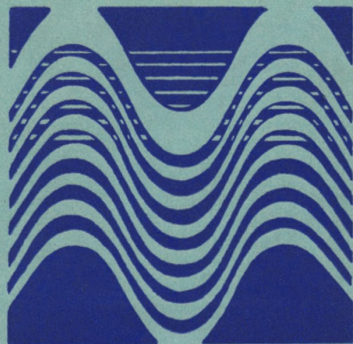


338  
B62

# ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ



Министерство высшего и среднего специального образования БССР  
Белорусский ордена Трудового Красного Знамени  
политехнический институт  
РЕСПУБЛИКАНСКИЕ МЕЖВЕДОМСТВЕННЫЕ СБОРНИКИ

# ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ

ВЫПУСК 6

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ВЫСШЭИШАЯ ШКОЛА»  
МИНСК 1976

338  
B62

Главный редактор  
кандидат технических наук, доцент К.И.Шимко

Редакционная коллегия:

Г.В.Васильченко, Ф.П.Винокуров, П.А.Запольский,  
И.В.Минаев, М.П.Лапицкая, И.М.Лившиц

В  $\frac{30100 - 100}{M304(05) - 76}$  50-76

© Издательство "Высшая школа", 1976.

## СИСТЕМА ОПЕРАТИВНО-ДИСПЕТЧЕРСКОГО УПРАВЛЕНИЯ В МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Постоянный рост объемов и выполнение комплекса качественно новых работ в гидромелиоративном строительстве в значительной степени усложнили управление производством, так как потребовалось привлечение дополнительной рабочей силы, использование новых строительных материалов, конструкций и изделий, новых машин и механизмов. Произошли изменения в технологии строительства, усложнились производственно-хозяйственные связи. Существенно возрос объем информации в системе управления, а методы ее получения, обработки и передачи своего решения остались на прежнем уровне.

Эти факторы послужили объективной предпосылкой для проведения работ по совершенствованию управления производством в Министерстве мелиорации водного хозяйства БССР. Проведенные нами исследования показали, что с точки зрения управления деятельность Минводхоза БССР в основном охватывает два контура: мелиоративного и водохозяйственного строительства и эксплуатации мелиоративных систем.

Существующая система управления контура мелиоративного и водохозяйственного строительства состоит из четырех ступеней: I — министерство, II — трест, III — СМУ (ПМК), IV — участок.

Наиболее приближены к непосредственному производственному процессу III и IV ступени, т.е. СМУ (ПМК) и участки. И от того, насколько эффективно функционирует система управления на этих ступенях, зависят результаты производственной деятельности как трестов, так и министерства.

Процесс управления в СМУ осуществляется путем реализации управляющих функций: технико-экономическое планирование, оперативное управление, материально-техническое обеспечение, организация труда и заработной платы, финансовая деятельность и учет, организационно-техническое и хозяйственное обслуживание производства, комплектование и подготовка кадров и др. Особое место здесь принадлежит функции оперативного управления производством. Задачи этой функции — разработка



оперативных (месячных, недельных, суточных) планов, обеспечение сбора и первичной обработки информации о ходе их выполнения, осуществление контроля и регулирования хода производства.

Таким образом, основными составляющими функции оперативного управления производством являются: 1) оперативное планирование; 2) оперативный контроль; 3) регулирование хода производства.

Оперативное планирование решает задачи детализации текущей годовой производственной программы по времени (месяц, неделя, сутки) и исполнителям (производственный участок, бригада, механизм) путем разработки оперативных планов (месячные и недельно-суточные). Оперативный контроль, включая элементы учета и анализа, предусматривает получение информации по показателям оперативных планов и сравнение ее с плановыми заданиями. На основании этих данных вырабатываются и доводятся до сведения исполнителей решения по предупреждению отклонений, т.е. происходит регулирование хода производства.

Таков в основном порядок функционирования системы оперативного управления. Однако, как показали исследования, существующая система оперативного управления имеет ряд существенных недостатков.

Анализ позволил выявить три важнейших фактора неудовлетворительного состояния оперативного управления в СМУ. Это отсутствие в составе организационных структур СМУ и ПМК служб оперативного управления производством, функции которых возложены на работников производственных или планово-производственных отделов. В большинстве случаев работники этих подразделений не имеют порядочительных прав по оперативному управлению; в частности, по оперативному перераспределению материалов и изделий, передислокации машин и механизмов, оперативному контролю за работой автотранспортных и грузоподъемных средств. Они только подготавливают предложения руководству СМУ для принятия решений.

Второй не менее важный фактор — состояние оперативного планирования.

Оперативные планы производственных участков и в целом по СМУ в основном разрабатываются на месяц без разбивки их на более короткие промежутки времени (декада, неделя, сутки). В этих планах, как правило, объемы работ указываются укрупненно (например, земработы одноковшовыми экскаваторами в т. м<sup>3</sup> или укладка дренажа в п.м.), без детализации. Таким

образом создаются предпосылки для неритмичной организации работ в течение месяца, появляется возможность выполнять не запланированные, а наиболее выгодные (более капиталоемкие и т.п.) работы. Совершенно не разрабатываются такие важнейшие документы, как "Оперативные графики работы машин и механизмов" и "Оперативные графики поставок строительных материалов и изделий на объекты строительства".

Как следствие такого планирования, очень затруднены оперативный контроль и регулирование хода производства. Если оперативная информация о выполненных работах за сутки, неделю и поступает в СМУ, то анализу ее подвергнуть трудно. Это вынуждает руководство СМУ принимать решения на основании своего опыта и интуиции.

Наконец третий фактор — неудовлетворительное состояние, а зачастую отсутствие оперативной связи между аппаратом управления СМУ и производственными участками. Оперативная связь осуществляется при помощи телефонов, которые, как правило, установлены на усадьбах колхозов или совхозов, т.е. на значительном расстоянии от объектов производства работ. Для информирования руководства СМУ о ходе работ, материально-техническом обеспечении и других текущих делах производителю работ (прорабу, мастеру) приходится посылать машину с нарочным или самому выезжать на базу СМУ. Нередко основными источниками оперативной информации для руководства являются ежедневные утренние разнарядки, на которые затрачивается 1—1,5 ч рабочего времени.

С учетом этих факторов нами разработана и внедряется (в Стародорожском, Пуховичском СМУ) система оперативно-диспетчерского управления.

Определяющими условиями успешного функционирования этой системы являются:

- 1) изменение существующей структуры аппарата СМУ (ПМК) — введение в нее специальной диспетчерской службы, наделенной соответствующими правами по оперативному управлению производством;
- 2) организация четкой системы оперативного планирования на небольшие промежутки времени (месяц, неделя, сутки) с использованием методов сетевого планирования и управления;
- 3) оснащение диспетчерских пунктов техническими средствами связи, вычислительной техникой.

В Стародорожском СМУ диспетчерская служба выделена в самостоятельный отдел, которому в порядке оперативного уп-

равления подчиняются все структурные подразделения. Работа организована в две смены. Возглавляет диспетчерскую службу инженер-гидротехник с большим стажем работы в меллоративном строительстве. Он является заместителем главного инженера по вопросам оперативного управления. В состав службы входят: два сменных диспетчера, диспетчер по автотранспорту и техник-радиотехник. Сменные диспетчеры при отсутствии главного выполняют его обязанности.

Основными документами диспетчерской службы являются:

1) оперативный план-задание производства работ; 2) оперативный график поставок строительных материалов на объекты строительства; 3) оперативный график работы строительных машин и механизмов.

Эти документы разрабатываются производственным отделом на месяц с недельной разбивкой. Для каждой бригады по укладке дренажа прорабы составляют суточный график устройства дренажа. Оперативные планы составляются на основе сетевых графиков производства работ и с учетом ожидаемого выполнения за месяц, предшествующий планируемому.

Для оперативного контроля за ходом работ введена ежедневная и еженедельная информация. Ежедневно диспетчерский персонал получает информацию о выполнении графика закладки дренажа, о простоях механизмов и их причинах. По этим показателям главный диспетчер составляет суточный рапорт и представляет его руководству.

Еженедельно линейные инженерно-технические работники представляют информацию о выполнении оперативных планов, графиков работы машин и механизмов, графиков поставок строительных материалов на объекты строительства. По итогам работы за неделю начальник или главный инженер СМУ проводит диспетчерское совещание с участием начальников отделов, служб и производственных участков.

Диспетчерский персонал ведет журналы: 1) журнал диспетчера; 2) учета ежедневной выработки многоковшовых экскаваторов; 3) регистрации простоев механизмов.

На центральном диспетчерском пункте СМУ установлен комплекс средств связи:

1) телефоны с выходом на районную АТС; 2) коммутатор оперативной связи КОС-22 м; 3) радиотелефон РСВ-1; 4) громкоговорящая радиотрансляционная установка ТУ-50М.

Оперативная связь налажена с помощью радиотелефонов РСВ-1, которые установлены на всех участках и важнейших объектах. Связь осуществляется по строгому графику, утвер-

жденному начальником СМУ. Кроме этого, на центральном диспетчерском пункте имеется "Диспетчерская схема зоны деятельности СМУ", на которой нанесены все объекты, подъездные дороги, пункты складирования материалов.

Трехлетний опыт функционирования системы оперативно-диспетчерского управления показал ее высокую эффективность. Годовой экономический эффект в среднем по СМУ составляет 0,25—0,5% объема строительно-монтажных работ.

М. Г. Голченко, Е. А. Стельмах

### ИССЛЕДОВАНИЕ ВОПРОСОВ СОГЛАСОВАНИЯ РЕЖИМА ОРОШЕНИЯ С РЕЖИМОМ ВОДОИСТОЧНИКА В УСЛОВИЯХ БЕЛОРУССИИ (НА ПРИМЕРЕ р. БЕРЕЗИНЫ)

В связи с быстрым развитием орошения земель в Белоруссии особую актуальность получают вопросы рационального использования водных ресурсов. Одним из основных моментов этой проблемы является установление оптимальной расчетной обеспеченности оросительных систем с учетом конкретных почвенно-климатических, гидрологических и хозяйственных факторов. Важное место здесь занимает правильное согласование режима водосточника с режимом орошения сельскохозяйственных культур.

В настоящее время при проектировании оросительных систем, в том числе и в Белоруссии, обеспеченность оросительной нормы и речного стока принимается, как правило, исходя из предположения, что засухливость орошаемой территории и маловодье в источнике орошения совпадают по времени и имеют место в один и тот же календарный год. В то же время маловодье и засуха — явления различные и неравноценные [1—3]. Учет этого явления позволит выявить дополнительные источники воды для орошения новых земель, что особенно важно для районов с ограниченными поверхностными источниками.

Нами эти вопросы исследовались на примере реки Березины в створах гг. Бобруйск и Борисов. Выбор водосточника и створов обуславливался наличием длительных рядов сопряженных наблюдений за стоком и климатом. По Бобруйску этот период равен 68 годам, а по Борисову (с учетом приведения к однородному) — 62 годам. Основанием для использования метеорологических данных (осадки, температура воздуха и др.), измеренных непосредственно в створе реки или вблизи его, яв-

ляется то, что орошаемые земли, как правило, расположены рядом с ним. Это означает, что режим орошения формируется под влиянием метеорологических элементов, характерных для створа реки, где происходит забор воды для орошения.

Таким образом, режим конкретного водосточника, воды которого используются для орошения определенной площади, следует согласовывать с режимом орошения и факторами, его определяющими, характерными для той же конкретной площади. Уже этот факт о территориальном несоответствии зоны орошения области формирования основной части речного стока дает основание предполагать о несовпадении засушливых и маловодных лет.

Режим орошения рассчитывался биоклиматическим методом, откорректированным применительно к условиям Белоруссии 4,5.

Биоклиматический метод применен в настоящее время при проектировании оросительных систем на территории Европейской части СССР на площади 4,5 млн.га [4]. Положительные результаты получены после экспериментальной проверки этого метода на минеральных почвах Белоруссии. А полученные при помощи откорректированного нами биоклиматического метода элементы проектного режима орошения овощей и пастбищ для условий республики незначительно расходятся с опытными.

В случае полного совпадения маловодных и засушливых лет колебания метеорологических факторов и стока принимались синхронными. Если же маловодные и засушливые годы не совпадали, то колебания считались асинхронными. Соответственно коэффициент, учитывающий асинхронность колебаний этих величин, называется коэффициентом асинхронности.

Как показал проведенный нами анализ стока р. Березины и оросительных норм, рассчитанных для створов гг. Бобруйск и Борисов, критическим месяцем для основных орошаемых культур является июль, т.е. в этом месяце потребность в орошении удовлетворяется с наибольшим напряжением, а возможная площадь орошения является наименьшей. Из декад критическими является третья декада июля и первая декада августа. Поэтому исследовалась возможность согласования режима водосточника с режимом орошения для трех периодов времени: май-август, июль и первая декада августа.

Прежде всего был проведен корреляционный анализ связи стока с метеорологическими факторами и оросительными нормами (табл. 1).

Таблица 1. Коэффициенты корреляции связи стока р. Березины в створах гг. Бобруйск (А) и Борисов (Б) с метеорологическими факторами в этих же створах

Факторы	А			Б		
	1-я декада августа	июль	май-август	1-я декада августа	июль	май-август
Осадки за рассматриваемый период	0,13	0,34	0,38	0,08	0,28	0,56
Осадки за предшествующий период	0,42	0,45	-	0,33	0,60	-
Температура воздуха	-0,34	-0,30	-0,33	-0,30	-0,35	-0,42
Дефицит влажности воздуха	-0,40	-0,38	-0,36	-0,29	-0,25	-0,43
Оросительная норма	-0,27	-0,36	-0,37	-0,12	-0,32	-0,57

Таким образом, чем больше продолжительность расчетного периода, тем теснее связь стока с погодными условиями. Однако ни один из метеорологических факторов не влияет на сток так сильно, чтобы можно было получить корреляционную зависимость.

Отметим, что коэффициенты корреляции дают лишь общее представление о тесноте связи рассматриваемых величин. Для решения практических задач необходима оценка возможности появления определенных сочетаний значений этих величин. С целью получения такой оценки был применен метод частотно-вероятностного анализа сочетаемости различных интервалов значений изменяющихся величин с помощью коллигационных матриц [6].

Коэффициент коллигации показывает, во сколько раз чаще или реже наблюдается совместное появление в определенных интервалах исследуемых величин по сравнению с возможной частотой их совместного появления при условии полной независимости колебаний этих величин.

Коллигационные матрицы "сток — оросительные нормы" были построены по ст. Бобруйск и Борисов для трех периодов. На рис. 1 изображены коллигационные матрицы для периода май—август. Маловодные годы совершенно не совпадают с влажными, а многоводные с засушливыми. С другой стороны, маловодные годы совпадают с засушливыми, а

многоводные с влажными от 2—3 до 10 раз чаще, чем они совпадали бы при независимом колебании стока и оросительных норм. Это свидетельствует о том, что существуют общие генетические причины, обуславливающие одновременное появление низкого стока и высоких оросительных норм. Сле-

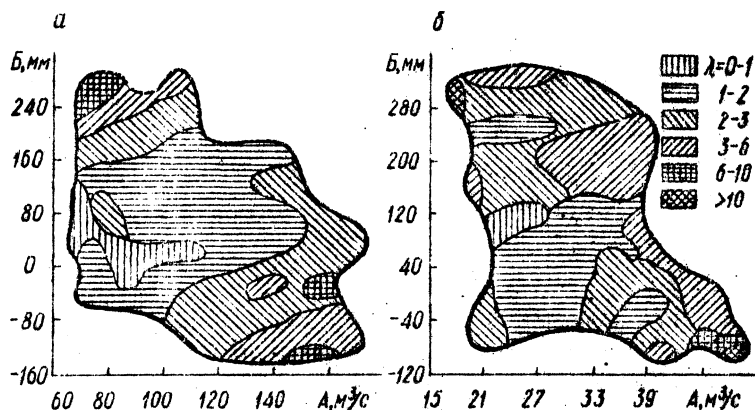


Рис. 1. Коллигационные матрицы связи стока р. Березины с оросительными нормами по ст. Бобруйск (а) и Борисов (б). По оси абсцисс отложены величины стока р. Березины за май—август (А), по оси ординат — оросительные нормы (Б).

дует заметить, что величина коэффициентов коллигации ( $\lambda = 2--10$ ) не столь велика, чтобы делать вывод о целесообразности учета связи стока и оросительных норм при проектировании орошения.

При этом случаи с меньшей величиной коэффициента коллигации встречаются чаще, чем с большей. В зоне средних по водности и сухости лет коэффициент коллигации вообще приближается к единице.

Анализ коллигационных матриц для меньших расчетных периодов (месяц, декада) показывает, что несовпадение засушливых и маловодных лет еще больше возрастает.

Сказанное подтверждается данными, приведенными на рис. 2. Как видно, в отдельные годы сток и оросительные нормы изменяются асинхронно. Такой ход этих элементов наблюдался, например, по Борисову,

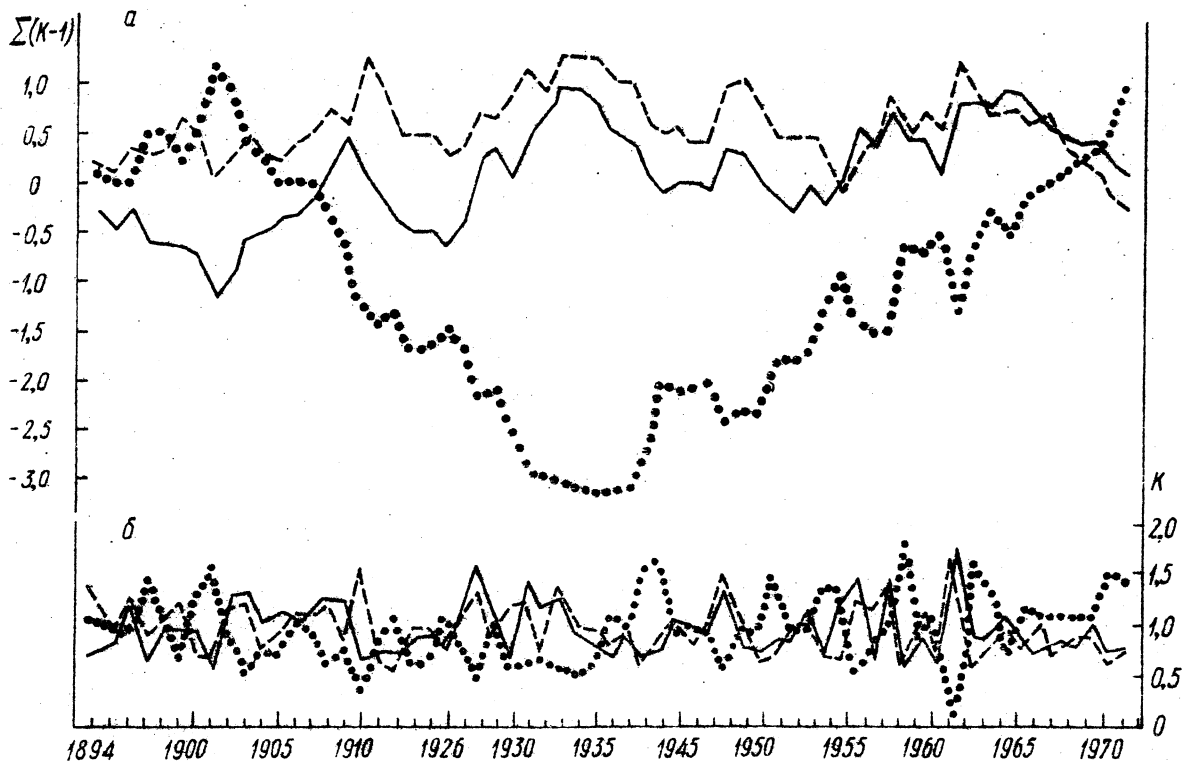


Рис. 2. Разностные интегральные кривые (а) и хронологический ход модульных коэффициентов (б) р. Березины (Борисов) за май-август (сплошные линии — по меженному стоку; штриховые — по осадкам; пунктирные — по оросительным нормам).



