройство тела плотины из песков при укатке катками	100 м ²	5,85	8-76	51-25
3-144	Планировка откосов экскаватором с ковшом-планировщиком	100 м ²	3,70	1-37	5-07
251 в	Крепление откосов и гребня слоем гравия толщиной 0,15 м	100 м ²	3,08	137-00	421-96
3-287	Устройство дренажа из асбестоцементных труб $\varnothing = 150$ мм	10 м	1,08	12-20	21-96
1-865-77	Устройство каменной призмы	м ³	40,5	9-93	402-17
Итого ...					2323-89
Накладные расходы и плановые накопления 22,642 %					526-18
Всего ...					2850-07

ниже аналогичного показателя для бетонных водосбросов. Кроме того, в конструкции размываемого водосброса не применены такие остродефицитные материалы, как металл, дерево, цемент.

Однако судить об экономической эффективности водосброса с размываемой вставкой только по показателю экономии капитальных вложений нельзя, поскольку производственные издержки в процессе эксплуатации для бетонного и размываемого водосбросов не равнозначны.

Производственные издержки или текущие затраты по сооружению в сумме слагаются из следующих основных элементов:

$$C = a + t + b + d, \quad (1)$$

где a – амортизационные отчисления; t – затраты на текущий ремонт; b – издержки на содержание эксплуатационного персонала; d – прочие издержки.

При предварительных расчетах можно с достаточной точностью считать величины t , b , и d для бетонного и размываемого водосброса одинаковыми. Поэтому при сравнении вариантов их можно опустить.

Амортизационные отчисления для бетонных и железобетонных водосбросов, согласно действующим нормам [5], принимаются равными 2,9 % их строительной стоимости.

С целью установления нормы амортизационных отчислений для размываемого водосброса воспользуемся формулой определения общей нормы амортизации, которая при отсутствии ликвидной стоимости имеет следующий вид [2]: $\alpha = K + P/TK$, где K – первоначальная стоимость сооружения; P – затраты на капитальный ремонт; T – срок службы сооружения.

В обычных условиях водосброс по типу размываемой вставки работает как земляная плотина. Поэтому затраты на его капитальный ремонт установим, как и для земляной плотины, в размере 90 % от первоначальной стоимости [5], т.е. $P = 0,9 K$. Тогда $\alpha = \frac{1,9}{T} \cdot 100, \%$.

Срок службы размываемого водосброса зависит от того, на расход какой обеспеченности p запроектирован основной водосброс. При $p = 1 \%$ размываемый водосброс будет срабатывать 1 раз в 100 лет. В этом случае $T = 100$ лет. При $p = 2 \%$ $T = 50$ лет, при $p = 4 \%$ $T = 25$ лет и т.д., т.е.

$$T = 100/p, \quad (2)$$

где p – обеспеченность максимального расхода, пропускаемого основным водосбросом (в %).

Таким образом, норма амортизационных отчислений

$$\alpha = 1,9 p, \quad (3)$$

откуда следует, что с уменьшением пропускной способности основного водосброса производственные издержки по размываемому водосбросу возрастают.

Согласно [6], экономическую эффективность капитальных вложений сравниваемых вариантов необходимо определять по приведенным затратам, которые по каждому варианту представляют сумму текущих затрат и капитальных вложений, приведенных к одному году в соответствии с нормативом эффективности $Z_i = C_i + E_n K_i$, где K_i – капиталовложения по каждому варианту; C_i – текущие затраты по тому же варианту; E_n – нормативный коэффициент эффективности капиталовложений, принимаемый равным 0,15 [4].

Для наглядности сравнение вариантов представлено на графике (рис. 2), на котором по оси ординат отложена величина приведенных затрат, по оси абсцисс — значение расходов через основной водосброс (в убывающем порядке). На координатную сетку графика нанесены следующие кривые: 1 — изменения приведенных затрат в зависимости от пропускной способности основного водосброса; 2 — то же для размываемого водосброса; 3 — то же — суммарная кривая по двум водосбросам. При пропускной способности основного

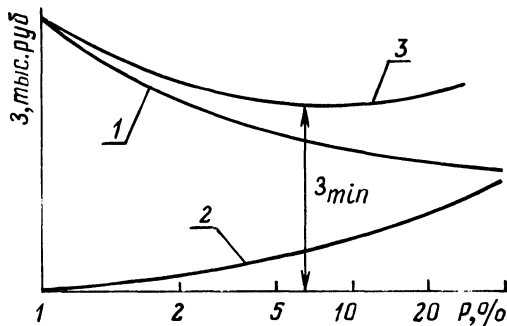


Рис. 2. График оптимизации пропускной способности водосбросов: 1 — кривая изменения приведенных затрат в зависимости от пропускной способности основного водосброса; 2 — то же для размываемого водосброса; 3 — то же — суммарная кривая по двум водосбросам.

водосброса, равной расчетной (на рис. 2 это расход 1 %-ной обеспеченности, что соответствует IV классу капитальности сооружений гидроузла), размываемый водосброс отсутствует и величина приведенных затрат по нему $Z_p = 0$, а приведенные затраты по основному водосбросу $Z_б = \max$. С уменьшением пропускной способности основного водосброса $Z_б$ уменьшается, соответственно увеличивается Z_p , поскольку частота восстановительных работ по размываемому водосбросу возрастает. Суммарные затраты $Z = Z_б + Z_p$ сначала уменьшаются, в силу того что величина Z_p значительно ниже $Z_б$. Однако при дальнейшем уменьшении пропускной способности основного водосброса частота восстановительных работ по размываемому водосбросу увеличивается и Z_p может возрасти на такую величину, при которой, несмотря на дальнейшее снижение затрат по основному водосбросу, сумма общих затрат станет увеличиваться. Минимум кривой 3 даст оптимальное значение величины пропускной способности основного (бетонного) водосброса $(Q_б)_{\text{опт}}$. Пропускная способность размываемого водосброса будет равна разности между расчетным расходом и расходом основного водосброса: $Q_p = Q_{\text{расч}} - (Q_б)_{\text{опт}}$

Пример расчета. В состав гидроузла IV класса капитальности включены основной водосброс шахтного типа конструкции БГВХ [3] и водосброс по типу размываемой вставки. Расходы Q весеннего половодья различной обеспеченности имеют следующие величины: 1 %-ной — 50 м³/с; 2 %-ной — 37; 5 %-ной — 23; 10 %-ной — 20; 20 %-ной 18 м³/с. Требуется определить оптимальное соотношение пропускной способности шахтного и размываемого водосбросов.

Расчет сведен в табл. 2, где капитальные вложения по шахтному водосбросу $K_б$ для различных расходов приняты по аналогам и, согласно [3], в размере 0,9 ÷ 1,3 тыс. руб. на 1 м³ расхода. При этом для меньшей пропускной способности взята большая удельная стоимость и наоборот. Капитальные вложения по размываемому водосбросу приняты согласно приведенным выше данным, нормативный коэффициент, по [4], $E_H = 0,15$.

Табл. 2. Выбор оптимального варианта водосбросов

Показатели	p, %/Q, м ³ /с				
	1/50	2/37	5/23	10/20	20/18
I					
K _б , тыс. руб	45	37	29	26	25
E _н K _б , —"—	6,75	5,55	4,35	3,90	3,75
C _б = a _б K _б , —"—	1,3	1,07	0,84	0,75	0,73
Z _б = C + E _н K _б , —"—	8,05	6,62	5,19	4,65	4,48
II					
Q _р , м ³ /с	0	13	27	30	32
K _р , тыс. руб	0	2,56	2,80	2,85	2,87
E _н K _р , —"—	0	0,38	0,42	0,43	0,43
T, лет	0	50	20	10	5
$\alpha_p = \frac{1,9}{T} \cdot 100, \%$	0	3,8	9,5	19,0	38,0
$C_p = \alpha_p \frac{K_p}{100}$, тыс. руб	0	0,10	0,27	0,54	1,09
Z _р = C _р + E _н K _р , —"—	0	0,48	0,69	0,97	1,52
Общие ежегодные затраты	8,05	7,10	5,88	5,62	6,00
Z = Z _б + Z _р , тыс. руб.					
Снижение затрат в % по отношению к первому варианту	0	21,8	27,6	30,2	25,5

Из таблицы видно, что экономически наиболее выгодным вариантом из пяти рассмотренных является тот, в котором шахтный водосброс запроектирован на расход 10 %-ной обеспеченности $Q = 20 \text{ м}^3/\text{с}$. Пропускная способность размываемого водосброса должна быть в таком случае $Q_p = Q_{10/0} - Q_b$; $50 - 20 = 30 \text{ м}^3/\text{с}$. Снижение величины приведенных затрат в этом варианте составляет 30,2 % по отношению к варианту без размываемого водосброса.