Таблица 2. Водность р. Березины в межень в годы с за-

Годы	Май - август		П Е Р И - годы
	обеспеченность, %		
	оросит. норм	стока	
1908	74,6	26,9	1908
1950	78,1	95,5	1909
1939	77,6	64,2	1957
1972	79,1	74,6	1898
1900	80,6	43,3	1964
1966	82,1	53,7	1910
1911	83,6	70,2	1905
1937	85,1	71,6	1938
1947	86,6	73,7	1914
1897	88,1	59,7	1916
1971	89,6	67,2	1895
1932	91,0	17,9	1945
1955	92,5	40,3	1924
1954	94,0	94,0	1907
1951	95,5	49,2	1930
1963	97,0	44,8	1913
1959	98,5	83,6	1962
Среднее	86,6	60,6	Среднее

сушливым вегетационным периодом по ст. г. Бобруйск

О Д Ы				
Июль		1-я декада августа		
обеспеченность, %		годы	обеспеченность, %	
оросит. норм	стока		оросит. норм	стока
74,6	53,7	1948	74,6	53,7
76,1	11,9	1922	76,1	58,2
77,6	80,6	1908	77,6	47,8
79,1	29,9	1962	79,1	4,5
80,6	68,7	1904	80,6	59,7
82,1	73,1	1910	82,1	35,8
83,8	58,2	1953	83,8	43,3
85,1	62,7	1959	85,1	56,7
86,6	83,6	1895	86,6	32,8
88,1	7,5	1903	88,1	1,5
89,6	25,4	1915	89,6	79,1
91,0	41,8	1916	91,0	6,0
92,5	26,9	1945	92,5	16,4
94,0	22,4	1950	94,0	82,1
95,5	94,0	1923	95,5	25,4
97,0	16,4	1896	97,0	19,4
98,5	3,0	1964	98,5	22,4
86,6	50,6	Среднее	86,6	37,9

Сравнение обеспеченности оросительных норм в засушливые годы с обеспеченностью стока в эти же годы показывает, что почти во всех случаях обеспеченность оросительных норм значительно выше обеспеченности стока (табл.2).

Приведенные данные на примере р. Березины наглядно свидетельствуют, что в Белоруссии засушливые годы часто не совпадают с маловодными и что учет этого явления позволяет сэкономить часть водных ресурсов для орошения дополнительных площадей. Одним из возможных способов учета этого явления может быть расчет коэффициентов асинхронности в колебаниях стока и оросительных норм.

Коэффициент асинхронности в данном случае это коэффициент увеличения оросительной способности водосточника вследствие наличия асинхронности в колебаниях речного стока и

режима орошения (т.е. несовпадения маловодных лет с засушливыми). Наиболее достоверные данные о коэффициентах асинхронности безусловно можно получить для створов рек и метеостанций, имеющих длительный ряд наблюдений за стоком и климатом. Для других районов, не имеющих таких наблюдений, коэффициенты асинхронности можно найти, основываясь на методе гидрологических аналогий.

Нами были определены коэффициенты асинхронности для р. Березины в створах гг. Бобруйск и Борисов, где имеются длительные ряды наблюдений за стоком и метеозементами.

В общем случае методика расчета сводилась к следующему.

По имеющимся рядам стока и оросительных норм (для овощей) подсчитывалась известным способом оросительная способность реки для каждого года хронологического ряда. По

полученным данным строилась кривая обеспеченности оросительной способности, которую можно условно назвать фактической.

После этого сток и оросительные нормы располагались в равнообеспеченном порядке, при котором большей оросительной норме соответствует меньший речной сток. По существу такое сочетание принимается в настоящее время при проектировании оросительных систем, т.е. сток и оросительные нормы считаются одинаковой обеспеченности. При таком сочетании стока и оросительных норм определялась оросительная способность и строилась кривая обеспеченности, которую можно условно назвать проектной.

При графическом изображении этих кривых для р. Березины оказалось, что фактическая кривая расположилась выше проектной, т.е. фактическая оросительная способность водосборника больше той величины, которая принимается в настоящее время при равнообеспеченном сочетании стока и режима орошения. Коэффициент асинхронности определенной обеспеченности вычислялся как отношение оросительной способности по фактической кривой к оросительной способности по проектной кривой обеспеченности.

Полученные коэффициенты асинхронности свидетельствуют о возможности существенного увеличения орошаемых площадей. Например, для р. Березины в створах гг. Бобруйск и Борисов возможно увеличение орошаемых площадей при 95%-ной обеспеченности орошения на 22--27%, при 85%-ной на 13--17% и при 75%-ной -- на 10--14%.

Таким образом, приведенные результаты исследований наглядно свидетельствуют о необходимости учета несовпадения засушливых лет с маловодными при определении водобеспеченности орошаемых земель. Учет этого явления может проводиться при помощи коэффициентов асинхронности.

## Л и т е р а т у р а

1. Железняк И.А., Левковский С.С., Швейкин Ю.В. Об асинхронности осадков в зоне орошения и водности р. Днепра. — "Мелиорация и гидротехника", 1967; № 10.2. Козловский В.М. О гидромодулях водопотребления при регулировании водного режима почвы на осушительно-увлажнительных системах. — В сб.: Проблемы охраны и использования вод. Вып. 3. Харьков, 1973. 3. Плешков Я.Ф., Гелеверя Н.З. Определение располагаемого количества воды на орошение с.

учетом асинхронности осадков в период вегетации и речного стока. — В сб.: Проблемы охраны и использования вод. Вып. 2. Харьков, 1972. 4. Алпатьев С.М., Остапчик В.П. Методика расчета режимов орошения сельскохозяйственных культур на основе биоклиматического метода для Европейской части СССР с применением ЭВМ. Киев, 1973. 5. Голченко М.Г. Методика расчета проектного поливного режима сельскохозяйственных культур применительно к условиям БССР. — В сб.: Сборник научных трудов БСХА, 1973, т. 112, 6. Ворончук М.И., Швейкин Ю.В. Метод исследования асинхронности колебаний гидрометеорологических явлений с помощью стохастических матриц. — "Труды УкрНИГМИ", 1969, вып. 85.

Ю.А. Деев

## ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ БЕЗЗАТОРНОГО РЕЖИМА ЛЕДОХОДА В РУСЛОВЫХ ПОТОКАХ

Рассматриваемый вопрос является частью проблемы управления ледоходом в русловых потоках, пока еще не решенной в целом, но являющейся важной гидротехнической задачей сегодняшнего дня.

Заторы льда — закономерное и широко распространенное явление в процессе вскрытия многих рек на территории нашей страны — могут, как известно, причинять значительный ущерб (наводнения, повреждение речных сооружений, судов и т.п.). Установлено [1, 2], что заторы льда — явление многофакторное и неоднотипное по причинам и условиям возникновения, по воздействию на водно-ледоходный режим, сооружения и пр. Поэтому мероприятия по предупреждению заторов в разных условиях не могут быть одинаковы. Общий же принцип борьбы с заторами заключается в целенаправленном изменении соотношения между факторами, обуславливающими возникновение заторов, и факторами, действующими в обратном направлении. Этот принцип по существу был высказан Ф.И.Быдиным [3]. Осуществление же этих мероприятий должно базироваться на общих теоретических основах.

Установленные [1, 2] закономерности заторообразования позволяют сделать некоторые обобщения в отношении гидромеханического обоснования рассматриваемых мероприятий. Задача в данном случае решена путем разработки системы гидромеха-

нических критериев, определяющих режим ледохода. В критерии вошли гидравлические и ледоходные характеристики потока и другие параметры, влияющие на заторообразование. Целенаправленное изменение соотношения между величинами, входящими в критерии, позволит не только предупреждать, но и искусственно создавать заторы в данном месте и в нужное время.

Беззаторный пропуск льда через участок потока, водопропускное сооружение и т.п. можно осуществлять при трех режимах ледохода в виде: 1) однослойного плоского скопления льдин; 2) однослойного торосящегося скопления без разрушения льдин; 3) однослойного скопления с разрушением льдин (срезкой в сужениях, разломом на кривых спада и пр.). При недостаточной льдинопропускной способности  $S$  участка для сплава вследствие большого количества или размеров льдин может образоваться затор. Затор здесь возникает в случае потери устойчивости льдин при столкновении (динамическая форма образования) или при увеличении продольного сжатия скопившихся льдин до критического значения  $\sigma_k [1]$  (статическая форма).

Тогда условия предупреждения образования затора могут быть представлены в форме требований: 1)  $S \geq S_p$  (I') или 2)  $S < S_p$  (I'') при  $\mathcal{E} < A > T$  (I''').

Во втором случае будет иметь место частичное или полное (при  $S = 0$ ) задержание льдин в виде однослойного скопления. Здесь  $S_p$  — расход льда заданной обеспеченности, поступающий к исследуемому участку (створу);  $\mathcal{E}$ ,  $T$  — соответственно кинетическая энергия льдин и энергия давления их скопления, расходуемые на работу по нагромождению льдин друг на друга.

Раскрытие требований (1) путем применения выведенных [1, 2] теоретических закономерностей приводит к двум группам критериев: критерии пропускной способности участка (створа) (I группа); критерии предупреждения (возникновения) затора (II группа). Последние рассматриваются по статической (А) и динамической (Б) схемам.

I группа:

$$\left. \begin{aligned} K_1 = \frac{S}{S_p} \geq 1, \quad K_{11} = \frac{b}{B_0} \geq 1, \quad K_{12} = \frac{\sigma_m}{\sigma_c} \geq 1, \\ K_{13} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} \geq 1. \end{aligned} \right\} (2)$$

Величину  $S$  можно определить по теоретической формуле, приведенной в работе [2], но при пропуске льда через гидротехнические сооружения она может быть оценена по методам, рассмотренным в исследованиях [5, 6], а при сплаве льда по первому или второму режимам ледохода — по зависимости, предложенной в работе [7]:

$$S = \Psi (B_0 v)_m, \quad (3)$$

где  $\Psi = 0,8-0,9$  — предельная густота ледохода;  $(B_0 v)$  — наименьшая (лимитирующая) на участке величина произведения эффективной ширины реки  $B_0$  (т.е. ширины с глубинами  $H \geq 0,9h$ ) на среднюю скорость движения льдин  $v$ . Эта скорость при предельно-напряженном состоянии скопления льда, движущегося на прямолинейном участке, установлена в виде зависимости

$$v = u + \left[ \frac{1}{K} \left( \frac{2 \gamma h}{C^2 H} - \frac{\rho_0 h}{B_0} + p_b - p_n \right) \right]^{0,5}, \quad (4)$$

Введем следующие обозначения:  $\sigma_m$  — наибольшее (предельное) напряжение сжатия в скоплении льдин;  $\sigma_c, \sigma_p$  — пределы прочности льда и препятствия, стесняющего русло;  $u_0, u$  — средняя и поверхностная скорости течения;  $a$  — переходной коэффициент от  $u_0$  к  $u$ ;  $h, b, l$  — толщина, ширина и длина льдин;  $\gamma, \rho$  — удельный вес и плотность льда;  $\Delta \gamma$  — разность удельных весов воды и льда;  $C$  — коэффициент Шези;  $n$  — приведенный коэффициент шероховатости;  $K, K_1$  — коэффициенты трения и формы в формуле гидродинамического давления потока;  $p_0, p_b$  — силы берегового отпора и ветрового давления на единицу площади;  $p_n$  — поперечное (лобовое) сопротивление движению льдин, определяемое в зависимости от вида сопротивления (например, ледяная перемычка и пр.);  $i, i_0$  — уклоны гидравлический и дна. Величины  $\sigma_m$  и  $p_0$  могут быть определены по данным исследований [2, 4].

Различные сочетания значений критериев (2) отвечают свободному сплаву, задержанию и остановке льдин. Свободный

сплав на участке будет при  $K_1 \gg 1$  или при  $K_1 < 1$ , но  $K_{13} > 1$ , т.е. в случае разрушения препятствия, стесняющего русло. Частичное задержание ледохода отвечает условию  $0 < K_1 < 1$ , а полная остановка условию  $K_1 = 0$  или  $K_{11} < 1$ ,  $K_{12} < 1$  и  $K_{13} < 1$ . Отсутствие или возникновение затора здесь определяется соотношением величин в условии (1<sup>III</sup>), которое в развернутой форме приводит к следующим критериям:

А. По соотношению величин  $\sigma_m$  и  $\sigma_k$  рассматриваются случаи:

1) при наличии связи скопления льда с берегами ( $p_0 > 0$ ):

$$K_c = \frac{a_2 h_1 i_1 + p_b^1}{i V_0 (a_1 C^2 H - \gamma h)}, \quad (5)$$

где  $a_1 = aK$ ,  $a_2 = 2 \rho \beta \gamma^2 \Delta \gamma \lambda$ ,  $i_1 = i^2 [1 - \varphi(h_1 + h)]$ ,

$p_b^1 = p_b V_0 \varphi_1 h_1 \beta = 1-1,3 [2]$ ;  $\lambda$  — коэффициент вероятностной формы контакта. При обеспеченности процесса  $p < 25\%$   $\lambda = 0,5-0,7$ , при  $p = 50\%$   $\lambda = 1,0$  и при  $p > 75\%$   $\lambda = 1,3-1,5$ ;

2) при отсутствии связи льда с берегами (заторы у островов и т.д.):

$$K_c^1 = \frac{p_0 + p_b}{2 i \left[ a (K_1 h + KL) C^2 H + \gamma h L \right]}, \quad (6)$$

где  $L$  — длина прямого участка потока выше места затора. В приближенной форме эта зависимость при  $p_b = 0$  принимает

вид

$$K_c^1 \approx \frac{h + 0,0021}{i_0 \left( \frac{1}{n} H^{4/3} + hL \right)}, \quad (7)$$

Б. Рассматриваются случаи:

1) подныривания (навала) льдин при столкновении, исходя из соотношения скорости с критическим значением, обеспечивающим процесс:

$$K_g = \frac{a_3 \sigma_c h^2 + a_4 h l^2}{a_5 c^2 H l}, \quad (8)$$

где  $a_3 = 0,36 \lambda_1$ ,  $a_4 = 0,8 \rho$ ,  $a_5 = 2 a \rho$ ;  $\lambda_1$  — вероятностный коэффициент, учитывающий форму контакта и дополнительное давление подплывающих сверху льдин (при густом ледоходе),  $\lambda_1 = 0,5-2$ ;

2) подвертывания льдин тыловой кромкой под ранее оставившиеся, исходя из сопоставления поверхностной скорости течения с критическим значением, обеспечивающим процесс:

$$K_g^1 = \frac{a_6 h l}{2 a c^2 H l (A i_2 - K h)}, \quad (9)$$

где  $a_6 = 0,5 \lambda_2$ ,  $A = 0,5 \rho (1,5 H_c^2 - 0,5 H_c - 1)$ ,  $H_c = H : (H - h)$ ,  $i_2 = [1 - (i_3; 21)]$ ,  $\lambda_2 = 0,9-1,2$ ;  $i_3$  — длина распространения вакуума под льдиной. При относительно небольших глубинах и размерах льдин критерий (9) дает меньшие значения, чем (8).

Затор на участке с недостаточной пропускной способностью не возникнет, если значения критериев (5) — (9) будут больше единицы. Если же какой-либо из них окажется меньше единицы, то возникает затор по соответствующей схеме. При подобных значениях нескольких критериев затор образуется по схеме, отвечающей наименьшему критерию.

В критерии вместо уклона можно ввести скорости течения или расход, используя формулу Шези для условий подледного потока. Они могут быть также выражены через число Фруда. Так, критерий (8) будет иметь вид

$$Fr \geq \frac{a_3 \sigma_c h + a_4 h l^2}{a_7 H l}, \quad (10)$$

где  $a_7 = 2 g a_5$ ;  $g$  — ускорение свободного падения.

Предлагаемые зависимости проверялись в лабораторных и частично натуральных условиях. В гидравлическом лотке при различных  $i$  и  $H$  определялись скорости, при которых возникала (прекращалась) потеря устойчивости льдин разных форм и размеров (свыше 200 опытов) и их скопления (75 опытов), включая беззаторное движение. Использованы наблюдения автора над ледоходом на участках стеснения русла рек Прут, Днестр, Тисса, где по соответствующей методике измерялись

величины  $l, h, \Psi, S, v$  [8], а также гидравлические элементы для случаев потери устойчивости льдин (8 серий), беззаторного режима (11 случаев) и заторособразования (4 случая). Обработка результатов обычными методами математической статистики показала, что зависимости (1)---(9) в основном правильно отражают действительный механизм явления. Совпадение расчётных данных с опытными хорошее, а с натурными удовлетворительное. Это позволяет рекомендовать формулы (1)---(9) для предварительных расчетов и использовать их как основу для более детальных вычислений и прогноза режима ледохода.

### Л и т е р а т у р а

1. Деев Ю. А. Образование, расчеты и предупреждение заторов льда. -- В сб.: Материалы III Всесоюзной научно-технической конференции. Гидравлика дорожных водопропускных сооружений. Гомель, 1973. 2. Деев Ю. А. Физические основы образования заторов льда. -- "Наф. бюл. АН УССР. Метеорология и гидрология", 1964, № 7. 3. Быдин Ф. И. О принципах борьбы с ледоходом. -- "Труды транспортно-энергетического института, Сиб. отд. АН СССР", 1961, вып. 11. 4. Бердеников В. П. Методы расчета давления заторных и сажорных масс льда на сооружения. -- "Труды ГГИ", 1967, вып. 148. 5. Гоглиб Я. И. и др. Пропуск льда при строительстве и эксплуатации гидроузлов. М., 1973. 6. Коржовкин К. Н. Опыт и условия беззаторного пропуска льда в отверстиях мостов. -- В сб.: Материалы III Всесоюзной научно-технической конференции. Гидравлика дорожных водопропускных сооружений. Гомель, 1973. 7. Деев Ю. А. К теории ледохода (о возникновении заторов льда). -- В сб.: Материалы XXII научной сессии Черновицкого государственного университета. Сер. геогр. Черновцы, 1966. 8. Рымша В. А. Ледовые исследования на реках и водохранилищах. Л., 1959.

Д. А. Козлов, И. Г. Лазаревич, А. В. Молочко

### К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ УСТЬЕВЫХ СООРУЖЕНИЙ

В устье мелиоративных каналов с целью регулирования водного режима осушаемых земель устанавливаются водопропускные сооружения: шлюзы-регуляторы, трубы-регуляторы. В данной статье рассматриваются особенности определения пропускной способности устьевых сооружений.



Вопросам, связанным со слиянием потоков, посвящен ряд исследований [1--5]. Так, в работе [3] предложено использовать закон количества движения для учета изменения глубины, вызванного присоединением расхода к основному потоку. Для русел прямоугольного сечения составлено уравнение, решаемое подбором. Проведенные экспериментальные исследования [5] показали достаточную точность такого подхода к этому вопросу. Аналогичные уравнения составлены Ю.А.Ибад-Заде [4]. В статье [6] разработан графический способ решения уравнений для каналов прямоугольного сечения.

Расчету глубины, устанавливающейся в месте слияния потоков в узких осушительных каналах трапецидального сечения, посвящены исследования Л.А.Холодка [5]. Принято, что в зоне слияния в основном и боковом руслах устанавливается одинаковая глубина  $h_1$ . Для ее определения на основании теоремы количества движения получено уравнение, точность которого подтверждена опытными данными. Указывается, что в принимающем и впадающем каналах до слияния образуются кривые подпора, распространяющиеся на значительные расстояния, после же слияния—кривая спада. Бытовая глубина  $h$ , соответствующая равномерному движению в принимающем канале, устанавливается на сравнительно небольшом расстоянии от места слияния. Зная  $h_1$ , можно по известным методам построить кривые подпора, вызванного слиянием потоков, и рассчитать уровни в каналах до слияния. Однако конкретные рекомендации по вычислению глубины в зоне слияния потоков  $h_1$  отсутствуют.

Особое значение имеет правильное определение глубины в зоне слияния  $h_1$  при расчете мелиоративных каналов, когда в устье впадающего канала имеется водопропускное сооружение. Обычно пропускная способность его определяется по глубине в верхнем бьефе  $H$  и по величине перепада на шлюзе  $z = H - h$ . Однако, как показали опыты, при данных  $H$  и  $z$  расход впадающего канала может меняться значительно при изменении параметров потока в принимающем канале.

Исследовался канал шириной по дну  $b = 8$  м (заложение откосов  $m = 2,5$ , строительная глубина  $3,7$  м), в который под прямым углом впадал канал младшего порядка (ширина по дну  $b^0 = 6,0$  м, заложение откосов  $m^0 = 2,0$ ). В устье впадающего канала расположен шлюз-регулятор с пролетом  $b^0 = 5,5$  м. Модель, выполненная в масштабе 1:20, была установлена в двух гидравлических лотках. Измерение расходов

производилось треугольными измерительными водосливами, расположенными в оголовках лотков, уровней воды — мерными иглами. Опыты проводились при глубине  $H$  перед шлюзом 3 и 4 м и перепаде  $z$  на шлюзе 0,3 и 0,5 м.

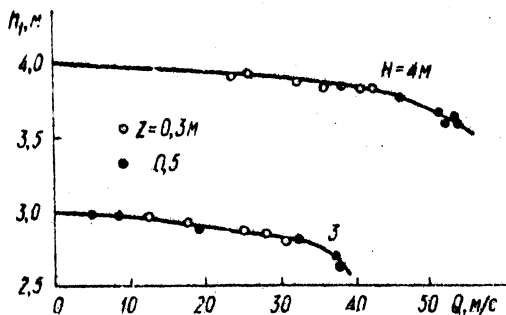


Рис. 1. График пропускной способности шлюза-регулятора  $Q_2 = f(H, h_1)$ .

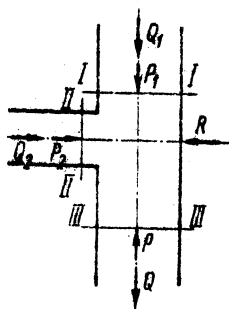


Рис. 2. Схема течения.

Расход принимающего канала  $Q_1$  изменялся, вследствие чего изменялся и расход выдающего канала  $Q_2$ . Это объясняется тем, что шлюз-регулятор работает в условиях подтопленного истечения и его пропускная способность определяется глубиной перед шлюзом  $H$  и глубиной в нижнем бьефе, т.е. в зоне слияния потоков  $h_1$ , которая зависит от соотношения расходов. По данным опытов построены графики (рис.1), подтверждающие, что расход  $Q_2$  полностью определяется величинами  $H$  и  $h_1$ , а не перепадом на шлюзе  $z$  или бытовой глубиной в принимающем канале после слияния потоков  $h$ .

Таким образом, пропускная способность устьевоего сооружения может быть найдена обычными способами по глубине перед ним и по глубине в устье выдающего канала  $h_1$ . Если определять пропускную способность, как это принято, без учета повышения глубины в зоне слияния, то расход устьевоего сооружения оказывается завышенным и погрешность может достигать 100%.

Величину  $h_1$  предлагается выразить через параметры потока в принимающем канале ниже места слияния

$$h_1 = h + \Psi \frac{v^2}{2g}, \quad (1)$$

где  $v = \frac{Q}{\omega}$ ,  $Q = Q_1 + Q_2$  -- расход принимающего канала после слияния.

Для определения коэффициента  $\Psi$  применим также, как в работах [3--6], закон количества движения, который для отсека жидкости между сечениями I--I, II--II и III--III (рис.2) имеет вид

$$\alpha_{01} \rho Q_1 \bar{v}_1 - \alpha_0 \rho Q \bar{v} + \alpha_{02} \rho Q_2 \bar{v}_2 = \bar{P} - \bar{P}_1 - \bar{P}_2 + \bar{R}, \quad (2)$$

где  $\alpha_0, \alpha_{01}, \alpha_{02}$  -- коррективы количества движения;  $P, P_1, P_2$  -- силы гидродинамического давления;  $R$  -- реакция стенки.

Проектируем (2) на направление движения жидкости в принимающем канале:

$$\alpha_0 \rho Q v - \alpha_{01} \rho Q_1 v_1 = P_1 - P$$

или

$$\frac{\alpha_{01} Q_1^2}{g \omega_1} + h_{c1} \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega} + h_c \omega, \quad (3)$$

где  $h_c, h_{c1}$  -- глубина центра тяжести сечений I--I и III--III;  $\omega_1, \omega$  -- площадь сечений.

Уравнение (3) в случае трапецеидального сечения канала сводится к уравнению шестой степени, не имеющему решения в радикалах [5]. Рассмотрим частный случай, когда расход в принимающем канале до слияния равен нулю ( $Q_1 = 0, Q_2 = Q$ ). Как показывают опыты, это наиболее интересный случай, так как здесь имеет место максимальная величина коэффициента  $\Psi$ , по мере же увеличения отношения  $\frac{Q_1}{Q}$  он убывает до нуля. При этом уравнение (3) упрощается, что дает возможность выразить  $h_1$  и  $\Psi$  в явном виде:

$$h_{c1} \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega} + h_c \omega. \quad (4)$$

Рассмотрим прямоугольное сечение канала, тогда  $h_c = \frac{h}{2}$ ,

$\omega = bh$  и уравнение (4) принимает вид

$$\left(\frac{h_1}{h}\right)^2 - 2 Fr + 1 = 0, \quad (5)$$

где  $Fr = \frac{\alpha_0 v^2}{gh} = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega^2 h}$ .

Решением неполного квадратного уравнения (5) являются два корня

$$\frac{h_1}{h} = \pm \sqrt{1 + 2 Fr}. \quad (6)$$

Физический смысл имеет первый положительный корень. Для нахождения коэффициента  $\Psi$  разделим выражение (1) на  $h$ :

$$\frac{h_1}{h} = 1 + \Psi \frac{v^2}{2gh}$$

или  $\frac{\Psi}{\alpha_0} = \frac{2}{Fr} \left(\frac{h_1}{h} - 1\right). \quad (7)$

Подставляя решение уравнения (4) в (7), получаем формулу для вычисления коэффициента  $\Psi$ :

$$\frac{\Psi}{\alpha_0} = \frac{2}{Fr} (\sqrt{1 + 2Fr} - 1). \quad (8)$$

Таблица 1

Fr		0,001	0,005	0,01	0,05
		Форма сечения			
Трапецидальная	Прямоугольная	2,0	2,0	2,0	1,980
	$\delta = 3,0$	2,0	2,0	2,0	1,960
	$\delta = 2,0$	2,0	2,0	2,0	1,940
	$\delta = 1,0$	2,0	2,0	2,0	1,923
	$\delta = 0,5$	2,0	2,0	2,0	1,921
Треугольная		2,0	2,0	2,0	1,920

Рассмотрим канал треугольного сечения. Тогда  $h_c = \frac{h}{3}$ ,  $\omega = mh^2$  ( $m$  -- заложение откоса) и уравнение (4) принимает вид

$$\left(\frac{h_1}{h}\right)^3 - 3 Fr - 1 = 0. \quad (9)$$

Кубическое уравнение (9) имеет один действительный корень

$$\frac{h_1}{h} = \sqrt[3]{1 + 3 Fr}. \quad (10)$$

Подставляя (10) в (7), получаем формулу для коэффициента  $\Psi$  в случае треугольного сечения канала

$$\frac{\Psi}{\alpha_0} = \frac{2}{Fr} (\sqrt[3]{1 + 3 Fr} - 1). \quad (11)$$

В табл. 1 приведено значение  $\frac{\Psi}{\alpha_0}$ , подсчитанное по полученным формулам.

Как видно из табл. 1, при  $Fr < 0,01$  форма сечения канала практически не влияет на величину коэффициента  $\Psi$ .

Обычно каналы имеют трапецидальное сечение. В этом случае

$$\omega = (b+mh)h, \quad h_c = \frac{h}{3} = \frac{3b + 2mh}{b + mh} = \frac{h}{3} + \frac{bh^2}{6\omega}$$

Fr	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
	1,900	1,830	1,765	1,710	1,655	1,464
1,895	1,810	1,722	1,665	1,605	1,394	
1,880	1,782	1,700	1,640	1,565	1,340	
1,870	1,760	1,672	1,605	1,530	1,287	
1,830	1,735	1,635	1,560	1,495	1,246	
1,820	1,700	1,594	1,505	1,429	1,174	

Как видно, при  $m = 0$  трапеция превращается в прямоугольник, а при  $b = 0$  в треугольник, поэтому значение коэффициента  $\Psi$  для канала трапецеидального сечения будет находиться между значениями, указанными в табл. 1 для прямоугольника и треугольника при одном числе  $Fr$ . Уравнение (4) для трапецеидальной формы сечения запишется следующим образом:

$$h_1^3 \frac{m}{3} + h_1^2 \frac{b}{2} = \left( \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega^2} + \frac{h}{3} \right) (b + mh) h + \frac{bh^2}{6}. \quad (12)$$

После некоторых преобразований (12) может быть сведено к виду

$$\left( \frac{h_1}{h} \right)^3 + \frac{3}{2} \delta \left( \frac{h_1}{h} \right)^2 - (3Fr_2 + 1)(\delta + 1) - \frac{\delta}{2} = 0, \quad (13)$$

где  $Fr = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega^2 h}$ ,  $\delta = \frac{b}{mh}$  — величина, характеризующая сечение;  $\delta = 0$  соответствует треугольному сечению;  $\delta = \infty$  — прямоугольному.

Количество корней кубического уравнения (13) зависит от знака дискриминанта. Если он положителен, то уравнение имеет одно решение

$$\frac{h_1}{h} = \delta \left( \operatorname{ch} \frac{\varphi}{3} - \frac{1}{2} \right), \quad (14)$$

где  $\varphi = \operatorname{arch} \left[ 4(3Fr + 1) \frac{\delta + 1}{\delta^3} + \frac{2}{\delta^2} - 1 \right]$ .

Подставляя (14) в (7), получаем формулу для вычисления коэффициента  $\Psi$  в случае трапецеидальной формы сечения канала:

$$\frac{\Psi}{\alpha_0} = \frac{2}{Fr} \left[ \delta \left( \operatorname{ch} \frac{\varphi}{3} - \frac{1}{2} \right) - 1 \right]. \quad (15)$$

Результаты вычислений по этой формуле приведены в табл. 1, которая позволяет определить величину  $\Psi$ , а затем глубину  $h_1$  для случая слияния потоков под углом  $\frac{\pi}{2}$  при

$$\frac{Q_1}{Q} = 0.$$

Опытные данные, полученные при исследовании, хорошо согласуются с вычисленными теоретически по формуле (1). Некоторые результаты сравнения приведены в табл.2. Величина корректива количества движения в сечении III--III принималась  $\alpha_0 = 1,0$ .

Таким образом, на основании проведенных теоретических и экспериментальных исследований можно сделать вывод, что при слиянии потоков под углом  $\frac{\pi}{2}$  наибольшее влияние на величину коэффициента  $\Psi$  оказывает соотношение расходов до и после слияния  $\frac{Q_1}{Q}$ . При  $\frac{Q_1}{Q} = 0$  коэффициент  $\Psi$  имеет максимальное значение, которое вычислено теоретически для каналов прямоугольного, треугольного и трапециевидного сечений в виде формул (8), (11), (15) или табл. 1. При увеличении соотношения расходов  $\frac{Q_1}{Q}$  до 1 коэффициент  $\Psi$  убывает до нуля. Форма сечения канала на величину  $\Psi$  влияет мало, особенно при небольших числах  $Fr$ . При увеличении числа  $Fr$  в принимающем канале коэффициент  $\Psi$  несколько убывает, при малых  $Fr$  можно считать  $\Psi$  независимым от  $Fr$ . Параметры втекающего потока незначительно влияют на величину коэффициента  $\Psi$ . В случае сопряжения каналов с разными отметками дна, при различной ширине и заложении откосов впадающего канала, а также наличии в устье его шлю-

Таблица 2

№ п/п.	H, м	z, м	Q <sub>2</sub> , м <sup>3</sup> /с	δ	Fr	h <sub>1</sub> , м	
						опытное	теоретическое
1	4,0	0,50	53,5	0,914	0,0245	3,59	3,582
2	4,0	0,30	42,0	0,865	0,0122	3,75	3,745
3	3,0	0,50	38,4	1,281	0,048	2,62	2,620
4	3,0	0,30	30,5	1,186	0,022	2,77	2,759
5	4,23	0,90	69,50	0,962	0,050	3,52	3,492
6	4,50	0,71	70,10	0,844	0,030	3,92	3,903
7	4,74	0,57	70,10	0,767	0,020	4,27	4,253
8	1,73	0,63	18,25	2,910	0,228	1,32	1,316
9	2,59	0,39	30,60	1,390	0,042	2,39	2,394

за-регулятора или гасителей энергии глубина в месте слияния  $h_1$  получается практически одинаковой, если зафиксированы параметры в принимающем канале  $\frac{Q_1}{Q}$ , Fr,  $\delta$ . Глубина  $h_1$  с достаточной точностью определяется на основании закона количества движения.

### Л и т е р а т у р а

1. Милович А. Я. Теория деления и соединения потоков жидкости. М., 1947. 2. Аверьянов С. Ф. О вертикальном сопряжении осушительных каналов. — Докл. ВАСХНИЛ, 1948, вып. 2. 3. Петров Г. А. Движение жидкости с изменением расхода вдоль пути. М., 1951. 4. Ибад-Заде Ю. А. Деление и соединение потоков жидкости. Баку, 1960. 5. Холодок Л. А. Расчет глубин в зоне слияния потоков при проектировании осушительных систем. — В сб.: Гидротехника, мелиорация и использование осушительных земель. Минск, 1968. 6. Дупляк В. Д., Смыслов В. В. Определение подпора в зоне слияния открытых потоков под углом  $\frac{\pi}{2}$  с помощью закона количества движения. — "Гидравлика и гидротехника", 1974, вып. 19.

И. В. Минаев

### ФОРМУЛЫ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НЕКОТОРЫХ ФУНКЦИЙ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В МЕЛИОРАЦИИ

При обработке опытных данных по впитыванию воды почвой применяется известная формула А. Н. Костякова, которая является функцией гиперболического типа. Вычисление коэффициента в числителе этой формулы и показателя степени в знаменателе обычно ведется с построением графика на логарифмической сетке. Эти коэффициенты можно, однако, вычислить по достаточно простым формулам.

Обработка опытных данных при определении коэффициентов фильтрации (например, в зависимости от температуры воды), коэффициентов водостдачи, коэффициентов расхода при истечении через отверстия сооружений требуют длительной и кропотливой работы. Нами предлагаются формулы для вычисления коэффициентов, входящих в наиболее применимые элементарные функции, используемые в мелиорации и гидротехнике.

В учебных пособиях по вычислительной математике [1—3] мы будем называть симметричными, так как коэффициенты их записываются симметричным образом. В табл.1 приведены конечные разности для многочленов; для равноотстоящих значений ординат многочленов конечные разности равны нулю. Для многочлена третьей степени

$$y_3 = 0,2x^3 + 1,2x^2 + 2,2x + 1,2... \quad (1)$$

при изменении  $x$  от 0,1 до 0,9 ординаты приведены в табл.2. Значения  $x$  называют также узлами интерполяции.

Подставим в конечную разность  $\Delta^{(4)}y_{3i}$  ординаты многочлена (1) из табл.2:

$$\Delta^{(4)}y_{3i} = 1,4322 - 4 \cdot 1,6896 + 6 \cdot 1,9734 - 4 \cdot 2,2848 + 2,6250 = 0.$$

Эту конечную разность можно записать и на других узлах интерполяции:

$$\begin{aligned} \Delta^{(4)}y_{3i} &= y_{32} - 4y_{33} + 6y_{34} - 4y_{35} + y_{36} = \\ &= 1,6896 - 4 \cdot 1,9734 + 6 \cdot 2,2848 - 4 \cdot 2,6250 + 2,9952 = 0. \end{aligned}$$

Таблица 1, Конечные разности для многочленов

Многочлены	Симметричные конечные разности
1	2
$y_1 = a_1x + a_0$	(2) $\Delta y_{1i} = y_{11} - 2y_{12} + y_{13}$
$y_2 = a_2x^2 + a_1x + a_0$	(3) $\Delta y_{2i} = y_{21} - 3y_{22} + 3y_{23} - y_{24}$
$y_3 = a_3x^3 + a_2x^2 + a_1x + a_0$	(4) $\Delta y_{3i} = y_{31} - 4y_{32} + 6y_{33} - 4y_{34} + y_{35}$
$y_4 = a_4x^4 + a_3x^3 + a_2x^2 + a_1x + a_0$	(5) $\Delta y_{4i} = y_{41} - 5y_{42} + 10y_{43} - 10y_{44} + 5y_{45} - y_{46}$
$y_5 = a_5x^5 + a_4x^4 + a_3x^3 + a_2x^2 + a_1x + a_0$	(6) $\Delta y_{5i} = y_{51} - 6y_{52} + 15y_{53} - 20y_{54} + 15y_{55} - 6y_{56} + y_{57}$

Примечание. Индекс  $i$  - номера узлов интерполяции.



Подобный подсчет можно повторить для любых пяти равноотстоящих ординат табл. 2.

Из приведенных подсчетов следует, что коэффициенты конечной разности не зависят от значений абсцисс, т.е. они не изменяются и остаются постоянными для группы ординат, составляющей конечную разность.

Запишем конечную разность второго порядка  $\Delta_{1-3}^{(2)} y_{1i}$  на разных узлах интерполяции:

$$\Delta_{1-3}^{(2)} y_{1i} = y_{11} - 2y_{12} + y_{13}; \quad \Delta_{2-4}^{(2)} y_{1i} = y_{12} - 2y_{13} + y_{14}.$$

Далее сложим эти конечные разности, но вторую возьмем со знаком минус:

$$\begin{aligned} \Delta_{1-4}^{(3)} y_{2i} &= \Delta_{1-3}^{(2)} y_{1i} + (-\Delta_{2-4}^{(2)} y_{1i}) = (y_{11} - 2y_{12} + y_{13}) + \\ &+ (-y_{12} + 2y_{13} - y_{14}) = y_{21} - 3y_{22} + 3y_{23} - y_{24}. \end{aligned} \quad (2)$$

В результате получена конечная разность третьего порядка (конечная разность для многочлена второй степени).

Сложением (с обратным знаком) конечных разностей третьего порядка можно получить конечную разность четвертого порядка:

$$\begin{aligned} \Delta_{1-5}^{(4)} y_{3i} &= \Delta_{1-4}^{(3)} y_{2i} + (-\Delta_{2-5}^{(3)} y_{2i}) = (y_{21} - 3y_{22} + 3y_{23} - y_{24}) + \\ &+ (-y_{22} + 3y_{23} - 3y_{24} + y_{25}) = y_{31} - 4y_{32} + 6y_{33} - 4y_{34} + y_{35}. \end{aligned} \quad (3)$$

Конечные разности можно использовать для вычисления коэффициентов различных функций. Обычно для вычисления коэффициентов многочленов используют интерполяционные формулы Ньютона, Лагранжа, Гаусса, Бесселя и др. [2].

Таблица 2. Ординаты многочлена (1)

x	0,1	0,2	0,3	0,4
$y_{3i}$	1,4322	1,6896	1,9734	2,2848

Номера узлов интерполяции	1	2	3	4
---------------------------	---	---	---	---

Однако можно применять конечные разности и для вычисления коэффициентов не только многочленов. Мы предлагаем с помощью конечных разностей вычислять коэффициенты функций гиперболического типа и дробно-рациональных. Вычисление коэффициентов многочленов рассмотрено в работах [4, 5].

Коэффициенты функции

$$y_a = \frac{a_{+1} + x}{a_{-1} - x} \quad (4)$$

можно вычислить следующим образом. Представим формулу (4) в виде

$$y_a (a_{-1} + x) = a_{+1} + x. \quad (5)$$

Справа в равенстве (5) — функция прямой линии:  $y_1 = a_{+1} + x$ .