Таким образом, включение в состав гидроузла размываемого водосброса может дать существенный экономический эффект. Необходимо, однако, иметь в виду следующее. Иногда частичная или полная сработка водохранилища, неизбежная при использовании размываемого водосброса, может привести к определенному ущербу. В этих случаях при определении производственных издержек по размываемому водосбросу необходимо в формулу (1) включить дополнительно затраты на покрытие ущерба от сработки водохранилища, величину которых можно определить следующим образом: $e = D/T$, или с учетом (2), $e = D_p/100$, где e — затраты на покрытие ущерба от сработки некоторого объема водохранилища; D — величина этого ущерба.

1. Богославчик П.М., Филиппович И.В. Аварийный размываемый водосброс. — В сб.: Повышение долговечности конструкций водохозяйственного назначения. — Ростов-на-Дону, 1981, с. 252–253. 2. З у з и к Д.Т. Экономика водного хозяйства. — М., 1980. — 400 с. 3. Л е о н о в и ч А.И. Совершенствование конструкций шахтных водосбросов (Науч.-техн.информ. по мелиорации и водному хозяйству/ Минводхоз БССР. Минск, 1981, № 8, с. 15–19. 4. Методика (основные положения) определения экономической эффективности в народном хозяйстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. — М., 1977. — 39 с. 5. Нормы амортизационных отчислений по основным фондам народного хозяйства СССР. — М., 1974. — 144 с. 6. Типовая методика определения экономической эффективности капитальных вложений. — М., 1969. — 16 с.

УДК 627.514:519.9

В.А.ХАВИЧ, канд.техн.наук (ЦНИИКИВР)

ОПТИМИЗАЦИЯ ПАРАМЕТРОВ СИСТЕМ ОБВАЛОВАНИЯ МЕТОДОМ ДИНАМИЧЕСКОГО ПРОГРАММИРОВАНИЯ

Технико-экономическая оптимизация систем противопаводкового обвалования рек при заданной расчетной обеспеченности половодий сводится к задаче назначения расстояний между дамбами.

Наиболее просто эта задача решается для защиты от наводнений отдельно взятого локального участка поймы. В работах ряда авторов [1–6] изложены ее решения, отличающиеся между собой принимаемыми критериями оптимальности, учитываемыми факторами, допущениями и ограничениями. Общим для указанных работ является подход, при котором оптимизация осуществляется путем вариантной проработки ряда расстояний между дамбами обвалования, на основании чего выбирается лучший по технико-экономическим показателям вариант.

В случаях создания развитых систем обвалования, охватывающих значительные части реки с притоками, а то и всю реку в целом, задача существенно усложняется. Это связано как с изменением водности по длине реки, так и с наличием непосредственных гидравлических связей между смежными участками системы.

Чтобы сформулировать задачу оптимизации развитой системы обвалования, рассмотрим большую по протяженности часть реки, которую разделим расчетными створами на элементарные участки.

При этом принимается некоторый расчетный перспективный уровень развития народного хозяйства на защищаемой территории. Считаются решенными вопросы мелиорации земель, чередования культур в севооборотах. Определены плановые значения сельскохозяйственного чистого дохода с единицы площади, урожайность рыбы с 1 га зеркала воды при затопленной пойме. Известны затраты на строительство 1 м³ дамбы, нормы затрат на эксплуатацию и на амортизацию системы. Заданы обеспеченность расчетных уровней половодья и соответствующие ей максимальные расходы в расчетных створах, а также возможные варианты расположения дамб.

Требуется найти совокупность расстояний между дамбами, отвечающую экономически оптимальному расположению дамб обвалования.

В настоящее время не существует единого, общепринятого критерия оптимальности. Из экономических показателей чаще всего в качестве критерия оптимальности используются либо минимум расчетных затрат (R), либо максимум чистого дохода (D), во многих случаях – максимум коэффициента экономической эффективности капитальных вложений (E).

Зависимость между критерием оптимальности и искомыми параметрами оптимизации устанавливается при помощи целевой функции, которая по минимуму расчетных затрат имеет вид

$$\min \sum_{i=1}^n R_i = f(v(S)), \quad (1)$$

где $v(S)$ – совокупность расстояний S между дамбами в расчетных створах (вектор состояния системы),

$$v(S) = \{S_1, \dots, S_n\}$$

при ограничениях

$$S_{\min i} < S_i \leq S_{\max i} \quad (2)$$

$$\text{и } Z_{i-1} - Z_i = \frac{\bar{Q}^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega_i^2} - \frac{1}{\omega_{i-1}^2} \right) + \frac{\bar{Q}^2}{K^2} l, \quad (3)$$

где Z_i , ω_i – отметка свободной поверхности воды и площадь живого сечения в i -м створе; l – расстояние между соседними створами; \bar{Q} – средний расход воды на участке; K – модуль расхода; g – ускорение свободного падения.

Условие (3) выражает гидравлическую связь между соседними створами.

Сформулированная (1)–(3) задача вписывается в стандартную схему динамического программирования, в соответствии с которой минимум целевой функции (1) при соблюдении условий (2) и (3) отыскивается путем сведения одной многомерной задачи к многократному решению эквивалентной задачи, записанной для пары смежных расчетных створов и построения в итоге некоторых промежуточных подоптимальных стратегий. Подоптимальны они в том смысле, что каждому варианту расстояния между дамбами в данном створе (состояние системы) будет соответствовать оптимальная совокупность расстояний во всех нижерасположенных створах системы обвалования.

Продвигаясь по реке снизу вверх и решая эту задачу каждый раз для пары створов, мы подготавливаем с помощью промежуточных характеристик принятие окончательного решения, когда дойдем до верхнего входного створа системы. Зная суммы расчетных затрат при различных состояниях системы в этом створе и используя сохраненные в ЭВМ промежуточные вспомогательные характеристики, обратным ходом найдем искомую оптимальную совокупность расстояний между дамбами (рис. 1).

В процессе расчета по зависимости (3) определяется положение уровня свободной поверхности воды в междамбовом пространстве. Вычисляются соответствующая высота дамбы, ее объем, необходимые капитальные затра-

ты K и ежегодные издержки I . Определяются площади земель, защищенных от затопления и остающихся незащищенными. На основании этих данных вычисляются ущербы U , обусловленные наличием незащищенных земель, уменьшением площади пойменных нерестилищ, а также возможностью разрушений и затоплений в случаях катастрофических половодий. Просуммировав указанные затраты и ущербы, найдем величину расчетных затрат, соответствующих рассматриваемому варианту расположением дамб: $R(S) = E_H K + I + U$, где E_H – нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений.