Следовательно, для нее справедлива конечная разность второго порядка:

$$\Delta_{1-3}^{(2)} y_{1i} = y_{11} - 2y_{12} + y_{13} = 0.$$

Подставим вместо  $y_{1i}$  ( $i = 1, 2, 3$ ) левую часть равенства (5):

$$y_{a1} (a_{-1} + x_1) - 2y_{a2} (a_{-1} + x_2) + y_{a3} (a_{-1} + x_3) = 0.$$

Отсюда найдем коэффициент  $a_{-1}$ :

$$a_{-1} = \frac{-(y_{a1} x_1 - 2y_{a2} x_2 + y_{a3} x_3)}{y_{a1} - 2y_{a2} + y_{a3}}. \quad (6)$$

Для вычисления коэффициента  $a_{+1}$  представим функцию (4)

в виде

0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
2,6250	2,9952	3,3966	3,8304	4,2978
5	6	7	8	9

$$(a_{-1} + x) = \frac{a_{+1} + x}{y_a} \quad (5)$$

Левая часть этого равенства также является линейной функцией. Поэтому можно записать следующее равенство:

$$\frac{(a_{+1} + x_1)}{y_{a1}} - 2 \frac{(a_{+1} + x_2)}{y_{a2}} + \frac{(a_{+1} + x_3)}{y_{a3}} = 0.$$

Отсюда найдем коэффициент  $a_{+1}$ :

$$a_{+1} = \frac{-\left(\frac{1}{y_{a1}} x_1 - 2 \frac{1}{y_{a2}} x_2 + \frac{1}{y_{a3}} x_3\right)}{\left(\frac{1}{y_{a1}} - 2 \frac{1}{y_{a2}} + \frac{1}{y_{a3}}\right)} \quad (7)$$

Таким же образом можно определить коэффициенты функции

$$y_b = \frac{a_{+1}}{a_{-1} + x} \quad (8)$$

Представим функцию (8) в виде

$$y_b (a_{-1} + x) = a_{+1} \quad (8')$$

В этом равенстве справа -- постоянный коэффициент, который рассматриваем как частный случай уравнения прямой, параллельной оси абсцисс. Следовательно, можно использовать конечную разность первого или второго порядка:

$$y_{b1} (a_{-1} + x_1) - 2y_{b2} (a_{-1} + x_2) + y_{b3} (a_{-1} + x_3) = 0.$$

Далее находим формулу для вычисления коэффициента  $a_{-1}$ :

$$a_{-1} = \frac{-(y_{b1} x_1 - 2y_{b2} x_2 + y_{b3} x_3)}{(y_{b1} - 2y_{b2} + y_{b3})} \quad (9)$$

Коэффициент  $a_{+1}$  в функции (8) можно найти, представив функцию в виде уравнения

$$y_b - \frac{a_{+1}}{a_{-1} + x} = 0.$$

Справа стоит нуль, который будем рассматривать, как уравнение оси абсцисс. Следовательно, в этом случае справедлива конечная разность первого или второго порядка, поэтому коэффициент вычисляем по формуле

$$a_{+1} = \frac{y_{b1} - 2y_{b2} + y_{b3}}{\frac{1}{a_{-1}+x_1} - 2\frac{1}{a_{-1}+x_2} + \frac{1}{a_{-1}+x_3}}. \quad (10)$$

Конечная разность первого порядка записывается в виде

$$(y_{02} - y_{01}) + (y_{03} - y_{02}) + \dots + (y_{0n} - y_{0n-1}) = 0.$$

Для коэффициента  $a_{+1}$  в выражении (8) конечная разность первого порядка запишется (на трех ординатах):

$$(y_{02} - y_{01}) + (y_{03} - y_{02}) = 0,$$

а значение коэффициента  $a_{-1}$  будет определяться по формуле:

$$a_{-1} = \frac{(y_{b2} x_2 - y_{b1} x_1) + (y_{b3} x_3 - y_{b2} x_2)}{(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2)}.$$

Для действительного числа (в том числе и нуля) справедливы конечные разности первого, второго и всех более высоких порядков. Однако в расчетах следует принимать наиболее низкий порядок конечной разности, справедливый для данной функции или числа, так как точность расчетов уменьшается при необоснованном завышении порядка конечной разности.

Другой коэффициент функции (8) можно вычислить также по формуле

$$a_{+1} = \frac{(y_{b2} - y_{b1}) + (y_{b3} - y_{b2})}{\left(\frac{1}{a_{-1}+x_2} - \frac{1}{a_{-1}+x_1}\right) + \left(\frac{1}{a_{-1}+x_3} - \frac{1}{a_{-1}+x_2}\right)}.$$

В работе [6] дается пример вычисления коэффициентов функции (8) путем введения новых переменных. Покажем, что формулы (9) и (10) позволяют вычислить коэффициенты функции непосредственной подстановкой ординат, приведенных в табл. 3.

В табл. 3 дана произвольная нумерация равноотстоящих узлов интерполяции, которые используются для вычисления коэффициентов функции (8):

$$a_1 = \frac{-(0,667 \cdot 0,5 - 2 \cdot 0,4 \cdot 1,5 + 0,288 \cdot 2,5)}{(0,667 - 2 \cdot 0,4 + 0,288)} = \frac{0,1515}{0,1580} \approx 1,$$

$$a_{+1} = \frac{0,667 + 2 \cdot 0,4 + 0,288}{\frac{1}{1+0,5} - 2 \frac{1}{1+1,5} + \frac{1}{1+1,5}} = \frac{1,3530}{1,3523} \approx 1.$$

Таблица 3. Результаты измерений аргумента [6]

x	0	0,2	0,5	1	1,5	2
y	1	0,833	0,667	0,540	0,400	0,333

Номера узлов интерполяции

1

2

Вычисления произведены на узлах интерполяции [1, 2, 3]; те же результаты можно получить, используя другие узлы интерполяции. Следовательно, для данных, приведенных в табл. 3, справедлива функция

$$y = \frac{1}{1+x}. \quad (11)$$

Из приведенного примера следует, однако, что симметричные конечные разности не позволяют использовать одновременно все данные или всю информацию табл. 3. Полученные нами несимметричные конечные разности дают возможность более полно применять исходную информацию.

Конечные разности для многочленов можно находить с помощью специального определителя — результата [5]. При этом в отличие от классического способа получения конечных разностей (вычитанием предыдущих ординат из последующих на равноотстоящих узлах интерполяции), с помощью которого определяют только симметричные конечные разности, метод использования результата позволяет получать несимметричные конечные разности. Эти разности мы также называем нулевыми комбинациями ординат (НКО). Несимметричные конечные

разности могут содержать любое количество ординат и поэтому дают возможность более полно использовать исходную информацию результатов измерений.

Покажем один искусственный прием получения НКО для любой степени многочлена.

2,5	3	3,5	4	4,5	5
0,288	0,250	0,222	0,200	0,182	0,167

3

4

5

Непосредственным раскрытием результата для линейной функции на равноотстоящих узлах интерполяции определены конечные разности второго порядка

$$\left. \begin{aligned} y_1 - 2y_2 + y_3 &= 0, \\ 2y_1 - y_2 - 4y_3 + 3y_4 &= 0, \\ 3y_1 - y_2 - y_3 - 7y_4 + 6y_5 &= 0, \\ 4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 11y_5 + 10y_6 &= 0, \\ 5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 16y_6 + 15y_7 &= 0, \\ 6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 22y_7 + 21y_8 &= 0, \\ 7y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - y_7 - 29y_8 + 28y_9 &= 0. \end{aligned} \right\} (12)$$

Как в симметричной, так и в несимметричной конечной разности алгебраическая сумма коэффициентов равна нулю.

С помощью результата получена несимметричная конечная разность для многочлена второй степени:

$$2y_1 - y_2 - 9y_3 + 13y_4 - 5y_5 = 0. \quad (13)$$

Как уже говорилось, сумма (с обратным знаком) конечных разностей второго порядка позволяет получить конечную разность третьего порядка ( $\Delta_{1-4}^{(3)} y_{2i} = \Delta_{1-3}^{(2)} y_{1i} + (-\Delta_{2-4}^{(2)}) \times y_{1i}$ ). Этот прием можно использовать и для определения несимметричных конечных разностей. Действительно, НКО (13) можно найти из НКО второго порядка на четырех ординатах с суммой симметричной конечной разности на трех ординатах, сдвинутой при сложении на два порядка вправо:

$$\Delta_{1-4}^{(2)} y_i = 2y_1 - y_2 - 4y_3 + 3y_4$$

+

$$\Delta_{3-5}^{(2)} y_i = -5y_3 + 10y_4 - 5y_5$$

---


$$\Delta_{1-5}^{(3)} y_i = 2y_1 - y_2 - 9y_3 + 13y_4 - 5y_5$$

Второе слагаемое  $5(-y_3 + 2y_4 - y_5)$  известно потому, что заранее мы знаем НКО для квадратного многочлена  $-(13)$ . Поскольку на шести ординатах коэффициент второго слагаемого неизвестен, то берем несимметричную конечную разность на пяти ординатах и складываем ее с симметричной конечной разностью на трех ординатах, но сдвинутых на три порядка:

$$\Delta_{4-6}^{(2)} y_i = N(-y_4 + 2y_5 - y_6).$$

Коэффициент  $N$  можно найти, вычислив ординаты любого многочлена второй степени, так как несимметричная конечная разность ординат также равна нулю:

(2)

$$\Delta_{1-5} y_i = 3y_1 - y_2 - y_3 - 7y_4 + 6y_5$$

+

(2)

$$\Delta_{4-6} y_i = N(-y_4 + 2y_5 - y_6) \quad (14)$$

(3)

$$\Delta_{1-6} y_i = 3y_1 - y_2 - y_3 - 7y_4 + 6y_5 + N(-y_4 + 2y_5 - y_6) = 0$$

Подставив ординаты многочлена второй степени в (14), можно вычислить коэффициент  $N = 14$  и получить НКО на шести узлах интерполяции для многочлена 2-ой степени:

$$(3) \quad \Delta_{1-6} y_i = 3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6 = 0. \quad (15)$$

Несимметричные конечные разности для кубического многочлена можно получить сложением несимметричных и симметричной конечных разностей третьего порядка, а коэффициент  $N$  вычислить, подсчитав ординаты любого кубического многочлена.

Найдем несимметричную конечную разность для кубического многочлена на семи ординатах:

$$(3) \quad \Delta_{1-6} y_i = 3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6$$

$$+ (3) \quad \Delta_{4-7} y_i = N (-y_4 + 3y_5 - 3y_6 + y_7)$$

---


$$(4) \quad \Delta_{1-7} y_i = 3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6 + N (-y_4 + 3y_5 - 3y_6 + y_7) = 0$$

Для вычисления коэффициента  $N$  воспользуемся данными табл. 2 для кубического многочлена (1):

$$N = \frac{3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6}{y_4 - 3y_5 + 3y_6 - y_7} =$$

$$= \frac{3 \cdot 1,4322 - 1,6896 - 1,9734 - 21 \cdot 2,2848 + 34 \cdot 2,6250 - 14 \cdot 2,9952}{2,2848 - 3 \cdot 2,6250 + 3 \cdot 2,9952 - 3,3968} =$$

$$= \frac{93,5466 - 93,5766}{11,2704 - 11,2716} = 25.$$

Подставив полученное значение  $N=25$  в  $\Delta_{4-7}^{(4)} y_i$ , получим следующее НКО для кубического многочлена на семи ординатах:

$$3y_1 - y_2 - y_3 - 46y_4 + 109y_5 - 89y_6 + 25y_7 = 0. \quad (16)$$

Приведем сводку несимметричных конечных разностей для многочленов до пятой степени включительно и для количества ординат, не превосходящих девяти.

Конечные разности третьего порядка:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{1-4}^{(3)} y_i &= y_1 - 3y_2 + 3y_3 - y_4 = 0, \\
 \Delta_{1-5}^{(3)} y_i &= 2y_1 - y_2 - 9y_3 + 13y_4 - 15y_5 = 0, \\
 \Delta_{1-6}^{(3)} y_i &= 3y_1 - y_2 - y_3 - 21y_4 + 34y_5 - 14y_6 = 0, \\
 \Delta_{1-7}^{(3)} y_i &= 4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 41y_5 + 70y_6 - 30y_7 = 0, \\
 \Delta_{1-8}^{(3)} y_i &= 5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 71y_6 + 125y_7 - 55y_8 = 0, \\
 \Delta_{1-9}^{(3)} y_i &= 6y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - y_6 - 113y_7 + 203y_8 - 91y_9 = 0.
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

Конечные разности четвертого порядка:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{1-5}^{(4)} y_i &= y_1 - 4y_2 + 6y_3 - 4y_4 + y_5 = 0, \\
 \Delta_{1-6}^{(4)} y_i &= 2y_1 - y_2 - 16y_3 + 34y_4 - 26y_5 + 7y_6 = 0, \\
 \Delta_{1-7}^{(4)} y_i &= 3y_1 - y_2 - y_3 - 46y_4 + 109y_5 - 89y_6 + 25y_7 = 0, \\
 \Delta_{1-8}^{(4)} y_i &= 4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 106y_5 + 285y_6 - 225y_7 + 65y_8 = 0, \\
 \Delta_{1-9}^{(4)} y_i &= 5y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - y_5 - 211y_6 + 545y_7 - 475y_8 + 140y_9 = 0.
 \end{aligned}
 \tag{18}$$

Конечные разности пятого порядка:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{1-6}^{(5)} y_i &= y_1 - 5y_2 + 10y_3 - 10y_4 + 5y_5 - y_6 = 0, \\
 \Delta_{1-7}^{(5)} y_i &= 2y_1 - y_2 - 25y_3 + 70y_4 - 80y_5 + 45y_6 - 9y_7 = 0.
 \end{aligned}
 \tag{19}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1-8}^{(6)} y_i &= 3y_1 - y_2 - y_3 - 85y_4 + 265y_5 - 323y_6 + 181y_7 - 39y_8 = 0, \\ \Delta_{1-9}^{(5)} y_i &= 4y_1 - y_2 - y_3 - y_4 - 225y_5 + 741y_6 - 939y_7 + 541y_8 - 119y_9 = 0 \end{aligned} \right\} (19)$$

Конечные разности шестого порядка:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1-7}^{(6)} y_i &= y_1 - 6y_2 + 15y_3 - 20y_4 + 15y_5 - 6y_6 + y_7 = 0, \\ \Delta_{1-8}^{(6)} y_i &= 2y_1 - y_2 - 36y_3 + 125y_4 - 190y_5 + 153y_6 - 64y_7 + 11y_8 = 0, \\ \Delta_{1-9}^{(6)} y_i &= 3y_1 - y_2 - y_3 - 141y_4 + 545y_5 - 883y_6 + 741y_7 - 319y_8 + 56y_9 = 0. \end{aligned} \right\} (20)$$

Как видно из равенств (17), (18), (19) и (20) на первом месте в списках стоят симметричные конечные разности; они являются минимальными, т.е. содержащими минимальное количество ординат для образования конечной разности. Получены и общие выражения для НКО различных порядков и произвольного количества ординат, но они здесь не приводятся.

Несимметричные конечные разности можно использовать для вычисления коэффициентов различных функций, как показано для симметричных конечных разностей (формулы (6), (7), (9), (10)). При вычислении коэффициентов функций необходимо брать ординаты (на отрезках их графиков), монотонно возрастающие или монотонно убывающие.

В табл.4 приведены формулы для вычисления коэффициентов некоторых часто применяемых для аппроксимации функций. В развернутой записи формул применены симметричные (минимальные) конечные разности, в краткой записи показано, что может быть использована любая НКО, в том числе и первого порядка, например для функций 5, 6, 7 из табл. 4 можно применить НКО первого порядка.

В тех случаях, когда имеется разброс точек и их значительно больше, чем необходимое количество ординат в конечной разности, можно прибегать к искусственным приемам. Один из таких приемов рассматривается на примере. В табл.5 приведены данные измерений, к которым необходимо подобрать эмпирическую формулу. Данные табл.5 нанесены на координатную сетку (рис.1).



Таблица 4. Значения коэффициентов функций

№ п/п	Функция	Формулы для вычисления коэффициентов функций
1	2	3
1	$y = \frac{a_{+1}}{x}$	$a_{+1} = \frac{(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2)}{\left(\frac{1}{x_2} - \frac{1}{x_1}\right) + \left(\frac{1}{x_3} - \frac{1}{x_2}\right)}$
2	$y = \frac{a_{+1}}{x^t}$	$t = \frac{(\lg y_2 - \lg y_1) + (\lg y_3 - \lg y_2)}{(\lg x_2 - \lg x_1) + (\lg x_3 - \lg x_2)}$ $a_{+1} = \frac{(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2)}{(x_2^t - x_1^t) + (x_3^t - x_2^t)}$
3	$y = \frac{a_{+1}}{x^n} + a_0$	$a_{+1} = \frac{(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2)}{\left(\frac{1}{x_2^n} - \frac{1}{x_1^n}\right) + \left(\frac{1}{x_3^n} - \frac{1}{x_2^n}\right)}$ ; $a_0 = \frac{(y_2 x_2^n - y_1 x_1^n) + (y_3 x_3^n - y_2 x_2^n)}{(x_2^n - x_1^n) + (x_3^n - x_2^n)}$
4	$y = a_{+1} x^t$	$t = \frac{(\lg y_2 - \lg y_1) + (\lg y_3 - \lg y_2)}{(\lg x_2 - \lg x_1) + (\lg x_3 - \lg x_2)}$ $a_{+1} = \frac{(y_2 - y_1) + (y_3 - y_2)}{(x_2^t - x_1^t) + (x_3^t - x_2^t)}$

Ограничения	Краткая запись формул
4	5
$x_i \neq 0$ , $i = 1, 2, 3, \dots, 9, \dots$	(1) $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (y_i - y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} \left(\frac{1}{x_i} - \frac{1}{x_{i-1}}\right)}$
$x_i \neq 0$ , $t$ - десятичная дробь, $i = 1, 2, \dots, 9, \dots$	$t = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (\lg y_i - \lg y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} (\lg x_i - \lg x_{i-1})}$ $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (y_i - y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} \left(\frac{1}{x_i^t} - \frac{1}{x_{i-1}^t}\right)}$
$x_i \neq 0$ , $n \geq 2$ , $n$ - целое число; $i = 1, 2, 3, \dots, 9, \dots$	(1) $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (y_i - y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} \left(\frac{1}{x_i^n} - \frac{1}{x_{i-1}^n}\right)}$ ; $a_0 = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (y_i x_i^n - y_{i-1} x_{i-1}^n)}{\Delta_{1-9}^{(1)} (x_i^n - x_{i-1}^n)}$
$x_i > 0$ , $t$ - десятичная дробь, $i = 1, 2, \dots, 9, \dots$	$t = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (\lg y_i - \lg y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} (\lg x_i - \lg x_{i-1})}$ ; $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(1)} (y_i - y_{i-1})}{\Delta_{1-9}^{(1)} \left(x_i^t - x_{i-1}^t\right)}$

1	2	3
5	$y = \frac{a+1}{(a-1 \pm x)^n}$	$a_{-1} = \frac{- (\sqrt[n]{y_1 x_1} - 2\sqrt[n]{y_2 x_2} + \sqrt[n]{y_3 x_3})}{\sqrt[n]{y_1} - 2\sqrt[n]{y_2} + \sqrt[n]{y_3}}$ $a_{+1} = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{\frac{1}{(a-1 \pm x_1)^n} - 2 \frac{1}{(a-1 \pm x_2)^n} + \frac{1}{(a-1 \pm x_3)^n}}$
6	$y = \frac{a+1}{a-1 \pm x^n}$	$a_{-1} = \frac{-(y_1 x_1^n - 2y_2 x_2^n + y_3 x_3^n)}{y_1 - 2y_2 + y_3}$ $a_{+1} = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{\frac{1}{a-1 \pm x_1^n} - 2 \frac{1}{a-1 \pm x_2^n} + \frac{1}{a-1 \pm x_3^n}}$
7	$y = \frac{a+1}{a-1 \pm x} + a_0$	$a_{-1} = \frac{-(y_1 x_1 - 2y_2 x_2 + y_3 x_3)}{(y_1 - 2y_2 + y_3)}$ $a_{+1} = \frac{y_1 - 2y_2 + y_3}{\frac{1}{a-1 \pm x_1} - 2 \frac{1}{a-1 \pm x_2} + \frac{1}{a-1 \pm x_3}}$ $a_0 = \frac{(-a+1) (\frac{1}{y_1} - 2 \frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_3}) \pm (\frac{1}{y_1} x_1 - \frac{1}{y_3})}{a-1 (\frac{1}{y_1} - 2 \frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_3}) \pm (\frac{1}{y_1} x_1 - 2 \frac{1}{y_2} x_2 + \frac{1}{y_3} x_3)}$

4	5
<p><math>n</math> - целое число;                      1) при <math>(+x_i)</math>  <math>a_{-1} \geq 0,</math>  <math>x_i &gt; 0,</math>                      2) при <math>(-x_i)</math>  <math>a_{-1} &gt; x_i,</math>  <math>i = 1, 2, 3, \dots, \dots</math></p>	$a_{-1} = \frac{- (\Delta_{1-9}^{(2)} (\sqrt{y_i x_i}))}{\Delta_{1-9}^{(2)} (\sqrt{y_i})}$ $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(2)} y_i}{\Delta_{1-9}^{(2)} \frac{1}{(a-1 \pm x_i)^n}}$
<p>1) при <math>(+x)</math>  <math>a_{-1} \geq 0,</math>  <math>x_i &gt; 0,</math>  <math>n</math> - целые числа,                      2) при <math>(-x)</math>  <math>a_{-1} &gt; x_i</math></p>	$a_{-1} = \frac{- (\Delta_{1-9}^{(2)} (y_i x_i^n))}{\Delta_{1-9}^{(2)} y_i}$ $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(2)} y_i}{\Delta_{1-9}^{(2)} (\frac{1}{a-1 \pm x_i^n})}$
<p>1) при <math>(+x)</math>  <math>a_{-1} \geq 0,</math>  <math>x_i &gt; 0,</math>                      2) при <math>(-x)</math>  <math>a_{-1} &gt; x_i</math></p>	$a_{-1} = \frac{- (\Delta_{1-9}^{(2)} (y_i x_i))}{\Delta_{1-9}^{(2)} y_i}$ $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-9}^{(2)} y_i}{\Delta_{1-9}^{(2)} (\frac{1}{a-1 \pm x_i})}$ $a_0 = \frac{(-a+1) (\Delta_{1-9}^{(2)} \frac{1}{y_i})}{a-1 (\Delta_{1-9}^{(2)} \frac{1}{y_i}) \pm \Delta_{1-9}^{(2)} (\frac{1}{y_i x_i})}$

1	2	3
8	$y = \frac{a_{+1} + x}{a_{-1} + x}$	$a_{-1} = \frac{-(y_1 x_1 - 2y_2 x_2 + y_3 x_3)}{(y_1 - 2y_2 + y_3)},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\frac{1}{y_1} x_1 - 2\frac{1}{y_2} x_2 + \frac{1}{y_3} x_3\right)}{\left(\frac{1}{y_1} - 2\frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_3}\right)}$
9	$y = \frac{a_{+1} + x}{a_{-1} - x}$	$a_{-1} = \frac{y_1 x_1 - 2y_2 x_2 + y_3 x_3}{y_1 - 2y_2 + y_3},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\frac{1}{y_1} x_1 - 2\frac{1}{y_2} x_2 + \frac{1}{y_3} x_3\right)}{\left(\frac{1}{y_1} - 2\frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_3}\right)}$
10	$y = \frac{x(a_{+1} + x)}{(a_{-1} - x)}$	$a_{-1} = \frac{y_1 x_1 - 3y_2 x_2 + 3y_3 x_3 - y_4 x_4}{y_1 - 3y_2 + 3y_3 - y_4},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\frac{1}{y_1} x_1^2 - 2\frac{1}{y_2} x_2^2 + \frac{1}{y_3} x_3^2\right)}{\left(\frac{1}{y_1} x_1 - 2\frac{1}{y_2} x_2 + \frac{1}{y_3} x_3\right)}$
11	$y = \frac{(a_{+1} - x)}{x(a_{-1} + x)}$	$a_{-1} = \frac{-(y_1 x_1^2 - 2y_2 x_2^2 + y_3 x_3^2)}{y_1 x_1 - 2y_2 x_2 + y_3 x_3},$ $a_{+1} = \frac{\left(\frac{1}{y_1} x_1 - 3\frac{1}{y_2} x_2 + 3\frac{1}{y_3} x_3 - \frac{1}{y_4} x_4\right)}{\left(\frac{1}{y_1} - 3\frac{1}{y_2} + 3\frac{1}{y_3} - \frac{1}{y_4}\right)}$

Примечание. Обозначение  $\Delta_{1-\theta}^{(2)} y_i$  означает конечную разность второго порядка на любом количестве (до девяти) абсцисс по равенствам (12);  $\Delta_{1-\theta}^{(3)} y_i$  - то же, обозначение  $(y_i, x_i)$  означает конечную раз-

4	5
1) при $(+x)$ $a_{+1} \geq 0,$ $a_{-1} \geq 0,$ 2) при $(-x)$ $a_{+1} > x_i,$ $a_{-1} \geq 0$	$a_{-1} = \frac{\Delta_{1-\theta}^{(2)}(y_i, x_i)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)} y_i},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\Delta_{1-\theta}^{(2)}\left(\frac{1}{y_i}, x_i\right)\right)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)} \frac{1}{y_i}}$
$a_{+1} \geq 0,$ $a_{-1} > x_i,$ $a_{-1} > 0$	$a_{-1} = \frac{\Delta_{1-\theta}^{(2)}(y_i, x_i)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)} y_i},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\Delta_{1-\theta}^{(2)}\left(\frac{1}{y_i}, x_i\right)\right)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)} \frac{1}{y_i}}$
$a_{+1} \geq 0,$ $a_{-1} > x_i,$ $a_{-1} > 0$	$a_{-1} = \frac{\Delta_{1-\theta}^{(3)}(y_i, x_i)}{\Delta_{1-\theta}^{(3)} y_i},$ $a_{+1} = \frac{-\left(\Delta_{1-\theta}^{(2)}\left(\frac{1}{y_i}, x_i^2\right)\right)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)}\left(\frac{1}{y_i}, x_i\right)}$
$a_{+1} > x_i,$ $a_{+1} > 0,$ $a_{-1} > 0$	$a_{-1} = \frac{\Delta_{1-\theta}^{(2)}(y_i, x_i^2)}{\Delta_{1-\theta}^{(2)}(y_i, x_i)},$ $a_{+1} = \frac{\Delta_{1-\theta}^{(3)}\left(\frac{1}{y_i}, x_i\right)}{\Delta_{1-\theta}^{(3)} \frac{1}{y_i}}$

ность второго порядка на любом количестве (до девяти) абсцисс по равенствам (12);  $\Delta_{1-\theta}^{(3)} y_i$  - то же, обозначение  $(y_i, x_i)$  означает конечную разность, составленную из произведений  $y$  и  $x$ .

Таблица 5. Данные эксперимента, разбитые на группы

x	0,1							
$\bar{x}$	0,05	0,06	0,075	0,085	0,11	0,115	0,12	0,13
y	26,50	25,61	22,00	24,03	20,10	17,61	18,01	16,00
x	0,2				0,3			
$\bar{x}$	0,265		0,285		0,275		0,300	
y	13,46		11,69		13,01		10,45	
x	0,4							
$\bar{x}$	0,36	0,37	0,40	0,40	0,42	0,425	0,445	0,445
y	11,01	9,40	11,09	8,64	10,03	9,02	8,29	9,67

0,2							
0,14	0,15	0,160	0,180	0,185	0,215	0,225	0,24
16,00	14,00	15,63	14,21	16,62	14,06	13,43	12,04
0,3				0,5			
0,305		0,325		0,335		0,345	
12,62		11,84		10,08		9,23	
0,46	0,486	0,55	0,525	0,535	0,54		
8,21	7,63	9,01	9,43	8,28	8,81		

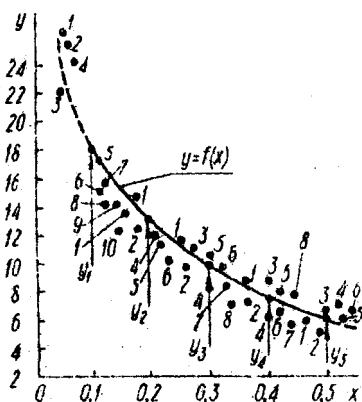


Рис. 1. График эмпирической формулы, аппроксимирующей данные эксперимента.

Идея использования аппроксимирующих формул табл. 4 состоит в том, что все точки измерения разделяются на несколько групп, в нашем случае пять; для каждой группы методом наименьших квадратов находится уравнение прямой. Каждая прямая имеет в качестве средней абсциссы равноотстоящие узлы интерполяции 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5. По уравнению прямой находят значение ее средней ординаты для соответствующего узла интерполяции. Затем, используя эти ординаты, вычисляют коэффициенты аппроксимирующей функции.

Методом наименьших квадратов получены следующие линейные уравнения:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= 32,89 - 124,89x; & 0,05 \leq x \leq 0,15, \\ y_2 &= 22,40 - 40,14x; & 0,15 \leq x \leq 0,25, \\ y_3 &= 16,20 - 15,50x; & 0,25 \leq x \leq 0,35, \\ y_4 &= 18,76 - 22,21x; & 0,35 \leq x \leq 0,45, \\ y_5 &= 2,87 + 11,0x; & 0,45 \leq x \leq 0,55. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

По уравнениям отрезков прямых (21) находят ординаты середин этих отрезков; результаты вычислений представлены в табл. 6.

Таблица 6. Значения ординат по формулам (2) и (23)

x	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$y_i$ по (21)	20,41	14,37	11,55	9,88	8,37
$y_i$ по (23)	20,65	15,05	11,85	9,79	8,34

В качестве аппроксимирующей принята функция

$$y = \frac{a_{+1}}{a_{-1} + x} + a_0. \quad (22)$$

По формулам табл. 4 вычисляем коэффициенты в функции (22):

(2)

$$a_{-1} = \frac{-(\Delta_{1-5}(y_i x_i))}{\Delta_{1-5} y_i} = \frac{-(3y_1 x_1 - y_2 x_2 - y_3 x_3 - 7y_4 x_4 + 6y_5 x_5)}{(3y_1 - y_2 - y_3 - 7y_4 + 6y_5)} =$$

$$= 0,164,$$

(2)

$$a_{+1} = \frac{\Delta_{1-5} y_i}{\Delta_{1-5} \left( \frac{1}{a_{-1} + x_i} \right)} = \frac{3y_1 - y_2 - y_3 - 7y_4 + 6y_5}{3 \frac{1}{a_{-1} + x_1} - \frac{1}{a_{-1} + x_2} - \frac{1}{a_{-1} + x_3} - 7 \frac{1}{a_{-1} + x_4} + 6 \frac{1}{a_{-1} + x_5}} x = 5,4!$$

(2)

$$a_0 = \frac{(-a_{+1}) \left( \Delta_{1-5} \frac{1}{y_i} \right)}{a_{-1} \left( \Delta_{1-5} \frac{1}{y_i} \right) + \left( \Delta_{1-5} \frac{1}{y_i} x_i \right)} = \frac{(-a_{+1}) \left( 3 \frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_3} - 7 \frac{1}{y_4} + 6 \frac{1}{y_5} \right) + \left( 3 \frac{1}{y_1} x_1 - \frac{1}{y_2} x_2 - 7 \frac{1}{y_4} x_4 + 6 \frac{1}{y_5} x_5 \right)}{a_{-1} \left( 3 \frac{1}{y_1} - \frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_3} - 7 \frac{1}{y_4} + 6 \frac{1}{y_5} \right) + \left( 3 \frac{1}{y_1} x_1 - \frac{1}{y_2} x_2 - 7 \frac{1}{y_4} x_4 + 6 \frac{1}{y_5} x_5 \right)} x = 0,2.$$

Таким образом, аппроксимирующей будет функция (22) с числовыми коэффициентами

$$y = \frac{5,4}{0,164 + x} + 0,2. \quad (23)$$

В табл.6 (последняя строка) приведены ординаты, вычисленные по формуле (23). Корреляционное отношение между ординатами табл.6 составляет 0,93, т.е. представляет высокую степень корреляции. Идея изложенного приема состоит в том, чтобы найти приближенные центры тяжести некоторого количества точек, и для ординат этих центров тяжести подобрать аппроксимирующую функцию. Однако мы не утверждаем, что такой прием применим в любых случаях разброса точек по отношению к осредняющей их кривой; очевидно, успех будет зависеть также и от количества точек на каждом участке. Количество таких точек на участке должно быть репрезентативным в смысле выяснения общей тенденции изменения двух величин.

Изложенный способ вычисления коэффициентов функций весьма прост для реализации на автоматических клавишных машинах и ЭЦВМ (при массовых вычислениях).

Другое применение формул возможно для аппроксимации сложных кривых, имеющих максимумы и минимумы. Для сложных кривых мы предлагаем метод рассечения плоскости между кривой и осью абсцисс более простыми кривыми, ординаты которых в сумме дают ординаты сложной кривой (или метод разложения сложных функций на простые). Приведем пример, демонстрирующий реализацию этого способа.

Задана функция ( $f_1(x)$ ), своими ординатами на отрезке  $[0,1; 0,9]$  с шагом  $0,1^1$  (табл.7). Плоскость между кривой и осью абсцисс рассекается кривой  $f_2(x)$  с произвольными

Таблица 7. Аппроксимация функции

x	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$f_1(x)$	11,45	5,78	4,06	3,76	3,98	4,85	6,73
$f_2(x) = \frac{x(1,7+x)}{1-x}$	0,20	0,475	0,857	1,40	2,20	3,450	5,60
$f_3(x) = f_1(x) - f_2(x)$	11,25	5,305	3,203	2,36	1,78	1,40	1,13
$f_3(x) = \frac{3,7-x}{x(3,1+x)}$	11,25	5,303	3,204	2,36	1,777	1,40	1,128

коэффициентами (рис.2). Далее находится разность ординат  $[f_1(x) - f_2(x)] = f_3(x)$ , а затем подбирается аппроксимирующая функция для ее ординат. Отсюда ясно, что чем удачнее будет взята функция  $f_2(x_3)$  и ее коэффициенты, тем проще характер аппроксимируемой кривой  $f_3(x)$ .

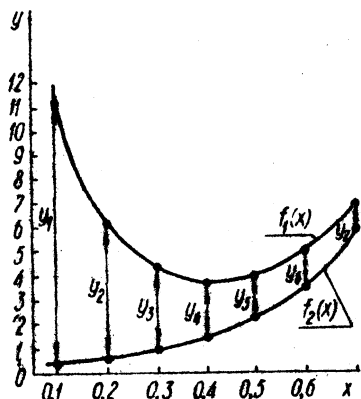


Рис. 2. Функции  $f_1(x)$  и  $f_2(x)$ .

В табл.7 приведены вычисленные ординаты для произвольной функции  $f_2(x)$  и разности ординат между двумя функциями, а также ординаты, вычисленные по аппроксимирующей функции  $f_3(x)$ . Коэффициенты в функции  $f_2(x)$  взяты произвольно, но с таким расчетом, чтобы разности ординат  $[f_1(x_i) - f_2(x_i)]$  не имели отрицательных значений.

Для аппроксимации функции  $f_3(x)$  взята функция

$$f_3(x) = \frac{\bar{a}_{+3} - x}{x(\bar{a}_{-1} + x)}. \quad (24)$$

Коэффициенты в функции (24) вычислены с использованием конечных разностей (табл.4) первого и второго порядка на семи ординатах. В результате получено:  $\bar{a}_{+1} = 3,7$ ;  $\bar{a}_{-1} = 3,1$ . Значения ординат, вычисленные по (24), приведены в последней строке табл.7.

Таким образом, функция  $f_1(x)$  аппроксимируется суммой функций:

$$f_1(x) = \frac{x(1,7+x)}{(1-x)} + \frac{8,7-x}{x(3,1+x)}, \quad (25)$$

где  $0,9 \geq x \geq 0,1$ .

Разложение функций на более простые (две, три и более) позволяет получать эмпирические зависимости для очень сложных функций.

### Л и т е р а т у р а

1. Гельфонд А.О. Исчисление конечных разностей. М., 1967.
2. Демидович Б.П., Марон И.А. Основы вычислительной математики. М., 1963.
3. Крылов В.И., Бобков В.В., Монастырский П.И. Вычислительные методы высшей математики. Т. 1. Минск, 1972.
4. Минаев И.В. Один способ подбора эмпирических формул к данным эксперимента. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып.3. Минск, 1973.
5. Минаев И.В. Использование несимметричных конечных разностей для расчета оптимальных параметров дренажа. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып.5. Минск, 1975.
6. Демидович Б.П., Марон И.А., Шувалова Э.З. Численные методы анализа. М., 1962.

В.П. Сельченко, Б.Ш. Мордухович

### К ВОПРОСУ ОБ ОПТИМАЛЬНОМ РЕГУЛИРОВАНИИ УРОВНЕЙ ВОДЫ В МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛАХ

Одна из важнейших гидротехнических задач, которая возникает при решении мелиоративных вопросов в зоне избыточного увлажнения, состоит в создании системы автоматического регулирования уровней грунтовых вод с помощью взаимосвязанной сети открытых каналов и подпорных сооружений с автоматической аппаратурой. Элементарное звено такой системы схематично можно представить в следующем виде: участок канала с боковыми отводами — подпорные сооружения с регулирующей аппаратурой — межканальное пространство (почва). Для создания совершенной системы управления уровнем режимом грунтовых вод необходимо исследовать динамические (переходные) процессы, которые протекают в каждом из ее блоков (канал, сооружение, почва), с учетом гидравлической



обратной связи. При этом необходимо учитывать все возмущающие воздействия, имеющие место в реальных условиях.

В настоящей работе рассматривается подход к исследованию переходных процессов в мелиоративных каналах с боковыми отводами с позиций оптимального управления. Ставится цель найти структуру оптимальных управляющих воздействий — отклонений затворов регуляторов, которые приводят к переходным процессам наилучшего качества. Критерии качества, которые положены в основу задач оптимизации, определяются из мелиоративных соображений. Строится математическая модель процесса оптимального регулирования уровней воды на участке канала, позволяющая привлечь к решению гидротехнических задач методы теории оптимального управления. Предлагаемый подход даст возможность оценить с позиций оптимального управления наилучшие расстояния между подпорными сооружениями и минимальное число сооружений в автоматизированной системе, которые способны обеспечить заданное качество регулирования.

Рассмотрим участок мелиоративного канала с боковыми отводами, ограниченный с обеих сторон подпорными сооружениями. Регулирование уровней воды в канале осуществляется

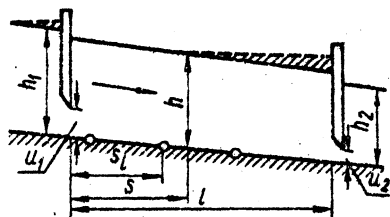


Рис. 1. Схема участка канала с боковыми отводами.

с помощью затворов подпорных сооружений.

Схема рассматриваемого объекта регулирования изображена на рис.1, где приняты следующие обозначения:  $s$  — расстояние вдоль канала от рассматриваемого створа до верхнего сооружения;  $l$  — расстояние между сооружениями;  $s_i$  — координата  $i$ -го отвода ( $i = 1, \dots, n$ );  $h$  — глубина потока (уровень воды в канале);  $u_1, u_2$  — открытие затвора соответственно верхнего и нижнего сооружений;  $h_1$  — уровень воды в верхнем бьефе верхнего сооружения;  $h_2$  — уровень воды в нижнем бьефе нижнего сооружения.

Под действием различных возмущений на участке канала происходит процесс перехода от одного установившегося состояния к другому. В реальных условиях имеют место следующие типы возмущений, которые необходимо учитывать при составлении математической модели: 1) отклонения затворов подпорных сооружений; 2) изменение уровней воды в верхнем и нижнем бьефе соответственно верхнего и нижнего подпорных сооружений; 3) приток от грунтовых вод; 4) поверхностный сток с мелиорируемой площади.