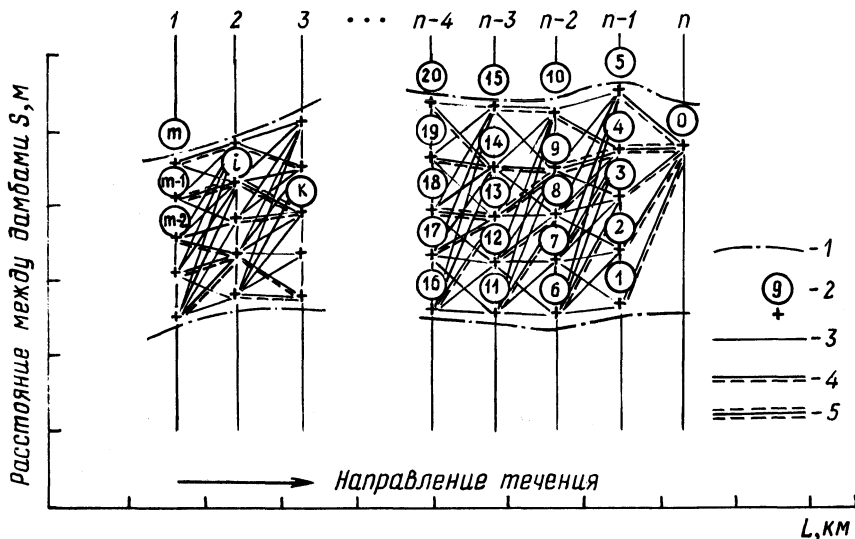


Рис. 1. Граф-схема оптимизации системы обвалования: 1 – границы изменения расстояний между дамбами; 2 – состояния системы; 3 – расчетные варианты; 4 – подоптимальные стратегии; 5 – оптимальное решение.

Из рис. 1 видно, что решение поставленной задачи оптимизации соответствует поиску на графе оптимального пути [7, 8] из створа 1 к створу n системы обвалования.

Рекуррентное соотношение для пары смежных створов i и $i + 1$ имеет вид

$$R_i(v_i(S)) = \min_s [r_i(S_j v_i) + R_{i+1}(S)], \quad (4)$$

где r – оператор вычисления расчетных затрат.

Следуя принципу оптимальности [8], предполагаем вначале, что достигнут створ $n - 1$ и до поставленной цели (состояние 0 в створе n) осталось выполнить только один шаг. Пусть в створе $n - 1$ имеется 5 возможных состояний (вариантов размещения дамб). Тогда переход от любого из этих состояний к створу n осуществляется единственным способом (см. рис. 1). В этом случае $R_n(S) = 0$ (так как ниже створа n дамб обвалования нет) и выражение (4) принимает вид

$$r_{n-1}(v_{n-1}(S)) = \min_s [r_{n-1}(S, v_{n-1})].$$

Вычислив и запомнив значения целевых функций для каждого из вариантов перехода от створа $n-1$ к створу n , переходим к следующему расчетному шагу, т.е. рассмотрим возможные пути перехода от створа $n-2$ к створу n . Для каждого состояния системы в створе $n-2$ существует уже некоторое множество вариантов перехода к створу n , а расчетная зависимость записывается следующим образом:

$$R_{n-2}(v_{n-2}(S)) = \min_S [r_{n-2}(S, v_{n-2}) + R_{n-1}(S)].$$

В соответствии с этим для каждого из состояний выбирается и запоминается оптимальный путь перехода к створу n (подоптимальная стратегия). Переходя, таким образом, от створа к створу, дойдем до створа 1, т.е. до начального створа системы обвалования.

Для каждого из состояний системы в этом створе вычислим минимальное значение целевой функции:

$$R_1(v_1(S)) = \min_S [r_1(S, v_1) + R_2(S)].$$

Из полученных выбирается решение с наименьшим значением R_1 . На рис. 1 это решение соответствует состоянию системы $m-1$. Проследивая из этого состояния в обратном направлении весь путь на графе, найдем всю оптимальную совокупность расстояний между дамбами. Так, на рис. 1 оптимальной будет последовательность состояний: $(m-1) - i - k - \dots - 18 - 13 - 9 - 4 - 0$.

Аналогично решается задача, если критерием оптимальности является максимум чистого дохода. В этом случае целевая функция имеет вид

$$\max \sum_{i=1}^n D_i = f(v(S)).$$

Ограничения остаются без изменений, а чистый доход без учета мелиоративных мероприятий на защищаемой территории определится в зависимости от расстояний между дамбами

(5)

$$D(S) = F \cdot u_p \left(1 - \frac{p}{100}\right) - I - u,$$

где F — площадь защищаемых земель; u_p — расчетное значение среднегодового ущерба от затопления 1 га территории, определенное для перспективного уровня развития; p — обеспеченность расчетного паводка.

Рекуррентное соотношение выразится следующим образом:

$$D_i(v_i(S)) = \max_S [d_i(S, v_i) + D_{i+1}(S)],$$

где d — оператор вычисления чистого дохода.

Рассмотрим теперь третий из упоминавшихся критериев оптимальности: максимум коэффициента экономической эффективности капитальных вложений. Этот показатель представляет собой отношение среднегодового эконо-

мического эффекта, достигаемого благодаря противопаводковым мероприятиям, обусловившим его капитальным вложениям:

$$E = D/K. \quad (5)$$

В отличие от двух предыдущих этот критерий не аддитивный и не мультипликативный. Казалось бы, по этой причине он не может быть использован для динамического программирования. В то же время и числитель, и знаменатель правой части выражения (5) могут быть представлены рекуррентными формулами, и тогда расчетное выражение примет следующий вид:

$$E_i(v_i(S)) = \max_S \left[\frac{d_i(S, v_i) + D_{i+1}(S)}{k_i(S, v_i) + K_{i+1}(S)} \right], \quad (6)$$

где k — оператор вычисления капитальных затрат.

При использовании зависимости (6) вычислительная схема динамического программирования несколько изменяется: запоминаются, а затем складываются не сами экстремальные значения функции цели, как в случае аддитивного критерия, а соответствующие этим значениям величины числителя и знаменателя. В остальном вычислительная схема остается без изменений.

Ввиду невозможности отдать предпочтение тому или иному из перечисленных критериев оптимальности целесообразно выполнять расчеты последовательно по всем трем показателям эффективности.

В результате получим некоторую область оптимальных решений по расположению дамб обвалования. Для принятия окончательного решения могут быть использованы дополнительные факторы, например, особенности микро-рельефа или инженерно-геологических условий, эстетические, ландшафтные и другие соображения.

Описанная математическая модель реализована в ЦНИИКИВР в виде программы для ЭВМ и апробирована на ряде реальных объектов.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

1. Метод динамического программирования может успешно применяться для оптимизации систем противопаводкового обвалования рек.

2. Модификация стандартного метода позволяет в некоторых случаях использовать динамическое программирование и при неаддитивных критериях оптимальности.

3. Использование нескольких критериев оптимальности позволяет с различных точек зрения подойти к решению задачи оптимизации системы обвалования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гендельман М.М. Учет плановых деформаций русла при технико-экономическом обосновании обвалований. — Метеорология и гидрология, 1974, с. 69–73., № 6.
2. Глейзер Б.А. Расчеты обвалования рек при защите пойменных сельскохозяйственных земель от затопления паводками. — В сб. науч. тр. Всесоюз. объедин. "Союзводпроект", 1977, №47, с. 134–144.
3. Панадиани А.Д. Обвалование затопляемых земель. — Труды ВСХИЗО, 1963, вып. XIV, с. 65–81.
4. Панков П.И. Технико-экономический расчет обвалования рек в целях осушения земель. — Труды ЛатНИИГиМ, 1962, вып. 1, с. 310–317.
5. Хачич В.А. Оптимизация инженерных мероприятий по локальной защите пойменных

земель от наводнений. — В кн.: Наводнения на Дальнем Востоке и меры борьбы с ними. Владивосток, 1972, с. 89—91. 6. Руководство по проектированию польдерных систем сельскохозяйственного назначения (ВТР—П—19—79), Вильнюс, 1980. — 12 с. 7. Вентцель Е.С. Исследование операций. — М., 1972. — 552 с. 8. Беллман Р., Дрейфус С. Прикладные задачи динамического программирования. — М., 1965. — 458 с.