Перечисленные типы воздействий неравнозначны по своему влиянию на переходные процессы в канале. Наиболее сильные возмущения поступают от отклонений затворов подпорных сооружений, которые являются управляющими воздействиями, т.е. могут выбираться целенаправленно. Любому допустимому выбору управляющих воздействий соответствует свой переходный процесс. Возникает задача о нахождении таких управляющих воздействий, которые порождают переходные процессы, являющиеся наилучшими в смысле заданного качества регулирования. Требования к качеству регулирования и критерии оптимизации будут определяться особенностями работы мелиоративных систем с двусторонним регулированием.

При решении большинства задач, связанных с регулированием уровней воды в канале, доминирующими являются следующие два критерия: а) поддержание максимальной точности регулирования уровней воды у отводов в течение заданного промежутка времени; б) минимизация времени переходных процессов, обеспечивающих заданную точность регулирования уровней воды у отводов.

Сформулированным критериям качества соответствуют две задачи оптимального управления переходными процессами, каждая из которых имеет свой круг мелиоративных приложений.

Построим теперь математическую модель процесса оптимального управления уровнями воды в канале, исходя из изложенных соображений.

Переходный процесс на рассматриваемом участке канала представляет собой процесс неустановившегося движения воды, при котором изменения гидравлических элементов зависят не только от расстояния  $s$  (от данного створа канала до начального сечения), но и от времени  $t$ .

Известно [1], что для случая открытых каналов без боковых отводов, в которых нет потерь по длине и путевых возмущений, неустановившееся движение воды описывается системой уравнений Сен-Венана. При исследовании реальных ме-

лирикативных систем необходимо учитывать расходы через боковые отводы и потери на фильтрацию из канала, которые оказывают существенное влияние на переходный процесс. Эти факторы, а также путевые возмущения третьего и четвертого типа учтены в следующих уравнениях, являющихся обобщением классических уравнений Сен-Венана для случая мелиоративных каналов:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial s} = F(t, s) - \Phi(s, h) - q(t, s, h); \quad (1)$$

$$J - \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{Q^2}{K^2}. \quad (2)$$

Здесь  $\omega(t, s)$  — площадь живого сечения;  $Q(t, s)$  — расход потока;  $v(t, s)$  — средняя скорость потока;  $K(t, s)$  — модуль расхода;  $g$  — ускорение силы тяжести;  $J$  — уклон канала;  $F(t, s)$  — путевые возмущения;  $\Phi(s, h, K, \mu)$  — расход воды на фильтрацию;  $H$  — глубина грунтовых вод;  $k$  — коэффициент фильтрации грунта;  $\mu$  — коэффициент водоотдачи;  $q(t, s_i, h)$  — расход воды через  $i$ -й отвод,

$$q(t, s, h) = 0, \quad s \neq s_i, \quad i=1, \dots, n. \quad (3)$$

При выводе уравнений (1), (2) мы использовали обычные рассуждения и предпосылки гидравлики (как и в случае классических уравнений Сен-Венана). Основное из них состоит в предположении о медленной изменяемости движения [1]. Эти допущения достаточно оправданы для мелиоративных каналов, характеризующихся геометрически правильными формами русел. При дополнительных предположениях теории волн малой амплитуды [1], которые также приемлемы для мелиоративных систем, уравнения (1), (2) можно линеаризовать. С помощью классических гидравлических преобразований [1], используя показательную зависимость для модуля расхода, приходим к системе линейных уравнений

$$\left( \frac{\partial \Phi}{\partial h} + \frac{\partial q}{\partial h} \right) \Delta h + VB \frac{\partial \Delta h}{\partial t} + VB \frac{\partial \Delta h}{\partial s} + \omega \frac{\partial \Delta v}{\partial s} = F(t, s) - \Phi(s, h^0) - q(t, s, h^0); \quad (4)$$

$$J \left( \frac{2B}{\omega} - \frac{x}{h} \right) \Delta h + \frac{\partial \Delta h}{\partial s} + 2J \frac{\Delta v}{v} + \frac{1}{g} \frac{\partial \Delta v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial \Delta v}{\partial s} = 0, \quad (5)$$

в которых коэффициенты и правая часть (4) вычислены при начальном равномерном режиме. Знак  $\Delta$  здесь и далее обозначает абсолютное отклонение соответствующих переменных от значений при начальном режиме;  $h^0$  — начальное состояние уровня воды в канале;  $B$  — ширина потока поперечу;  $x$  — гидравлический показатель русла [1].

С помощью математических преобразований с учетом (3) можно показать, что система дифференциальных уравнений первого порядка (4), (5) эквивалентна следующему дифференциальному уравнению второго порядка относительно  $\Delta h$  — основной регулируемой величины:

$$\frac{\partial^2 \Delta h}{\partial t^2} + (v^2 - \frac{\omega g}{B}) \frac{\partial^2 \Delta h}{\partial s^2} + 2v \frac{\partial^2 \Delta h}{\partial t \partial s} + A(t, s) \frac{\partial \Delta h}{\partial t} + C(t, s) \frac{\partial \Delta h}{\partial s} + D(t, s) \Delta h = E(t, s), \quad (6)$$

$$\text{где } A = \frac{2Jg}{v} + \frac{1}{B} \frac{\partial \Phi}{\partial h} + \frac{1}{B} \frac{\partial q}{\partial h}; \quad (7)$$

$$C = \frac{Jx \omega g}{Bh} + \frac{v}{B} \frac{\partial \Phi}{\partial h} + \frac{v}{B} \frac{\partial q}{\partial h}; \quad (8)$$

$$D = \frac{2Jg}{Bv} \left( \frac{\partial \Phi}{\partial h} + \frac{\partial q}{\partial h} \right) + \frac{v}{B} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial h \partial s} + \frac{1}{B} \frac{\partial^2 q}{\partial h \partial t}; \quad (9)$$

$$E = \frac{1}{B} \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{v}{B} \frac{\partial F}{\partial s} - \frac{v}{B} \frac{\partial \Phi}{\partial s} + \frac{2Jg}{Bv} (F - \Phi - q). \quad (10)$$

Таким образом, переходные процессы в канале описываются линейными дифференциальными уравнениями в частных производных гиперболического типа при старших (вторых) производных. Из формул (7)–(10) видно, что остальные коэффициенты уравнения (6) и свободный член зависят от параметров канала, первоначального равномерного движения, путевых возмущений и расходов на фильтрацию и через боковые отводы, вычисленных при начальном режиме. Для вычисления последних величин можно воспользоваться результатами работ [2, 3], а также экспериментальными исследованиями, проведенными на конкретных объектах.

Начальные условия для уравнения (6) записываются в виде

$$\Delta h(0, s) = 0, \quad \frac{\partial \Delta h}{\partial t}(0, s) = f(s), \quad 0 \leq s \leq 1, \quad (11)$$

где  $f(s)$  имеет смысл начальной скорости движения уровня воды и находится из уравнения (4) при  $t = 0$ . Для определения переходных процессов из уравнения (6) необходимо знать режимы работы у сооружений — граничные условия объекта регулирования, т.е. величины  $\Delta h(t, 0)$  и  $\Delta h(t, 1)$ ,  $t \geq 0$ .

Специфика рассматриваемых задач состоит в том, что граничные условия объекта регулирования являются переменными, они зависят от отклонений затворов подпорных сооружений. По существу мы управляем граничными условиями у сооружений для получения оптимального уровня режима у боковых отводов.

Для каналов с трапецеидальной формой сечения зависимость между отклонениями затвора и изменением гидравлических элементов для верхнего (и аналогично для нижнего) сооружения может быть выражена в виде

$$\Delta h(t, 0) = \frac{\frac{\partial Q_1}{\partial u_1} \Delta u_1(t) - \omega \Delta v(t, 0) + \frac{\partial Q_1}{\partial h_1} \Delta h_1(t)}{\frac{BQ_1}{\omega} - \frac{\partial Q_1}{\partial h}} \quad (12)$$

Производные от расхода в формуле (12) вычисляются при начальном установившемся режиме по формулам истечения из-под шпота с использованием исследований Н.Е.Жуковского [4] и графо-аналитических результатов Э.Э.Маковского [5].

Для описания математической модели процесса оптимального управления уровнями воды в канале осталось составить целевые функции, критерии оптимизации. Иначе говоря, необходимо перевести на математический язык те требования к качеству переходных процессов, которые были сформулированы выше, исходя из мелиоративных потребностей. Для задачи о поддержании максимальной точности регулирования уровней воды у отводов в течение заданного промежутка времени целевая функция (критерий качества) имеет вид

$$I_1(u_1, u_2) = \int_T^{T+\tau} \left[ \sum_{i=1}^n (h(t, s_i) - \bar{h}_i)^2 \right] dt \rightarrow \min, \quad (13)$$

где  $n_i$  — заданные уровни у отводов,  $i = 1, \dots, n$ ;  $\tau$  — период поддержания заданных уровней;  $T$  — время регулирования.

Ограничения на ресурсы управления и время регулирования можно записать следующим образом:

$$\alpha \leq u_1(t) \leq \beta, \quad \sigma \leq u_2(t) \leq \delta, \quad 0 \leq t \leq T, \quad T \leq T_{\max}. \quad (14)$$

Таким образом, задача оптимального управления уровнями воды в канале по критерию (13) состоит в нахождении таких управляющих воздействий  $u_1^*(t)$ ,  $u_2^*(t)$ , которые удовлетворяют ограничениям (14) и порождают в силу (6), (11), (12) переходный процесс  $h^*(t,s)$ , минимизирующий (13) среди всех допустимых решений уравнения (6).

Задача оптимального быстрогодействия (минимизация времени переходных процессов) может быть формализована так:

$$\tilde{T}(u_1, u_2) = \min \left\{ T: \int_T^{T+\tau} \left[ \sum_{i=1}^n (h(t, s_i) - \bar{h}_i)^2 \right] dt \leq \eta \right\}; \quad (15)$$

$$I_2(u_1, u_2) = \tilde{T}(u_1, u_2) \rightarrow \min, \quad (16)$$

где  $\eta$  — заданная точность регулирования, которая указывает ограничения на класс допустимых траекторий уравнения (6).

Полученные математические задачи относятся к теории оптимального управления [6]. При этом динамика объекта описывается системой с распределенными параметрами, и управления входят в граничные условия. Методы теории оптимального управления, предназначенные для нахождения оптимальных управляющих воздействий, позволяют обойти ряд принципиальных трудностей, связанных с решением уравнений сенсеновановского типа, которые, как известно, допускают полное исследование лишь в исключительных случаях [1, 5]. Пользуясь методом приращения функционала качества [7], можно заключить, что оптимальные управляющие воздействия в рассматриваемых нами задачах удовлетворяют аналогу принципа максимума Понтрягина [6].

Отсюда вытекает, что для каждого оптимального управления  $u_j^*(t)$ ,  $j = 1, 2$  выполняется соотношение

$$\Psi_j^-(t) u_j^*(t) = \max_{u_j} \Psi_j(t) u, \quad j=1, 2; \quad 0 \leq t \leq T^*, \quad (17)$$

$$u_{\min} \leq u \leq u_{\max}$$

где  $u_{\min}, u_{\max}$  — ограничения на ресурсы управления;  $T$  — время оптимального регулирования; функции  $\psi_1(t), \psi_2(t)$  специальным образом строятся по параметрам рассматриваемых задач.

В силу соотношения (17) можем заключить, что оптимальное управление в рассматриваемых задачах регулирования уровней воды в канале имеет релейный тип, т.е. в каждый момент времени принимает крайние значения из множества своих ресурсов. Структура оптимального управления изображена на рис. 2.

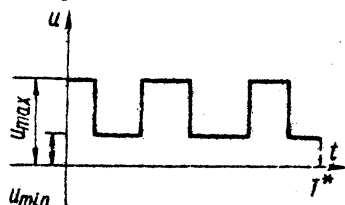


Рис. 2. Структура оптимального управления.

Полученные результаты позволяют утверждать, что автоматические регуляторы, предназначенные для оптимального управления уровнем воды в канале, должны быть релейного типа.

### Л и т е р а т у р а

1. Чертоусов М. Д. Гидравлика. Специальный курс, М.,—Л., 1963.
2. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика, М., 1954.
3. Костяков А. Н. Основы мелиорации, М., 1960.
4. Жуковский Н. Е. Гидродинамика. Полн. собр. соч., т. III, 1936.
5. Маковский Э. Э. Автоматизация гидротехнических сооружений в системах каскадного регулирования расходов воды. Фрунзе, 1972.
6. Понтрягин Л. С. и др. Математическая теория оптимальных процессов, М., 1969.
7. Габасов Р., Кириллова Ф. М. Принцип максимума в теории оптимального управления, Минск, 1974.

В. А. Пенъкевич, И. В. Филиппович

### БАКУУМНОСТЬ КОМБИНИРОВАННОГО ВОДОСЛИВА

Вакуумные водосливы, обладая рядом преимуществ по сравнению с безвакуумными (большой коэффициент расхода, меньшая площадь поперечного сечения и др.), имеют тот недостаток, что пазы рабочих затворов, расположенные на гребне водослива, способствуют срыву вакуума.

В опытах Н.П.Розанова [1] на вакуумных водосливах с  $\alpha = 2$  в случае пазов для шандорных и рабочих затворов в криволинейно заостренных быках, вынесенных в сторону верхнего бьефа на  $a = (1,14—1,41) r_{\phi}$  или  $a = (0,38—0,47) H_0$ , при  $\frac{H_0}{r_{\phi}} = 1,07$ , наблюдалось аэрирование водосливного потока воздухом, просочившимся через рабочие пазы, а при  $\frac{H_0}{r_{\phi}} = 2,07—3,08$  происходил частичный отрыв струи от водосливной поверхности. Полный отрыв струи наблюдался при  $\frac{H_0}{r_{\phi}} = 2,93—3,46$ .

Пролет комбинированного водослива, принцип построения которого описан в работе [2], а данные испытаний модели приведены в работе [3], имеет среднюю (с повышенным вакуумом) и две крайние (безвакуумные или с незначительным вакуумом) секции.

Построенные по координатам Кригера—Офицерова крайние секции создают на оголовке у пазов рабочих затворов область с повышенным давлением, по сравнению с давлением на средней секции. Область низкого давления, т.е. вакуума, отделяется от пазов рабочих затворов областью повышенного давления, вследствие чего влияние пазов на срыв вакуума значительно снижается.

Комбинированный водослив, с пазами для рабочих и шандорных затворов в полуциркульных быках при  $a = 0,528 r_{\phi}$  или  $a = 0,147 H_{\text{проф}}$ ,  $\alpha = 3$  и  $K = 0,565$ , работал устойчиво до  $\frac{H_0}{r_{\phi}} = 4,09$  или  $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 1,15$  (больших значений  $\frac{H_0}{r_{\phi}}$  в опытах не было) [3]. Воздух, искусственно подведенный под струю, быстро уносился потоком. При работе водослива в пазах рабочих затворов образовывался вихревой "шнур" на глубину 6—7 см, а в пазах шандорных затворов — на 3—5 см при глубине потока на гребне водослива до 12,5 см. Наблюдавшееся явление обнаруживается также и на безвакуумных водосливах [4, 5]. С уменьшением отношения  $\frac{H_0}{r_{\phi}} \left( \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} \right)$  длина вихревого "шнура" уменьшается.



Сопоставляя для вакуумного и комбинированного водослива отношения  $\frac{H_0}{r \phi}$ , характеризующие устойчивость вакуума,

следует заметить, что средняя секция исследованного комбинированного водослива более вакуумна, так как имеет параметр  $\alpha = 3$ . К тому же в комбинированном водосливе вынос быков в верхний бьеф был значительно меньший, чем у сопоставимого вакуумного. Последнее обстоятельство по исследованиям Н.П.Розанова [1], способствует срыву вакуума за счет возможности прорыва воздуха в область вакуума через зону отжима струи быками.

Вместе с тем уменьшение величины  $\alpha$  является конструктивно важным фактором. В работе [1] делается предположение о возможности уменьшения отношения  $\frac{a}{r \phi}$  при полукруглых

быках.

Таким образом, исследованный комбинированный водослив, несмотря на факторы, увеличивающие вакуум, при наличии пазов в быках оказался вакуумно устойчивым при значительно большем отношении  $\frac{H_0}{r \phi}$ , чем у вакуумного.

Для выявления причин, которые обусловили устойчивую работу комбинированного водослива при наличии пазов в быках и высоких значениях  $\frac{H_0}{r \phi}$ , рассмотрим приведенное на рис. 1

распределение относительных давлений на гребне водослива по его ширине.

По данным Н.П.Розанова [1], для вакуумного водослива с параметрами  $\frac{\bar{P}}{r \phi} = 9,38$ ,  $\frac{a}{r \phi} = 1,14$ ,  $\alpha = 2$  и криволинейно

заостренными быками. распределение относительных давлений по ширине водосливного пролета (рис. 1, а) характеризуется следующим. В плоской задаче относительные давления по ширине пролета практически одинаковы. В пространственной задаче, с быками без пазов, давление у быков (на расстоянии  $0,07 b$ , где  $b$  -- ширина пролета), по сравнению с давлением по оси водосливного пролета, увеличивается незначительно (в 1,06 раза). При наличии же пазов давление у быков повышается в 1,8—2,0 раза.

Таким образом, у вакуумных водосливов быки с пазами повышают давление по оси пролета примерно в 1,2 раза (у быков в 2—2,3 раза). В основном давление увеличивается вследствие влияния пазов, расположенных на гребне водослива.

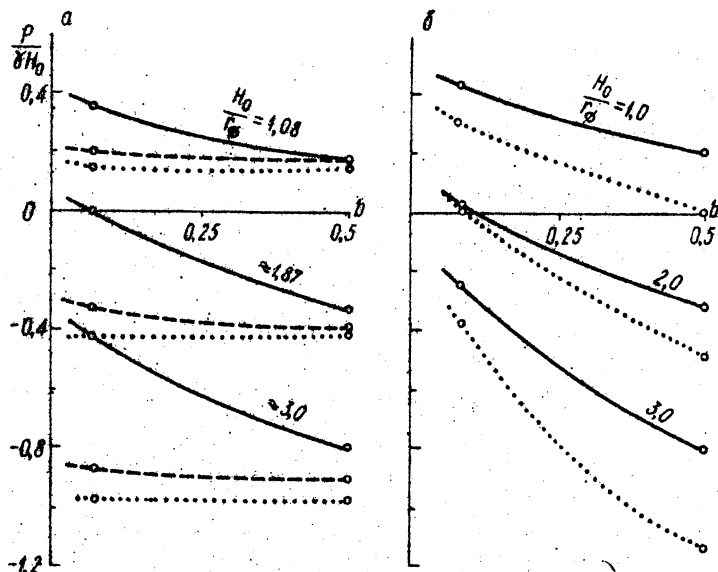


Рис. 1. Кривые распределения относительных давлений по ширине вакуумного (а) и комбинированного (б) водосливов (сплошные линии — быки с пазами, штриховые — без пазов, пунктирная — плоская задача).

Для комбинированного водослива с параметрами  $\frac{P}{r \phi} = 8,8$ ;  $\frac{a}{r \phi} = 0,528$ ;  $\alpha = 3$  и полукруглыми быками характерно

следующее (рис. 1, б). В случае плоской задачи относительные давления у стен лотка (на расстоянии  $0,09 b$ ) в 2,5—3,0 раза больше, чем по оси пролета. Быки с пазами также увеличивают относительные давления по оси пролета и у быков в 1,4—1,5 раза.

Таким образом, в комбинированном водосливе увеличение относительного давления у быков достигается в значительной степени за счет очертания оголовка, примыкающего к быкам. Влияние же быков с пазами существенно меньше, чем у вакуумного водослива.

Кривые, приведенные на рис. 1, непосредственно не сопоставлялись в связи с различием параметров водосливов.

По исследованиям А.Р.Березинского [4] и А.С.Офицерова [5], в безвакуумном водосливе Кригера—Офицерова быки с пазами снижают давления в примыкающей к ним (быкам) зоне. По исследованиям Н.П.Розанова [1], в вакуумном водосливе, наоборот, у быков с пазами давления увеличиваются.