УДК 624.138 + 626.134

Л.В.ГЕТОВ, канд.техн.наук (БПИ),
В.В.СЕРБУН (БелНИИМивХ)

К ВОПРОСУ О МЕТОДАХ БОРЬБЫ С ФИЛЬТРАЦИОННЫМИ ПОТЕРЯМИ ВОДЫ

По данным публикаций, в условиях БССР в разное время проводились эксперименты по инфильтрационной защите земляных плотин, дамб [1—3] и водоемов [4, 5] торфяными и пленочными экранами. Однако широкого внедрения в практику водохозяйственного строительства республики эти способы не получили.

В лаборатории кафедры гидротехнического и гидромелиоративного строительства Белорусского политехнического института проводились исследование и разработка способов уменьшения инфильтрационных потерь воды из прудов и водоемов применительно к условиям республики. Отдельные результаты приводятся в данной статье.

Фильтрационные свойства грунтов и их смесей изучались на специальной установке, состоящей из серии металлических колонн диаметром 100 мм, которые были собраны из отдельных звеньев 100 мм каждое, позволяющих регулировать высоту колонн и напор воды над ними, а также толщину слоя исследуемого грунта.

В качестве исходного грунта использовался мелкозернистый песок. Уплотнение его производилось стандартными трамбовками конструкции ДорНИИ. Водно-физические и другие свойства определялись по общепринятым методам.

Инфильтрационная защита песчаных грунтов высокомолекулярными синтетическими соединениями основана на полимеризации и поликонденсации их в грунтах с образованием плотного геля, прочно связывающегося с грунтовыми частицами и уменьшающего активную пористость грунтов. В опытах применялся полиакриламид — полимерное соединение, образованное на основе производных метакриловой и акриловой кислот.

Полиактиламид (ПАА) в вариантах опытов вводился в грунт в виде растворов в воде (концентрация 1, 3, 5 и 10 %). Дозы внесения раствора — от 1 до 10 % от массы грунта в воздушно-сухом состоянии. Выдержка обработанных ПАА образцов грунта перед созданием напора воды в колоннах — от 1 до 10 сут. Работа уплотнения образцов переменная.

Наиболее результативные данные одного из вариантов опытов приведены в табл. 1.

Табл. 1. Изменение фильтрационного расхода при обработке грунта ПАА в зависимости от дозы введенного раствора, см³/с

Доза внесения ПАА, %	Время фильтрации, сут					
	1	2	3	4	5	6
Контроль	2,40	2,15	1,88	1,85	1,75	1,70
1	0,62	0,53	0,51	0,52	0,44	0,47
2	0,46	0,38	0,33	0,32	0,32	0,28
3	0,16	0,13	0,12	0,12	0,12	0,10

Концентрация водного раствора ПАА в приведенном варианте 5 %, время выдержки обработанного полимером грунта до подачи напора – 1 сут, работа уплотнения – 150 Дж через 1 ч после обработки. Водопроницаемость песка на шестые сутки фильтрации уменьшилась в 17 раз при внесении 3 %-ного раствора ПАА.

Уменьшение водопроницаемости контрольных, необработанных образцов грунта во времени в данном и других опытах можно объяснить вымыванием фильтрационным потоком наиболее мелких частиц грунта и их самораспределением в нижележащих слоях либо защемлением воздуха (воздушный кольматаж).

Метод силикатизации основан на обработке песчаных грунтов раствором силиката натрия в сочетании с растворами различных отвердителей, что вызывает активное гелеобразование кремниевой кислоты.

Этот метод в нашей стране применяется давно [6], отдельные опыты проводились и в БПИ [7]. Усовершенствование метода продолжается и в последние годы [8, 9]. Однако широкому внедрению его в практику строительства препятствует относительно высокая стоимость.

Основной целью наших исследований стал поиск наиболее экономичного подбора доз и составов компонентов как при одно-, так и при двухрастворном способе применительно к заданным условиям.

Водный раствор силиката натрия (плотность 1,45 г/см³, модуль 2,7) вводился в грунт с перемешиванием дозами 30, 40 и 50 % от пористости грунта (соответственно 7,9 и 12 % от его массы в воздушно-сухом состоянии). В качестве отвердителя использовался водный раствор хлористого кальция с плотностью 1,28 г/см³. Уплотнение грунта производилось перед введением коагулятора. Время гелеобразования – 1 сут. Результаты опыта приведены в табл. 2.

Из данных таблицы следует, что даже при внесении минимальной дозы силиката натрия (7 % от массы грунта) фильтрационный расход уменьшается более чем в 200 раз, при дозе 9 % – в 900, при внесении 12 % – фильтрация на шестые сутки практически прекращается. При однорастворном методе силикатизации в качестве коагулятора использовался водный раствор концентрированной серной кислоты плотностью 1,06 г/см³. К раствору отвердителя добавлялся водный раствор силиката натрия плотностью 1,19 г/см³.

Расход вяжущего материала в различных вариантах опыта – 10, 20 и 30 % от пористости укрепляемого грунта, или соответственно 3,5 и 7 % от его сухой

Табл. 2. Уменьшение расхода фильтрации при силикатизации грунта в зависимости от вносимой дозы реагента см³/с

Доза внесения силиката натрия (% от пористости)	Время фильтрации, сут					
	1	2	3	4	5	6
Контроль	0,92	1,90	1,82	1,75	1,73	1,73
30	0,16	0,058	0,047	0,039	0,009	0,008
40	0,083	0,025	0,018	0,013	0,002	0,002
50	0,024	0,020	0,007	0,003	0,0003	0,0003

массы. Соотношение раствора силиката натрия к раствору серной кислоты во всех вариантах 2:1 по объему.

После тщательного перемешивания смесь растворов вводится в грунт методом свободной пропитки. Уплотнение грунта работой 150 Дж производилось сразу же после обработки его вяжущими. Время гелеобработки — 3 сут.

В первые же часы после создания над грунтом фильтрационного напора водопроницаемость закрепленных образцов резко уменьшилась по сравнению с контролем и на третьи сутки выдержки под напором, даже в случае внесения гелеобразующих веществ в минимальном количестве (3 %), не наблюдалась (табл. 3).

При однорастворном методе силикатизации раствор основного материала на закрепление одинакового по сравнению с предыдущим опытом объема грунта уменьшен более чем в 2,4 раза. Водные растворы силиката натрия были менее насыщенными (удельная масса снижалась до 1,45 в первом случае и до 1,19 г/см³ — во втором). Все это создает определенный экономический эффект. Кроме того, применение в качестве отвердителя серной кислоты значительно упрощает сами работы по созданию противofильтрационных экранов.

Наиболее распространенным материалом при кольматации ложа водоемов и каналов является глинистая суспензия (с диаметром частиц менее 0,05 мм и расходом глины 5–50 кг/м² в зависимости от диаметра частиц обрабатываемого грунта).

Во Франции запатентован способ кольматации с применением в качестве кольматанта синтетического вещества [10].

В Белорусском научно-исследовательском институте мелиорации и водного хозяйства проведены поисковые опыты с использованием в качестве кольматирующего материала илистых грунтов.

В наших опытах также применялся илистый грунт (характерные для условий БССР наносные отложения в поймах рек, приносимые паводковыми разливами). Удельная масса используемого наилка — 2,60 г/см³, объемная — 1,54 г/см³, коэффициент пористости — 2,13, зольность — 90,5 %

Кольматант вводился в образцы песчаных грунтов двумя способами: 1) в виде суспензии мутностью 100 кг/м³ (или с водотвердым отношением 10:1) с расходом илистого материала 2, 3, 5, 6 и 7 кг/м² и работой уплотнения 37,5 и 150 Дж и 2) в виде равномерного распределения сухого порошкообразного наилка по поверхности песчаного грунта дозами 3, 5, 7 и 10 кг/м² с тем же уплотнением и с последующей подачей фильтрационного расхода.

Табл. 3. Изменение расхода фильтрации в зависимости от дозы внесения силиката натрия, см³/с

Доза внесения, % от веса сухого грунта	Время фильтрации, сут			
	1	2	3	4
Контроль	1,65	1,56	1,50	1,45
3	0,9	0,002	—	—
5	0,0004	—	—	—
7	0,015	0,006	—	—

Табл. 4. Изменение фильтрационного расхода в зависимости от дозы внесенного кольматанта, см³/с

Расход ила, кг/м ²	Время фильтрации, сут					
	1	2	3	4	5	6
Контроль	2,08	2,05	1,89	1,87	1,78	1,69
2	0,32	0,27	0,26	0,26	0,23	0,20
3	0,18	0,17	0,15	0,15	0,14	0,13
5	0,12	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07
6	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,05
7	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05

Более результативными оказались варианты опытов с введением в грунт кислых суспензий (табл. 4). В этом случае глубина проникновения илстых частиц в грунт достигает 10–12 см, в верхнем слое создается, таким образом, практически водонепроницаемый экран.

Из таблицы следует, что снижение водопроницаемости песчаных грунтов в 25–35 раз происходит уже при внесении илистого материала в количестве 5 кг/м²; дальнейшее увеличение мутности суспензии практически не уменьшает фильтрационного расхода, как не уменьшает его и увеличение работы уплотнения образцов грунта перед введением в них кольматирующих материалов.

Внесение илистого грунта на поверхность образцов песчаного грунта в виде просеянного сухого порошка с последующим созданием над ним напора воды приводит также к значительному уменьшению водопроницаемости (в наших опытах при расходе ила 5 кг/м² – в 4–5 раз, 10 кг/м² – в 15–20 раз), но не за счет кольматации грунта, а скорее в связи с созданием над ним слабоводопроницаемого экрана, так как проникновения илстых частиц в поры грунта в этом случае не наблюдалось.

ЛИТЕРАТУРА

1. Д р о з д П.А. Некоторые свойства торфопесчаных смесей как материала для строительства местных дорог и сооружений на осушительной сети. – Труды БелНИИМВХ, т. X, 1962, с. 3–22.
2. К о в а л ь ч у к П.С. Повышение антифильтрационных свойств торфа методом осолонцевания. – Труды БелНИИМВХ, т. VII, Минск, 1956, с. 254–264.

3. Т и т о в А.С. Использование полиэтиленовой пленки для повышения фильтрационной устойчивости земляных плотин и дамб. — НТИ. Мелиорация и водное хозяйство. — Минск, 1974, № 11, с. 21—23. 4. Л е о н о в и ч А.И. Экраны из полиэтиленовой пленки на прудах. — НТИ "Мелиорация и водное хозяйство". Минск, 1975, № 6, с. 7—9. 5. А. с. № 400661 (СССР). Способ создания экрана для предотвращения утечки / Б о г о м о л о в Г.В., К о л п а ш н и к о в Г.Н., М а р к е в и ч С.В. — Оpubл. в Б. И., 1973, № 40, с. 82. 6. Р ж а н и ц ы н Б.А. Закрепление грунтов химическим способом. — Л., 1934. — 104 с. 7. Ж м а к о Н.М., Д р о з д П.А., И о с е л е в а М.А. Закрепление песков химическими методами. — Сб. науч. работ БПИ. Минск, 1956, вып. 54, с. 51—56. 8. Инструкция по силикатизации грунтов. — М., 1960. — 52 с. 9. А. с. № 246392 (СССР). Состав для закрепления грунтов / Б о ж е л о в П.И. — Оpubл. в Б. И., 1969, № 20, с. 168. 10. А. с. № 220893. Способ уменьшения фильтрации / П а т э н П ь е р. М и н а с ь я н В а н к т е р. — Оpubл. в Б. И., 1968, № 22, с. 115.

УДК 624.152:626/627

Ф.ТРЕСА, канд.техн.наук
(Словацк. высш.техн.школа, ЧССР,
Братислава), Н.Н.БАРАНОВ,
канд. техн. наук (БПИ)

УСТРОЙСТВО ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ ОБОЛОЧЕК МЕТОДАМИ "СТЕНА В ГРУНТЕ" И ИНЪЕКТИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

Противофильтрационные подземные стены устраиваются из глины, глинобетона или бетона. Для этого вначале в грунте разрабатывается узкая глубокая траншея, стенки которой удерживаются от обрушения благодаря заполнению ее глинистой (бентонитовой) суспензией. После разработки траншеи до проектной отметки производится ее заполнение водонепроницаемым материалом, который одновременно вытесняет суспензию. В последнее время для этой цели используется самотвердеющая суспензия. Она готовится из воды, бентонита, цемента и особых химических добавок. Во время разработки траншеи самотвердеющая суспензия, как и обычная глинистая, удерживает стенки от обрушения. Затем суспензия затвердевает в траншее, образуя водонепроницаемую стенку. Время начала схватывания самотвердеющей суспензии регулируется введением в состав химических добавок. В затвердевшей суспензии вода адсорбируется на поверхности твердых частиц. Плотность ее составляет около $0,5 \text{ т/м}^3$, сопротивление одноосному сжатию — от 0,4 до 1,0 МПа, коэффициент фильтрации 10^{-5} – 10^{-6} см/с. Применение самотвердеющей суспензии значительно упростило устройство противофильтрационных подземных стен.

Устройство для инъектирования грунтов через манжетные трубки с обтюраторами включает инъекционные трубки диаметром 50–60 мм из металла или пластмассы [1, 2]. Из таких трубок с отверстиями диаметром 6–8 мм через каждые 0,33–0,5 м по длине составляется цельная колонна. Снаружи отверстия перекрываются манжетами-отрезками резиновой трубки длиной по 100 мм, которые выполняют роль выпускных клапанов для раствора. Чтобы не допускать смещения резиновых манжет, их края прикрепляются к колонне. Для инъектирования грунта пробуренная скважина предварительно прочищается и заполняется глинисто-цементным раствором. Затем в нее устанавли-

вается колонна труб с манжетами. После схватывания раствора манжетная трубка по всей длине оказывается заключенной в обойму, хорошо сцепляющую грунт с колонной. Внутри колонны вставляется обтюратор, представляющий металлическую трубку диаметром 25–30 мм с закрытым нижним концом и кожаными сальниками, между которыми расположены отверстия для выхода инъецируемой смеси. Выходящий под давлением из обтюлятора раствор отгибает резиновую манжету, разрушает цементно-глинистую корку и заполняет поровое пространство грунта. Этот способ исключает проникновение раствора по контакту труба–обойма, а также выше или ниже данного уровня инъецирования. Каждый уровень можно повторно инъецировать любое количество раз с нагнетанием различных смесей (например, вначале глинистых, а затем – химических).

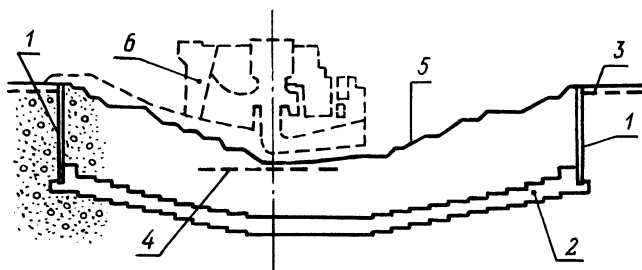


Рис. 1. Поперечное сечение котлована: 1 – вертикальные стенки из самотвердеющей суспензии; 2 – горизонтальное днище в виде заинъецированного слоя грунта; 3, 4 – уровни грунтовой воды соответственно до и после понижения; 5 – контур котлована; 6 – здание ГЭС.