Очевидно, существует такой оптимальный профиль водослива, для которого влияние быков с пазами на изменение давления в зоне быков будет незначительным. Профиль крайней секции комбинированного водослива, построение которого описано в работе [3], приближается к оптимальному.

Для оценки степени вакуумности комбинированного водослива вычислены значения коэффициентов вакуумности

$$\sigma = \frac{h_{\text{вак}}}{H_0},$$

где  $h_{\text{вак}}$  — максимальный вакуум на оголовке водослива. В полученные на модели [3] значения коэффициентов вакуумности внесена поправка на масштаб модели по формуле Н.П.Розанова [1].

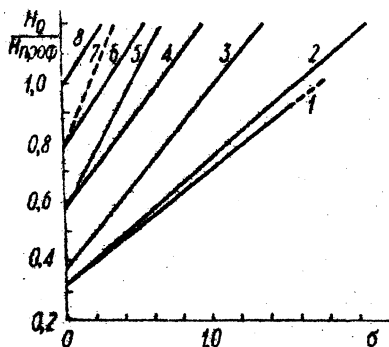


Рис. 2. Зависимости  $\sigma = f \left( \frac{H_0}{H_{\text{проф}}} \right)$  для вакуумного водослива  $\phi = 4,17$  см,

$\alpha = 3$ ) (1); средней секции комбинированного водослива в плоской задаче ( $K = 0,488$ ) (2); средней секции комбинированного водослива в пространственной задаче ( $K =$

$= 0,565$ ) (3); крайней секции комбинированного водослива в плоской задаче (4); крайней секции комбинированного водослива в пространственной задаче (5); исходного профиля в плоской задаче (6); исходного профиля в пространственной задаче (7); профиля Кригера—Офицерова в плоской задаче (8).

На рис. 2 приведены опытные зависимости  $\zeta = f \left( \frac{H_o}{H_{\text{проф}}} \right)$

для водосливов комбинированного и исходного профилей в условиях плоской и пространственной задач. Кривая для исходного профиля в пространственных условиях получена пересчетом опытных данных для этого профиля в плоской задаче с учетом закономерностей перехода к пространственной задаче, установленных для комбинированного водослива. Коэффициенты вакуумности для вакуумного водослива ( $r_{\text{ф}} = 4,17$ ,  $\alpha = 3$ ) взяты из работ [1, 6] и пересчитаны в зависимости от  $\frac{H_o}{H_{\text{проф}}}$  при  $H_{\text{проф}}$

= 15 см. Прямая 1, отображающая эту зависимость, графически проэкстраполирована до отношения  $\frac{H_o}{H_{\text{проф}}} = 1,0$  ( $\frac{H_o}{r_{\text{ф}}} = 3,6$ ).

Для сравнения приведена кривая для профиля Кригера—Офицера (плоская задача), а кривая для вакуумного водослива в условиях пространственной задачи не показана, так как формула Н.П.Розанова для учета пространственности задачи, по мнению автора [1], является приближенной и дает завышенное значение коэффициента вакуумности. К тому же в сопоставляемых водосливах быки вынесены в сторону верхнего бьефа на разные расстояния.

Анализ рис. 2 показывает, что при плоской задаче имеет место некоторое уменьшение коэффициента вакуумности в средней секции комбинированного водослива по сравнению с вакуумным. В крайней секции эти коэффициенты значительно меньше. Водослив исходного профиля имеет небольшую вакуумность. Если исходный профиль выполнить полностью по координатам Кригера—Офицера, то в крайних секциях можно ожидать еще меньшего вакуума. В этом случае, возможно, несколько уменьшится вакуум и в средней секции.

Для практических целей представляют интерес коэффициенты вакуумности комбинированного водослива для различных отношений  $\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}}$ ,  $\frac{H_o}{H_{\text{проф}}}$  и параметра К.

Для определения коэффициента вакуумности в общем случае используется формула, структура которой предложена Н.Р.Розановым [1]:

$$\sigma = \sigma_{\text{пл}} \psi_{\text{ф}} \psi_{\text{пр}} \psi_{\text{кр}}, \quad (1)$$

где  $\sigma_{\text{пл}}$  — коэффициент вакуумности вакуумного водослива в условиях плоской задачи;  $\psi_{\text{ф}}$  — коэффициент формы водослива;  $\psi_{\text{пр}}$  — коэффициент, учитывающий пространственность задачи;  $\psi_{\text{кр}}$  — коэффициент, учитывающий уменьшение вакуумности в крайней секции по сравнению со средней (введен авторами).

Данные Н.П.Розанова о коэффициенте вакуумности  $\sigma$  [1] являются исходными при его вычислении для комбинированного водослива.

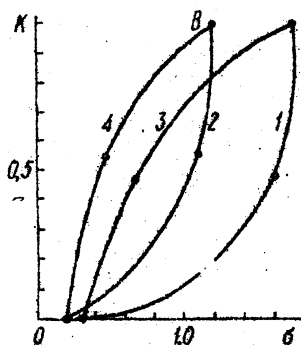


Рис. 3. Зависимости  $\sigma = f(K)$  при  $\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 1,0$  и

$$\frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} = 3,6 : 1,3 \text{ — плоская задача; } 2, 4 \text{ — пространственная (соответственно для средней и крайней секций).}$$

На рис. 3 приведены кривые зависимости  $\sigma = f(K)$  для средней и крайней секций комбинированного водослива при

$$\frac{H_0}{H_{\text{проф}}} = 1,0 \text{ и } \frac{H_{\text{проф}}}{r_{\text{ф}}} = 3,6, \text{ построенные по данным рис. 2.}$$

Число опытных точек для точного построения этих кривых недостаточно (нет еще опытов для других значений параметра  $K$ ). Однако общая тенденция кривых выявлена, а в пределах рациональных значений параметра  $K = 0,5 \text{—} 0,7$  они достаточно точны.

Как отмечалось ранее, на рис. 2 не приведена кривая для вакуумного водослива в пространственных условиях в связи с приближенностью формулы для вычисления коэффициента  $\psi_{\text{пр}}$ .

По работе Н.П.Розанова [1], путем небольшой графической экстраполяции удалось установить, что для второй серии опытов с криволинейно-заостренными быками и открытыми пазами при  $\alpha = 2$ ,  $\frac{H_o}{r_\phi} = 3,6$  и  $a = 1,14 r_\phi$  по оси водосливного про-

лета коэффициент вакуумности равен  $\sigma = 1,10$  (без учета масштабной поправки). По нашим подсчетам, при  $\alpha = 3$ ,

$\frac{H_o}{r_\phi} = 3,6$  и  $a = 0,528 r_\phi$  с учетом масштабной поправки

коэффициент  $\sigma = 1,22$ . Увеличение коэффициента  $\sigma$  в нашем случае объясняется большей вакуумностью профиля и другим значением величины  $a$ . Таким образом, положение точки В на рис. 3 закономерно.

Коэффициент вакуумности в средней секции комбинированного водослива в случае плоской задачи ( $\sigma_{сп}$ ) из формулы (1)

$$\sigma_{сп} = \sigma_{пл} \psi_\phi, \text{ откуда } \psi_\phi = \frac{\sigma_{сп}}{\sigma_{пл}}$$

Для вакуумного водослива ( $K = 1$ )  $\psi_\phi = 1$ ; для комбинированного ( $K = 0,488$ ,  $H_o = H_{проф}$ )  $\psi_\phi = \frac{1,60}{1,76} = 0,908$  и для исходного профиля ( $K = 0$ )  $\psi_\phi = \frac{0,28}{1,76} = 0,159$  (рис. 2).

Коэффициент формы является функцией параметра  $K$ . Для полученных опытных отношений  $\frac{H_o}{H_{проф}}$  коэффициент формы

(при  $K = 0,488$ ) изменялся в небольших пределах  $\psi_\phi = 0,907$ — $0,912$ , что обусловлено степенью точности опытов. Среднее значение коэффициента формы принято равным  $\psi_\phi = 0,910$ .

Спрямив участок кривой (рис. 4, а) в пределах параметров  $K$ , представляющих практический интерес, получим формулу для коэффициента формы комбинированного водослива (кривые на рис. 4, а, б, в построены по данным рис. 3)

$$\Psi_{\phi} = 0,85 + 0,15 K \quad (2)$$

при  $0,45 \leq K \leq 1,0$ .

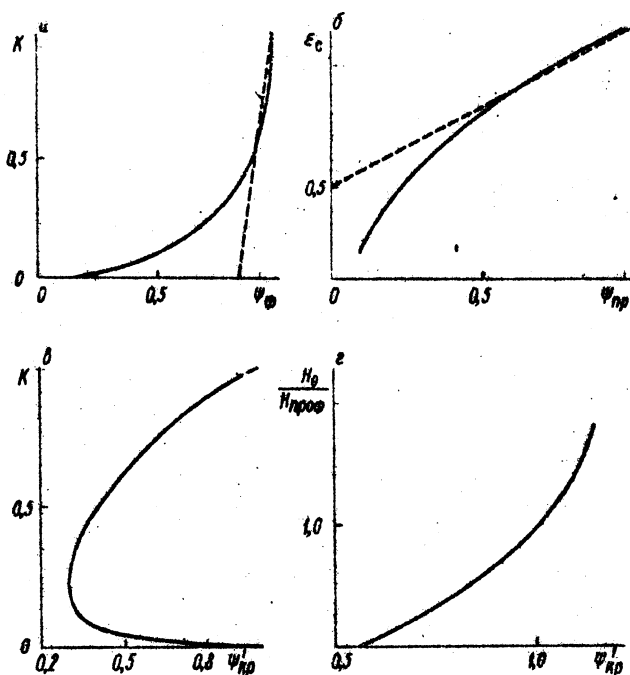


Рис. 4. Зависимости  $\Psi_{\phi} = f(K)$  (а),  $\Psi_{\phi} = f(\epsilon_c)$  (б),  $\Psi'_{кр} = f(K)$  (в),  $\Psi''_{кр} = f\left(\frac{H_0}{H_{\text{проф}}}\right)$  (г).

Коэффициент, учитывающий переход от плоской задачи к пространственной, определяется так:

$$\Psi_{\text{пр}} = \frac{\sigma_{\text{сп}}^{\text{сп}}}{\sigma_{\text{пл}}^{\text{сп}}} = \frac{\sigma^{\text{кр}}}{\sigma_{\text{пл}}^{\text{кр}}}$$

где  $\sigma^{\text{сп}}$ ,  $\sigma^{\text{кр}}$  — коэффициенты вакуумности соответственно в средней и крайней секциях комбинированного водослива для

пространственной задачи;  $\sigma_{пл}^{ср}$ ,  $\sigma_{пл}^{кр}$  --- то же, для плоской задачи.

При коэффициенте бокового сжатия  $\epsilon_c = 0,863$  и  $H_o = H_{проф}$

$$\psi_{пр} = \frac{\sigma_{пл}^{ср}}{\sigma_{пл}^{ср}} = \frac{1,10}{1,60} = 0,687, \quad \psi_{пр} = \frac{\sigma_{пл}^{кр}}{\sigma_{пл}^{кр}} = \frac{0,47}{0,65} = 0,723.$$

При изменении напора в пределах  $0,7 \leq \frac{H_o}{H_{проф}} \leq 1,2$  величина коэффициента  $\psi_{пр}$  изменяется для обеих секций незначительно (0,687—0,723).

Для исследованной модели ( $\epsilon_c = 0,863$ ) принято среднее значение  $\psi_{пр} = 0,696$ .

График зависимости  $\psi_{пр} = f(\epsilon_c)$  изображен на рис. 4, б. В пределах  $0,75 \leq \epsilon_c \leq 1,0$  с некоторым запасом коэффициент, учитывающий пространственность задачи, находят по формуле

$$\psi_{пр} = 2,10 \epsilon_c - 1,10. \quad (3)$$

Коэффициент  $\psi_{кр}$ , учитывающий переход от средней секции к крайней (по вакуумности), для плоской и пространственной задач определяется отношением

$$\psi_{кр} = \frac{\sigma_{пл}^{кр}}{\sigma_{пл}^{ср}} = \frac{\sigma_{пл}^{кр}}{\sigma_{пл}^{ср}}.$$

В случае  $\frac{H_o}{H_{проф}} = 1,0$  коэффициент  $\psi'_{кр}$  равен  $\psi'_{кр} = \frac{\sigma_{пл}^{ср}}{\sigma_{пл}^{ср}} = \frac{0,65}{1,60} = 0,401$  для плоской задачи при  $K = 0,488$  и



$\psi'_{кр} = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_{ср}} = \frac{0,47}{1,10} = 0,427$  для пространственной задачи при  $K = 0,565$ . Для параметров  $K = 0$  и  $K = 1,0$  коэффициент  $\psi'_{кр} = 1,0$ , а для промежуточных значений  $K$  вычисляется по данным рис. 3.

На рис. 4 показана зависимость  $\psi'_{кр} = f(K)$  при  $\frac{H_o}{H_{проф}} = 1,0$ . Значения коэффициента  $\psi'_{кр}$  в зависимости от параметра  $K$  приведены в табл. 1.

Таблица 1.

K	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\psi'_{кр}$	0,35	0,41	0,47	0,56	0,67	0,80	1,0

Исследования показали, что коэффициент  $\psi_{кр}$  существенно зависит еще и от отношения напоров  $\frac{H_o}{H_{проф}}$  (как для плоской, так и для пространственной задач).

На рис. 4, г изображен график зависимости поправочного коэффициента  $\psi''_{кр}$  от отношения  $\frac{H_o}{H_{проф}}$  (табл. 2). Кривая на рис. 4, г построена по данным рис. 2.

Таблица 2

$\frac{H_o}{H_{проф}}$	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$\psi''_{кр}$	0,55	0,75	0,89	1,0	1,08	1,13

Окончательно коэффициент, учитывающий уменьшение вакуума в крайней секции по сравнению со средней,  $\psi_{кр} = f(K, \frac{H_o}{H_{проф}})$

определяется по формуле

$$\psi_{кр} = \psi'_{кр} \cdot \psi''_{кр} \quad (5)$$

Рекомендуется следующий порядок определения коэффициента вакуумности комбинированного водослива. Для выбранного значения

$\frac{H_{проф}}{r_{ф}}$  по данным, приведенным в работах [1, 6] определяется коэффициент вакуумности для вакуумного водослива  $\sigma_{пл}$  (под отношением  $\frac{H_{о}}{r_{ф}}$  надо понимать отношение  $\frac{H_{проф}}{r_{ф}}$ ),

Затем по формулам (2), (3) и табл. 1 вычисляются поправочные коэффициенты, а по формуле (1) — значение коэффициента вакуумности для комбинированного водослива.

При изменении напора по сравнению с профилирующим изменяется отношение  $\frac{H_{о}}{r_{ф}}$  и, следовательно,  $\sigma_{пл}^b$ . Одновременно вводится и поправочный коэффициент  $\psi''_{кр}$  из табл. 2.

Анализ результатов исследований показывает, что в комбинированном водосливе при максимально допустимом значении

$\frac{H_{проф}}{r_{ф}} = 3,6$ , параметре  $K = 0,565$  и коэффициенте бокового

сжатия  $\epsilon_c = 0,863$  коэффициент вакуумности по сравнению с вакуумным водосливом в средней секции меньше на 10%, а в крайних, примерно, на 40%. Такое уменьшение вакуумности на крайних секциях достигается в значительной степени влиянием формы оголовка, а не пазов. В комбинированном водосливе зона с максимальным вакуумом в средней секции локализуется.

## Л и т е р а т у р а

1. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины с боковым сжатием. М., 1958.
2. Филиппович И. В. Гравитационная водосливная плотина комбинированного профиля. — "Гидротехническое строительство", 1965, № 4.
3. Пенькевич В. А., Филиппович И. В. Пропускная способность комбинированного водослива. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 4, Минск, 1974.
4. Березинский А. Р. Влияние бокового сжатия на пропускную способность водослива практического профиля. —

"Труды гидравлической лаборатории ВНИИ ВОДГЕО", 1948, сб. № 2. 5. Офицеров А. С. Пазы в быках и давление потока на водослив. — "Гидротехническое строительство", 1950, № 10. 6. Гидравлические расчеты водосливов, ТУиН проектирования гидротехнических сооружений. М., 1952.

Е. М. Левкевич, В. Н. Южновец

### ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛОГИХ НЕУКРЕПЛЕННЫХ ОТКОСОВ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН И ДАМБ НА ВОДОЕМАХ БССР

Одним из способов защиты земляных сооружений и берегов водохранилищ от размыва волнами является придание их откосам пологой формы, приближающейся к профилю динамического равновесия. Об эффективности защитной роли пологих откосов свидетельствует опыт эксплуатации ряда дамб с пляжными откосами, построенных на Киевском, Кременчугском, Днепродзержинском водохранилищах, на нескольких водохранилищах в Туркменской ССР, на Новосибирском водохранилище. В Белоруссии искусственные пляжи созданы на водохранилищах Заславльском и "Вяча", дамбы с пологими откосами возведены в рыбхозе "Любань", построена плотина на р. Лоша. Намечается в республике и дальнейшее строительство сооружений с пологими откосами.

В настоящее время имеется ряд методик по расчету профиля пологих откосов. Однако расчет по ним элементов пологих откосов является приближенным, и результаты существенно различаются между собой.

Анализ опубликованных материалов показывает, что наиболее приемлемыми для практического использования являются методики В. Л. Максимчука [1] и Б. А. Пышкина [2].

Для расчета пологих откосов, формирующихся в малых водоемах на территории БССР, даны рекомендации Ф. В. Саплюковым [3], которые также нуждаются в проверке, так как базируются на малом объеме материалов наблюдений (откосы дамб рыбхоза "Любань" и отелей Солигорского водохранилища).

Для выявления степени соответствия расчетных значений заложений пологих откосов по методикам [1—3] заложениям неукрепленных откосов, образовавшихся под воздействием вол-

нения в водоемах БССР после длительной их эксплуатации (6-30 лет) и установления более надежного метода расчета авторами были проведены обследования абразионных откосов земляных плотин и дамб, а также искусственных пляжей на 12 объектах в различных районах республики.

Характеристики объектов: глубина водоемов от 1,1 до 6,5 м, длина разгона волны от 0,2 до 4,4 км, грунты откосов — мелкозернистые и среднезернистые пески. При обследованиях собирались сведения о водоемах, о размерах и материале сооружений, данные о параметрах абразионных профилей на откосах. Для получения характеристик размыва выбирались поперечники на участках, близких к середине сооружения по его длине, в местах наибольшего воздействия волнения. В зависимости от местных условий на участке выбиралось от одного до трех поперечников. Всего промерено 126 поперечников на 65 дамбах и плотинах и 20 поперечников на отмелях Заславльского водохранилища.

Данные наблюдений и анализ профилей показали, что форма профиля, при имеющихся условиях, в малых водоемах в пределах воздействия волн почти прямолинейная. Поэтому профиль откоса, формирующийся в песчаных грунтах, можно считать плоским с некоторым углом наклона в промежутке между верхним и нижним пределами размывающего действия волн.

Анализ данных, полученных в результате обработки материалов натуральных наблюдений, показал, что в условиях малых водоемов на территории БССР фактические коэффициенты заложения откосов  $m$  существенно меньше (почти в два раза) по сравнению с рассчитанными по методикам [1, 2] (табл. 1). При этом чем меньше водоем, тем больше различаются значения  $m$ . Следует полагать, что механизм формирования профиля в малых водоемах имеет ряд специфических особенностей, приводящих к тому, что профиль в них получается более крутым (например, отмечаемое Л.Б.Иконниковым [4] влияние ширины спектра высоты волн).