В 1979–1982 гг. защита котлована здания ГЭС в виде сплошной водонепроницаемой подземной оболочки выполнялась на строящемся гидроузле "Габчиково" на Дунае (ЧССР) [3], что потребовало устройства двух самостоятельных элементов – подземных стен из самотвердеющей суспензии и заинъецированного горизонтального слоя гравия ниже уровня дна (рис. 1). Семиметровая толща инъецируемого дна назначена исходя из величины гидравлического градиента $I = 5$. Инъецирование выполнялось через колонну труб, причем по длине на каждом метре располагалось три ряда отверстий диаметром 8 мм с манжетами. Количество инъецируемой смеси в 1 м^3 основания было принято исходя из 30 %-ной пористости грунта. При этом $2/3$ объема пор заполнялось глиноцементной смесью и $1/3$ – химической на базе жидкого стекла. Скважины в плане располагались с шагом 7 м. Интенсивность насыщения грунта смесью составляла 7–10 л/мин при давлении, в 4 раза превышающем природное (бытовое) на данной глубине. Коэффициент фильтрации заинъецированного днища, по данным лабораторных определений, составил $k_{\text{ф}} = 2 \cdot 10^{-4} \text{ см/с}$.

Вертикальные непроницаемые стенки толщиной $t_{\text{СТ}} = 0,6 \text{ м}$ выполнены из самотвердеющей суспензии. Контрольные испытания ее образцов после затвердения имели $k_{\text{ф}} = 4 \cdot 10^{-6} \text{ см/с}$ и сопротивление одноосному сжатию 0,2–0,4 МПа.

Приближенный расчет такой водонепроницаемой подземной оболочки включает оценку устойчивости котлована (первая группа предельных состояний). Кроме того, определяется количество просачивающейся воды через 1 пог. м длины стенки в процессе и после окончания понижения уровня по формуле Дюпюи (рис. 2, а):

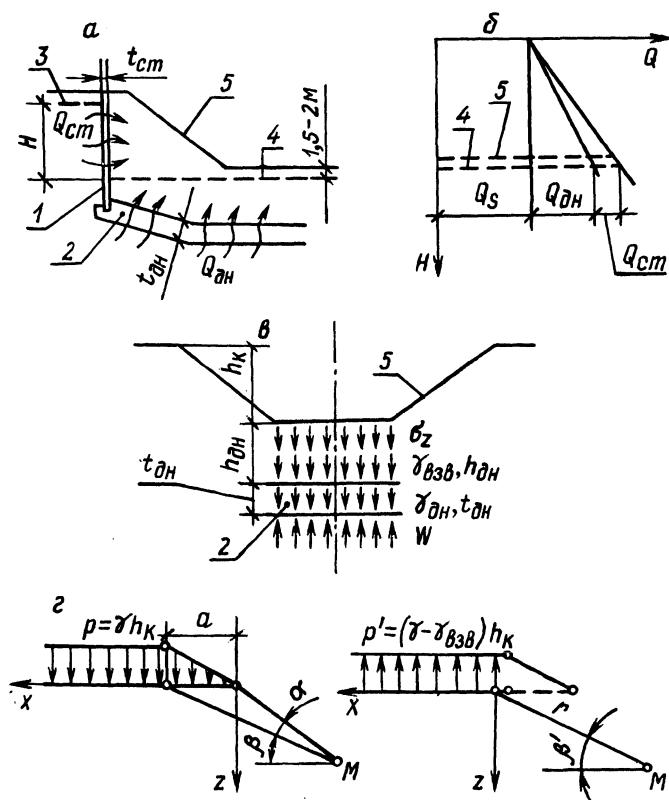


Рис. 2. Схемы к расчету (обозначения см. на рис. 1): а – притока воды; б – откачивания воды из котлована; в – общей устойчивости; г – величины G_z .

$$q_{ст} = k_{ф}^{ст} \frac{H^2 - H_1^2}{2t_{ст}}, \quad (0 \leq H_1 \leq H).$$

Количество профильтровавшейся воды через стенки:

$$Q_{ст} = q_{ст} L_{ст} \quad (L_{ст} - \text{длина стенки});$$

$$\text{через дно: } Q_{дн} = k_{ф}^{дн} F_{дн} I \quad (F_{дн} - \text{площадь дна}).$$

Количество воды до начала откачки Q_3 будет равным суммарному объему активных пор грунта, отделяемого противofильтрационной оболочкой.

При этом следует различать две стадии водопонижения:

- откачка заключенной в порах воды Q_s и профильтровавшейся через стенки и дно оболочки $Q_{ст}$ и $Q_{дн}$ (первая стадия);
- поддержание уровня подземных вод на 1,5–2 м и ниже отметки дна в процессе работ по устройству сооружения в котловане (вторая стадия).

Суммарное количество воды, откачиваемой на каждой из стадий, определяется по формулам $Q^I = Q_s + Q_{ст} + Q_{дн}$ и $Q^{II} = Q_{ст} + Q_{дн}$.

Для подбора потребного насосного оборудования на основе заданной скорости понижения уровня грунтовых вод (обычно $v = 0,5–1$ м/сут) исходя из величины Q^I строится график откачки воды (рис. 2, б).

Расчеты по первой группе выполняются для схем устойчивости основания котлована в целом, а также устойчивости откосов. На участке длиной $l = 1$ пог. м при ширине котлована по низу b определяется соотношение вертикальных напряжений на подошве заинъектированной оболочки (рис. 2, в):

$$k_{уст} = \frac{\sigma_z + \gamma_{взв} h_{дн} + \gamma_{дн} t_{дн}}{\gamma_w H} \geq k_{уст}^{доп}.$$

Вертикальная составляющая напряжения σ_z определяется по схеме, показанной на рис. 2, г, и формуле $\sigma_z = \sigma_{z1} - \sigma_{z2}$,

где σ_{z1} – составляющая от комбинированной треугольной и полубесконечной нагрузки $\sigma_{z1} = \frac{p}{\pi a} (\alpha\beta + \chi\alpha)$.

Здесь σ_{z2} – составляющая от полубесконечной нагрузки p' , получаемая по формуле [4]:

$$\sigma_{z2} = \frac{p''}{\pi} \left(\beta' + \chi \frac{z}{r^2} \right).$$

Устойчивость откосов оценивается по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Кроме того, в данном случае необходимо учитывать возможность образования плоской вертикальной поверхности скольжения по контакту подземная стена–грунт вследствие различия их механических характеристик. Поэтому расчет выполняется и для откосного клина по схеме плоских поверхностей скольжения на действие активного давления грунта и гидростатического давления. В каждом конкретном случае необходимо рассматривать схемы оценки устойчивости откосов с учетом инженерно-геологического строения грунтовой толщи и стадийности снижения уровня воды. Особое внимание должно быть уделено возможным деформационным перемещениям грунтовых масс в основании откосного клина.

ЛИТЕРАТУРА

1. Камбефур А. Инъекция грунтов. Принципы и методы.: Пер. с фр. – М., 1971, с. 130–137.
2. Баранов Н.Н. Инъектирование грунтов при глубоком фундаментостроении. – Строительство и архитектура Белоруссии, 1981, № 4, с. 36–37.
3. Гучек О. Подземные стены противofiltrационной оболочки котлована гидроузла Габчикова. Инж. сооружения, 1980, № 11 [На словацк. яз.].
4. Маслов И.И. Прикладная механика грунтов. – М., 1949, с. 114–118.

СОДЕРЖАНИЕ

Минаев И.В. Принципы выделения зон влияния мелиоративных систем на прилегающие земли	3
Великевич П.А., Ивашечкина Л.С. О составных кривых обеспеченности максимального стока малых залесенных и заболоченных водосборов	8
Дрозд В.В. Методика расчета минимального стока на основании сезонных наблюдений	15
Злогник В.А. Гидрогеологическая оценка сокращения стока в разветвленной системе водокогов	20
Гатилло П.Д., Одинец А.Н. Распределение периодов однокрагного превышения суммы осадков за дождь на территории Белоруссии	25
Сгаринский В.П. Гидравлический расчет водовыпусков и воздухопускных устройств водопроводных линий	34
Вопнярский И.П., Варнаков Н.М., Сидоров А.Н., Молочко А.В. Рыбозащитное устройство с импульсной струйной очисткой сетки	39
Коваленко Э.П. Использование потенциальной энергии ветровых волн	42
Левкевич В.Е. Регрессионная модель процесса переработки берегов малых водохранилищ	46
Васильченко Г.В. Моделирование размывов несвязных грунтов с применением их заменителей	49
Курсаков В.К. Исследование скоростей при обтекании потоком дамб загаливаемых польдеров	52
Рогунович В.П., Богданович М.И. Распределение продольных скоростей в руслах неправильной формы сечения	56
Богданович М.И., Осипович А.А., Цацук Г.С., Шнипов Ф.Д. Экспериментальные исследования полей осредненных скоростей в земляных каналах	62
Левкевич Е.М., Михнова Р.В., Машенко Л.А. Экспериментальное исследование движения волн на течении в канале прямоугольного сечения	65
Кудряшов А.Ф., Баркалова В.Д. Расчет подъемной силы при определении неразмывающей скорости для несвязных грунтов	69
Калинович А.С. Исследования течений в подстилающем поток несвязном грунте	72
Сурма Н.В. Лабораторные исследования гидравлического режима нижнего бьефа за низконапорной водосборной плотиной	76
Гатилло С.П. Гидравлические характеристики трубчатого водосброса с водосливной стенкой на входе	80
Повалаяев М.К. Определение расчетных параметров гидродинамического воздействия на элементы сборных креплений нижнего бьефа	83
Кумачев В.И. К прогнозированию интенсивности кавитационной эрозии в гидросооружениях	89
Елисеев А.Е. Исследование движения жидкости в коаксиальных трубопроводах с проникаемой внутренней трубой	91
Щербakov Г.А. Прогноз изменения уровня режима дренаруемых территорий на основе учета баланса влаги в зоне аэрации	95
Круглов Г.Г. Исследование уровня грунтовых вод над дренажем оградительной дамбы Заславского водохранилища	101

Б о г о с л а в ч и к П.М. Об экономической эффективности водосброса по типу размываемой вставки.	105
Х а в и ч В.А. Оптимизация параметров систем обвалования методом динамического программирования	111
Г е т о в Л.В., С е р б у н В.В. К вопросу о методах борьбы с фильтрационными потерями воды.	116
Т р е с а Ф., Б а р а н о в Н.Н. Устройство противofильтрационных оболочек методами "стена в грунте" и инъектирования грунтов	120

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Выпуск 13

Зав. редакцией *А. Я. Канторович*
Редактор *А. С. Гликман*
Худож. редактор *Ю. С. Сергачев*
Техн. редактор *Г. А. Лакишик*
Мл. редакторы *А. Я. Сыромятникова, А. М. Апель*
Корректоры *Н. И. Бондаренко, З. Б. Звонарева*
График *Н. В. Журавлева*
Оператор *М. К. Борисова*

ИБ 1598

Подписано в печать 06.09.83 г. АТ 16164. Формат 60x90 1/16. Бумага офсет. Гарнитура Прес-Роман. Офсет. печать. Усл.-печ.л. 8,25. Усл.кр.-отг. 8,625. Уч.-изд.л. 9,67. Изд. № 83-6
Тираж 845 экз. Зак. 5335. Цена 1 р. 50 к.

Издательство "Вышэйшая школа" Государственного комитета БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. 220048. Минск, проспект Машерова, 11.

Типография "Победа", Молодечно, ул. Тавлая, 11.

Отпечатано с оригинала-макета, изготовленного в издательстве "Вышэйшая школа".

РЕФЕРАТЫ

УДК 502.7:626.86

Минаев И.В. Принципы выделения зон влияния мелиоративных систем на прилегающие земли. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 3–7.

Дается обоснование выделению зон влияния, которые образуются при устройстве мелиоративных систем и охватывают прилегающие земли. В пределах каждой зоны возможны различные физические процессы, связанные с понижением УГВ на объекте мелиорации и на прилегающих землях. Это влияние сказывается на различных компонентах природной среды. Выделение зон и определение их границ способствует обоснованному назначению природоохранных мероприятий. — Ил. Библиогр. 4.

УДК 556.166

Великевич П.А., Ивашечкина Л.С. О составных кривых обеспеченности максимального стока малых залесенных и заболоченных водосборов. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 8–15.

Предлагается уточнение метода построения составных кривых обеспеченности при неоднородных рядах гидрологических характеристик по генетически однородным частным выборкам для залесенных и заболоченных малых водосборов. — Ил. 3. Табл. 2. Библиогр. 10.

УДК 556.167

Дрозд В.В. Методика расчета минимального стока на основании сезонных наблюдений. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 15–19.

Предложена методика расчета характеристик минимального стока по данным сезонных наблюдений. Для этого обосновано использование суточных минимумов выбранных из декад летне-осенней межени.

Даются рекомендации по расчету минимального стока заданной обеспеченности по ограниченной информации для водохозяйственного проектирования. — Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 9.

УДК 556.332.6:556.168

Злотник В.А. Гидрогеологическая оценка сокращения стока в разветвленной системе водотоков. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 20–25.

Рассматриваются вопросы методики гидрогеологической оценки сокращения стока в разветвленной системе водотоков под влиянием отбора подземных вод. Изложены гидродинамическая постановка задачи и методика ее численного решения на ЭВМ. Приводятся результаты расчетов сокращения речного стока по участкам р. Уша под влиянием берегового водозабора подземных вод. Результаты расчета суммарного сокращения стока сопоставляются с данными аналитических расчетов и электромоделирования. — Ил. 3. Библиогр. 8.

УДК 551.577.36 (476) + 628.212.2

Г а т и л л о П.Д., О д и н е ц А.Н. Распределение периодов однократного превышения суммы осадков за дождь на территории Белоруссии. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 25–34.

Для решения вопросов очистки части стоков дождевой канализации необходим ряд новых исходных данных. Исследуются характеристики для описания сумм осадков за дожди с различными периодами однократного превышения. Для принятия уравнения аналитической сглаживающей кривой, по данным наблюдений, на 15 метеорологических станциях определены параметры для условий: 1) использования сразу всего имеющегося ряда наблюдений, который относительно разнороден; 2) построения суммарной кривой, состоящей из двух–трех участков относительно однородных совокупностей. Второй путь позволяет достичь удовлетворительного согласия между аналитическими и эмпирическими кривыми. – Ил. 1. Табл. 3. Библиогр. 6.

УДК 628.143.001.2

С т а р и н с к и й В.П. Гидравлический расчет водовыпусков и воздухопускных устройств водопроводных линий. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 34–39.

Рассматривается новая методика гидравлического расчета водовыпусков и воздухопускных устройств водопроводных линий. Даются расчетные зависимости для определения времени опорожнения отдельных участков водопроводных сетей и водоводов, а также рекомендации по выбору диаметров их воздухопускных устройств. – Ил. 1. Библиогр. 2.

УДК 626.88

Рыбозащитное устройство с импульсной струйной очисткой сетки/ И.П. В о п н я р с к и й, Н.М. В а р н а к о в, А.Н. С и д о р о в, А.В. М о л о ч к о. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 39–42.

Приводится описание рыбозащитного устройства (РЗУ) импульсной струйной очисткой сетки, создаваемой вращающимися наклонными пластинами. Результаты предварительных гидравлических испытаний подтвердили исходное принципиальное положение рекомендуемой конструкции РЗУ и целесообразность его применения в водозаборных сооружениях. – Ил. 3. Библиогр. 3.

УДК 621.684

К о в а л е н к о Э.П. Использование потенциальной энергии ветровых волн. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 42–46.

Рассматриваются возможности использования потенциальной энергии ветровых волн с помощью предлагаемых объемных волновых насосов. Дается соотношение, позволяющее определить параметры насоса, обеспечивающие заданное давление в рабочей камере при расчетной высоте волн. – Ил. 2. Библиогр. 5.

УДК 627.8

Л е в к е в и ч В.Е. Регрессионная модель процесса переработки берегов малых водохранилищ. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 46–49.

В работе процесс переработки рассматривается как многофакторный. На основе выделения основных берегообразующих факторов сформированы комплексы, которые

положены в основу уравнений множественной регрессии. Система этих уравнений может быть использована для определения характеристик профиля абразии на различные сроки. – Ил. 1. Библиогр. 6.

УДК 532.5.071.4

В а с и л ь ч е н к о Г.В. Моделирование размывов несвязных грунтов с применением их заменителей. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 49–52.

Излагаются рекомендации по физическому моделированию размывов несвязных грунтов, основанные на результатах исследований придонных течений и динамического воздействия потока на частицы грунта. – Ил. 1. Библиогр. 3.

УДК 627.533.2

К у р с а к о в В.К. Исследование скоростей при обтекании потоком дамб затопляемых полейдеров. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 52–55.

Излагаются результаты исследований скоростной структуры потока при поперечном обтекании дамбы затопляемого полядера. Дается оценка ее устойчивости размыву. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 4.

УДК 532.57

Р о г у н о в и ч В.П., Б о г д а н о в и ч М.И. Распределение продольных скоростей в руслах неправильной формы сечения. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 56–62.

Получена полуэмпирическая формула для расчета распределения продольного компонента осредненной скорости в потоках неправильной формы поперечного сечения. Приведен пример сравнения вычисленных скоростей с измеренными. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 10.

УДК 626.824.

Экспериментальные исследования полей осредненных скоростей в земляных каналах/ М.И.Б о г д а н о в и ч, А.А. О с и п о в и ч, Г.С. Ц а ц у к, Ф.Д.Ш н и п о в. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 62–65.

Приводятся результаты экспериментальных исследований полей осредненных скоростей в земляных каналах значительной пропускной способности. Показано, что в приоткосной зоне существует поперечная циркуляция с направлением донных струй к оси симметрии канала, оказывающая существенное влияние на распределение продольных скоростей. – Ил. 1. Табл. 1. Библиогр. 4.

УДК 532.592:551.466

Л е в к е в и ч Е.М., М и х н о в а Р.В., М а щ е н к о Л.А. Экспериментальное исследование движения волн на течении в канале прямоугольного сечения. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 65–68.

Излагаются методика и результаты лабораторных исследований генерирования и распространения волн в лотке прямоугольного сечения. Приводятся графики и формулы зависимости изменения высоты волны от скорости течения при встречном движении. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 6.

УДК 551.48.215.2

К у д р я ш о в А.Ф., Баркалова В.Д. Расчет подъемной силы при определении неразмывающей скорости для несвязных грунтов. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 69–72.

Дан расчет подъемной силы, которая оказывает наибольшее влияние на процесс начального сдвига частиц несвязного грунта. – Ил. 2. Библиогр. 11.

УДК 532.5

К а л и н о в и ч А.С. Исследование течений в подстилающем поток несвязном грунте. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 72–76.

Излагаются методика измерения скоростей в несвязных грунтах, подстилающих турбулентный поток, и результаты измерений. Дается оценка роли взвешивающего усилия, возникающего вследствие рассогласования давления на верхних и нижних гранях частиц, в нарушении устойчивости несвязных грунтов. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 7.

УДК 627.15

С у р м а Н.В. Лабораторные исследования гидравлического режима нижнего бьефа за низконапорной водосбросной плотиной. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 76–79.

Приведены результаты лабораторных исследований нижнего бьефа за низконапорной водосбросной плотиной. Исследования показали, что в нижнем бьефе в створе водосбросного отверстия у дна возможны скорости, превышающие допустимые, для уменьшения которых предлагается стенка треугольного поперечного профиля, устраиваемая за порогом водосбросного отверстия. – Ил. 2. Табл. 1. Библиогр. 4.

УДК 626.823

Г а т и л о С.П. Гидравлические характеристики трубчатого водосброса с водосливной стенкой на входе. Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с.80–83.

Рассматривается совместная работа трубчатого водосброса и водосливной стенки на входе. Предлагаются формулы для гидравлического расчета сооружения с полукруглым поперечным сечением, полученные с использованием методов математического планирования эксперимента. – Ил. 1. Табл. 2. Библиогр. 4.

УДК 626/627

П о в а л я е в М.К. Определение расчетных параметров гидродинамического воздействия на элементы сборных креплений нижнего бьефа. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 83–88.

Анализируются варианты определения расчетных параметров пульсационной составляющей гидродинамического воздействия на элементы сборных креплений в нижнем бьефе гидротехнических сооружений. Приводятся рекомендации по расчету устойчивости креплений. Дается оценка экономичности подобных креплений, применяемых в настоящее время. – Ил. 3. Библиогр. 5.

УДК 626

К у м а ч е в В.И. К прогнозированию интенсивности кавитационной эрозии в гидросооружениях. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с.89–91.

Предлагается метод расчета эрозионной способности жидкостей, который может быть использован для расчетов интенсивности кавитационной эрозии элементов гидротехнических и других сооружений, работающих в воде в кавитационных режимах. Приведен пример конкретного расчета эрозионной способности воды. — Ил. 2. Библиогр. 7.

УДК 532.542

Е л и с е е в А.Е. Исследование движения жидкости в коаксиальных трубопроводах с проникаемой внутренней трубой. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 91–94.

Излагаются результаты экспериментальных исследований движения жидкости в проникаемой трубе, соосно расположенной в трубопроводе. — Ил. 3. Библиогр. 3.

УДК 556.532:631.6

Щ е р б а к о в Г.А. Прогноз изменения уровня режима дренируемых территорий на основе учета баланса влаги в зоне аэрации. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 95–100.

На основе анализа эпюр равновесного влагосодержания в зоне неполного насыщения получены расчетные формулы для количественной оценки коэффициентов дифференциальной (текущей) и интегральной (суммарной) водоотдачи в функции от глубины стояния УГВ. Предложена формула для оценки водовместимости грунтов в зависимости от положения УГВ. Приведен пример расчета с использованием полученных зависимостей. — Ил. 3. Библиогр. 6.

УДК 626.86+626.212

К р у г л о в Г.Г. Исследование уровня грунтовых вод над дренажем оградительной дамбы Заславского водохранилища. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 101–105.

Приведены результаты исследования нависания грунтового потока над дренажем оградительной дамбы Заславского водохранилища. — Ил. 2. Табл. 2. Библиогр. 6.

УДК 627.83.003.13

Б о г о с л а в ч и к П.М. Об экономической эффективности водосброса по типу размываемой вставки. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 105–111.

Приведена конструкция и дан расчет сметной стоимости водосброса по типу размываемой вставки с ограничивающим размыв полотнищем из полимерной пленки. Рассмотрен вариант сочетания в составе гидроузла такого сооружения с водосбросом обычного типа. Предложена методика оценки экономической целесообразности данного варианта в зависимости от гидрологических условий. — Ил. 2. Табл. 2. Библиогр. 6.

УДК 627.514:519.9

Х а в и ч В.А. Оптимизация параметров систем обвалования методом динамического программирования. — Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 111–115

Разработан метод определения оптимальных параметров систем противопаводкового обвалования рек. В основе метода лежит использование динамического программирования. Приведены постановка задачи, математическая модель и последовательность расчетов при различных критериях оптимальности. — Ил. 1. Библиогр. 8.

УДК 624.138+626.134

Гетов Л.В., Сербун В.В. К вопросу о методах борьбы с фильтрационными потерями воды. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 116–119.

В статье изложены отдельные результаты исследований и разработок способов уменьшения инфильтрационных потерь воды из прудов и водоемов обработкой их ложа органоминеральными добавками применительно к условиям БССР. Рассмотрены три вида создания противофильтрационных экранов: введением в грунт полиакриламида, его силикатизацией и кольматацией. – Табл. 4. Библиогр. 10.

УДК 624.152:626/627

Треса Ф., Баранов Н.Н. Устройство противофильтрационных оболочек методами "стена в грунте" и инъектирования грунтов. – Водное хозяйство и гидротехническое строительство, 1984, вып. 13, с. 120–123.

Кратко описана технология строительства противофильтрационных подземных стен и инъектированных завес. Приводится приближенный расчет их устойчивости. – Ил. 2. Библиогр. 4.