На рис. 1 сравниваются полученные в натуре коэффициенты заложения пологих откосов с рассчитанными по рекомендациям Ф.В.Саплюкова [3]. По оси абсцисс отложены значения  $m$ , вычисленные по [3], по оси ординат — соответствующие расчетным условиям их фактические значения. Как видно, ближе к расчетным  $m$  по [3] только данные, относящиеся к рыбхозу "Любань", которые и послужили основой при разработке рекомендаций [3]. Таким образом, эти рекомендации являются для

Таблица 1

№ п.п.	Наименование объекта (рыбхоза)	Наименование дамбы	Исходные	
			глубина Н, м	длина разгона $D_p$ , км
1.	"Любань"	РДН 4-5; 5	1,5	1,30
2.	" "	РДН 1-2; 1	1,3	0,90
3.	" "	РДН 3-4; 3	1,3	0,55
4.	" "	РДН 3-4; 4	1,5	1,05
5.	"Тремля"	РДН 4-5; 4	1,2	1,0
6.	"Соколово"	КДН Окт.	0,9	0,50
7.	"Вилейка"	РДН 9-10; 9	1,1	0,52
8.	"Свислочь"	КДН-4; 1	1,2	1,10

данные		Заложение пологого откоса отмели		
элементы волны по СН 92-60		измеренное $m$ $\phi$	по Максимуму В.Л. [1]	по Пышкину Б.А. [2]
высота $h$ 1%, м	поло- гость $\lambda_0$			
0,48	11,1	9,3	20,3	16,5
0,43	10,8	11,0	19,7	15,0
0,42	10,5	9,3	21,7	15,0
0,46	10,7	14,7	23,6	16,0
0,42	10,5	10,0	22,3	15,0
0,35	10,1	6,6	17,4	13,5
0,40	10,3	7,5	23,6	14,5
0,42	10,5	8,0	23,9	15,0

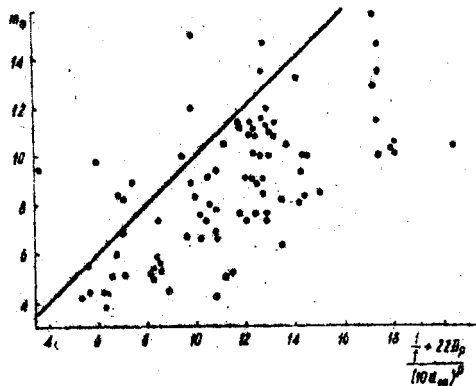


Рис. 1. Сравнение наблюдаемых значений коэффициентов заложения пологих откосов (●) с рассчитанными в соответствии с методикой [3].

условий республики приближенными.

Изучение условий, в которых происходит формирование волноустойчивого профиля в водоемах на территории республики (грунтов для устройства сооружений, скоростей ветра над тер-

риторией и водоемами БССР [5], ветрового волнения в малых водоемах [6]) позволило принять за основу при нахождении расчетных зависимостей метод природных аналогий [7]. Согласно этому методу при изучении процесса абразии и обобщении данных можно опираться только на главные, так называемые "представительные" факторы, определяющие развитие процесса. Данная концепция использовалась нами при последующем анализе полученных в натуральных условиях коэффициентов заложения абразийных откосов, представляющих собой результат интегрального воздействия всех природных факторов в течение продолжительного времени.

Для рассматриваемой категории водоемов "представительными" были приняты два фактора: расчетная длина разгона  $D_p$ , косвенно отражающая энергетическую сторону воздействия на откос волнового потока и других сопутствующих гидродинамических явлений, и характеристика грунта призм, откоса, выражаемая средним диаметром фракции  $d_{50}$  по кривой granulометрического состава, через которую косвенно можно отразить силы сопротивления при абразии. Решение задачи свелось к установлению связи между коэффициентом заложения

устойчивого откоса  $m$  и соответствующими значениями  $D_p$  и  $d_{50}$ . Для выражения этой связи по теории размерностей получено уравнение (1)

$$m = k \left( \frac{D_p}{d_{50}} \right)^x. \quad (1)$$

Для использования уравнения (1) необходимо раскрыть содержание  $D_p$  и определить значения неизвестных параметров  $k$  и  $x$ .

Обычно под длиной разгона  $D$  подразумевается расстояние от рассматриваемой точки водоема до подветренного берега по направлению действия ветра или наибольшее расстояние в секторе, ограниченном лучами, проведенными под углом  $+22,5^\circ$  относительно главного луча, совпадающего с направлением действия ветра. Но так определить длину разгона легко для конкретного шторма. Для многолетнего периода задача по установлению  $D_p$  приобретает некоторую неопределенность, поскольку весьма затруднительно выбрать направление главного луча. Это связано с тем, что далеко не всегда совпадают направления действия наиболее сильных и меньших по силе, но более продолжительных ветров. К тому же продолжительность наиболее сильных ветров зачастую может оказаться недостаточной для формирования профиля, соответствующего волнению при такой скорости ветра  $w$ . Часто может оказаться, что  $D$  по направлениям действия наиболее сильных ветров будет значительно меньше, чем по направлениям ветра с меньшей  $w$ . До конца не выяснен также вопрос, какие же штормы -- наиболее сильные, но непродолжительные или менее сильные, но более продолжительные -- влияют на формирование профиля за многолетний период.

Установлено, что в многолетний период воздействие ветрового волнения и сопутствующих ему других гидродинамических явлений при формировании профиля откосов в малых водоемах на территории БССР можно считать равновероятным по всем направлениям относительно стран света. Из этого следует, что направление главного луча не зависит от направления действия ветра и поэтому за расчетную длину разгона  $D_p$  в водоемах округлой формы в плане принималось максимальное расстояние до противоположного подветренного берега. Ограничения касались только величины наименьшего угла между линией уреза и лучом, по которому измерялась

$D_p$ . Величина этого угла принималась равной  $15^\circ$ , так как доля воздействия на профиль волновой энергии, приходящей из этого сектора, мала [8].

В водоемах со сложной чертой берегового контура за  $D_p$  принималась величина разгона, определяемая по формуле из [9]:

$$D_p = 0,27 [D_0 + 0,85 (D_{+1} + D_{-1}) + 0,50 (D_{+2} + D_{-2})], \quad (2)$$

где  $D_0$  — длина разгона по главному лучу;  $D_{+1}$  — длина разгона по лучам, проведенным под углом  $\pm 22,5^\circ$  относительно главного луча;  $D_{+2}$  — то же, под углом  $\pm 45^\circ$ .

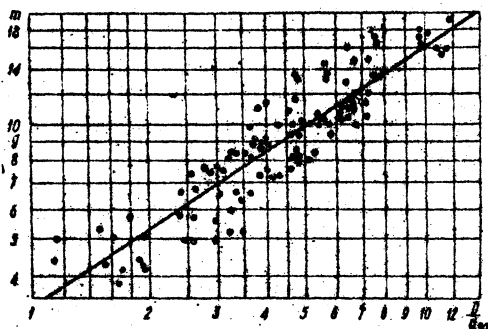
Направление главного луча проводилось так, чтобы в итоге по (2) получить наибольшее значение  $D_p$ .

Численные значения параметров  $k$  и  $x$  определялись обработкой материалов наблюдений методами математической статистики.

Рис. 2. Зависимость

$$m = f \left( \frac{D_p}{d_{50}} \right)$$

по данным натуральных испытаний.



Данные результатов наблюдений приведены на рис.2. Размещению фактических данных свойственна некоторая закономерность, так как через опытные точки можно провести прямую (чем также подтверждается правильность структуры формулы (1)). Уравнение этой линии записывается в виде

$$\lg m = x \lg \left( \frac{D_p}{d_{50}} \right) + \lg k. \quad (3)$$

Неизвестные параметры  $x$  и  $k$  определены по методу наименьших квадратов по данным наблюдений. По результатам вычислений  $k = 3,21$  и  $x = 0,70$ .

Тогда в окончательном виде выражение (1) примет вид

$$m = 3,21 \left( \frac{D_p}{d_{50}} \right)^{0,70}, \quad (4)$$

где  $D_p$  — определялась в километрах;  $d_{50}$  — в миллиметрах.

За показатель соответствия значений  $m$ , вычисленных по формуле (4), фактическим их значениям принят коэффициент корреляции. Величина его равна 0,90, что является свидетельством хорошей сходимости измеренных и вычисленных  $m$ . Отсюда вытекает, что принятые "представительные" факторы достаточно хорошо характеризуют комплекс воздействий на откос при формировании профиля и обеспечивают решение задачи с достаточной достоверностью.

Зависимость (4) рекомендуется использовать при проектировании пологих откосов сооружений из несвязных грунтов при условиях:

$$d_{50} = 0,10 - 0,55 \text{ мм}, \quad D_p \leq 3 \text{ км}, \quad m > 2,5.$$

Если учесть, что при отсутствии волнения значение  $m$  должно соответствовать заложению естественного откоса ( $m_0 = 2,5$ ), то правая часть (4) может быть представлена в виде двучлена  $m = m_0 + m'$ . Тогда формула, полученная по тем же данным натурных наблюдений, примет вид

$$m = 2,5 + 1,12 \left( \frac{D_p}{d_{50}} \right)^{1,15}. \quad (5)$$

Результаты расчета  $m$  по уравнениям (4), (5) в указанных пределах их применения почти равнозначны, однако эти значения  $m$ , определенные по (4), несколько лучше согласуются с фактическими, поэтому для практического использования предпочтительнее зависимость (4).

### Л и т е р а т у р а

1. Пышкин Б. А., Русаков С. В., Максимчук В. Л. Проектирование защитных сооружений на водохранилищах. Киев, 1962. 2. Пышкин Б. А. Вопросы динамики берегов водохранилищ. Киев, 1963. 3. Саплюков Ф. В. Заиление и переработка берегов малых водохранилищ. Создание, сохра-



нение и восстановление водоемов. Елгава, 1974. 4. Иконников Л. Б. Формирование берегов водохранилищ. М., 1972. 5. Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. Расчетная скорость ветра для определения элементов ветровых волн в условиях Белоруссии. — В сб.: Мелиорация и водное хозяйство. Вып. 1. Минск, 1973. 6. Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. К расчету высоты ветровой волны на водохранилищах с малой длиной разгона. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 4. Минск 1974. 7. Розовский Л. Б. Вопросы теории геологического подобия и применения природных аналогов в инженерной геологии. Автореф. докт. дисс. Одесса, 1964. 8. Качугин Е. Г. Рекомендации по изучению переработки берегов водохранилищ. М., 1969. 9. Лаппо Д. Д., Красножон Г. Ф. Обобщенные предложения по расчету параметров ветровых волн и их воздействий на гидротехнические сооружения. — "Труды координационных совещаний по гидротехнике", 1969, вып. 50.

А. Х. Альтшуль, В. И. Жученко

#### ОЦЕНКА ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСХОДОВ ИЗ ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫХ СИСТЕМ НА ОДНОМ ИЗ МЕЛИОРИРУЕМЫХ УЧАСТКОВ ПОЛЕСЬЯ

С целью создания аккумулирующей емкости с последующим использованием воды для обводнения и орошения прилегающих земель, водоснабжения вновь создаваемого рыбхоза, а также для регулирования стока р. Бобрик запроектированы водохранилище "Погост" (в районе существующего озера "Погост") и пруды рыбхоза "Полесье". Наполнение водохранилища проектируется по подводящему каналу из р. Бобрик.

Пруды рыбхоза расположены южнее водохранилища и наполнение их осуществляется из водохранилища самотеком. Одновременно предусмотрен перепуск р. Вислищы по новому руслу в р. Бобрик. На юго-востоке исследуемого района запроектирован горизонтальный дренаж. Вдоль восточных границ проектируемого водохранилища, а также северных и восточных границ прудов рыбхоза предусмотрены ловчие каналы.

Проектируемые сооружения расположены в центральной части Полесской низменности. В орографическом отношении исследуемый район представляет собой плоскую, в значительной степени заболоченную и слабодренированную равнину с общим уклоном с севера на юг в сторону долины р. Припяти. Гидрографическая сеть представлена равнинным типом рек, которые

характеризуются слабо врезанными, сильно извилистыми руслами с низкими берегами и малыми уклонами. В период весеннего половодья реки выходят из берегов и на длительный период (до двух месяцев) заливают поймы.

В геологическом строении принимают участие дочетвертичные и четвертичные отложения. Последние отличаются исключительной сложностью строения, пестротой и разнообразием литологического и фациального составов вследствие резкой и частой смены условий их образования во времени и в пространстве. В четвертичной толще выделяется один собственно моренный горизонт, соответствующий днепровской эпохе оледенения. На морене днепровского оледенения залегают нерасчлененные водноледниковые днепровско-московские отложения, которые, в свою очередь, перекрываются древнеаллювиальными, современными аллювиальными и озерно-болотными отложениями общей мощностью от 5,0 до 25,0 м. К описываемой толще приурочен единый водоносный комплекс. Уровень грунтовых вод находится на глубине 0,20—0,35 м. Коэффициент фильтрации водовмещающих отложений изменяется от 0,30 до 11,2 м/сут, преимущественно составляя 7,5—11,2 м/сут.

Нижним относительно водоупором грунтовых вод служат моренные супеси днепровского оледенения, мощность которых достигает до 25 м. На большей части территории моренные отложения размыты, образуют окна, через которые нижезалегающий водоносный горизонт взаимосвязан с грунтовыми водами. Коэффициент фильтрации моренных супесей составляет 0,05 м/сут.

Под днепровской мореной залегают межморенные водно-ледниковые березинско-днепровские отложения, представленные песками различного гранулометрического состава, преимущественно мелкозернистыми. Мощность отложений изменяется от 10,5 до 17,8 м.

Описываемые отложения залегают на образованиях палеоген-неогеновой системы, представленных в основном супесями и реже песками, мощность которых достигает 35 м. На тех участках, где палеоген-неогеновые отложения представлены песками, выделяется единый водоносный комплекс, приуроченный к водно-ледниковым Серезинско-днепровским и палеоген-неогеновым отложениям мощностью до 40 м. Осредненный коэффициент фильтрации водовмещающих отложений равен 7,5 м/сут.

Проектирование комплекса гидротехнических сооружений значительно изменит существующие гидрогеологические усло-

вия. Наиболее точно прогнозировать гидрогеологическую обстановку в таких сложных гидродинамических условиях можно методом электрического моделирования [1--3]. Нами определялись фильтрационные расходы из проектируемых водоемов и водотоков в пределах моделируемой области при различных внутренних и внешних граничных условиях, а также положения уровня грунтовых вод в пределах населенных пунктов, расположенных вблизи проектируемых водоемов.

Для моделирования гидродинамических процессов, которые произойдут в результате сооружения целого ряда гидротехнических сооружений, произведена схематизация граничных условий области фильтрации как в плане, так и в вертикальном разрезе. В вертикальном разрезе область фильтрации включает два указанных водоносных комплекса, разделенных моренными супесями. Такие ограничения обусловлены наличием подстилающей водоупорной толщи палеоген-неогеновых супесей.

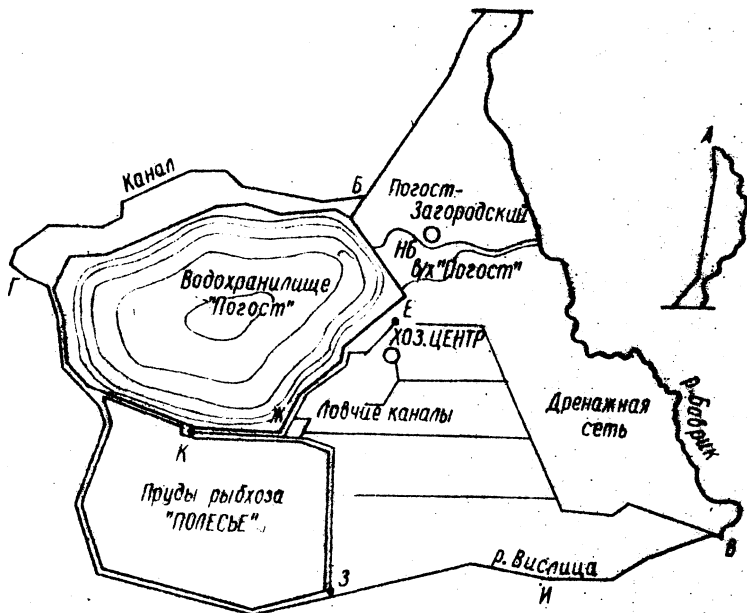


Рис. 1. Схематический план расчетных створов моделируемой области фильтрации.

В качестве внешних граничных условий приняты существующие и проектируемые водотоки, внутренние границы области фильтрации

представлены существующими и проектируемыми водоемами. Как внешние, так и внутренние границы области фильтрации были разбиты на расчетные створы, по которым определялись отметки уровней воды в водоемах и водотоках (рис.1). При этом расчетные уровни определены для различных нормально-подпертых уровней в водохранилище, а также уровней воды в прудах, реках и каналах (табл.1). В качестве граничных условий принималось и инфильтрационное питание, равное 120 мм в год.

Моделирование производилось на приборе ЭГДА по методике, достаточно подробно изложенной в работах [1—3, 5].

Снимая значения токов с проектируемых гидротехнических сооружений с помощью масштабного коэффициента, получаем расчетные фильтрационные расходы, сведения о которых приведены в табл.1 (значения "минус" указывают на величины фильтрационных потерь, а "плюс" — на фильтрационные рас-

ходы, поступающие к дренажным сооружениям). Кроме того, для каждой задачи в районе населенных пунктов, примыкающих к проектируемым сооружениям, определены абсолютные значения уровня грунтовых вод.

Анализ полученных результатов свидетельствует, что при всех режимах эксплуатации проектируемых гидротехнических сооружений фильтрационные потери будут происходить в основном из водохранилища "Погост" (кроме задачи 4). В задаче 4 фильтрационные потери будут направлены из прудов в водохранилище.

Дренажная сеть будет перехватывать незначительные расходы, остальные транзитом будут поступать в р. Бобрин и в новое русло р. Вислицы.

При граничных условиях, которые будут иметь место в паводок, прилегающие населенные пункты будут подтапливаться. В этих условиях необходимо предусмотреть дополнительные мероприятия по дренажу подземных вод.

Таблица 1. Результаты моделирования

Номер задач и наименование водоемов, водотоков	1		2	
	H, м	Q, м <sup>3</sup> /сут	H, м	Q, м <sup>3</sup> /сут.
Водоохранилище "Погост"	139,0	-18 480	139,0	-22 210
Пруды рыбхоза "Полесье" НБ водохранилища	137,3	+4 870	137,8	-6 490
"Погост"	138,0	+2520	135,0	+7 740
Ловчий канал водохранилища "Погост"	137,0	+8 300	135,10	+7 270
Ловчий канал рыбхоза "Полесье"	136,1	+1 460	135,0	+11 740
Дренажная сеть	134,95	+5 460	135,0	+2 140
Абс.отм. уровня грунтовых вод в хоз.центре, м		138,26		136,31
Абс. отм.уровня грунтовых вод в Погост-Загородском, м		138,33		135,68

3		4	
H, м	Q, м <sup>3</sup> /сут.	H, м	Q, м <sup>3</sup> /сут.
137,5	-8 380	136,0	+2 920
137,3	-8 740	137,3	-13 080
135,0	+8 520	135,0	+4 410
135,1	+1 050	135,1	+ 650
135,0	+8 380	135,0	+ 7220
135,0	+1 870	135,0	+1320
	136,16		136,06
	135,50		135,44

## Л и т е р а т у р а

1. Альтшуль А.Х. и др. Методика и результаты моделирования запасов подземных вод на одном из водозаборов. — В сб.: Проблемы использования и охраны водных ресурсов. Минск, 1972. 2. Применение вычислительной техники при гидрогеологических исследованиях. М., 1969. 3. Усенко В.С., Альтшуль А.Х., Гудах С.П. Оценка запасов подземных вод методом электрогидродинамических аналогий. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Минск, 1965. 4. Аравин В.И. Расчеты и моделирование плановой фильтрации. М.—Л., 1968. 5. Дружинин Н.И. Применение метода ЭГДА для изучения пространственной фильтрации в сложных условиях. — В сб.: Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений. М., 1964.

В.И. Фоменко

### РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФИЛЬТРАЦИИ К СКВАЖИНЕ С КОНТУРНОЙ ОБСЫПКОЙ ПЕРЕМЕННОЙ ПРОНИЦАЕМОСТИ

Рассматривается задача о движении воды к скважине с кольцевой зоной измененной проницаемости. Частным случаем задачи является фильтрация к скважине, оборудованной гравийным фильтром. Принимается, что проницаемость прифильтровой зоны уменьшается по радиусу. Фильтрация считается установившейся по закону Дарси.

Для разработки математической модели поставленной задачи была выполнена серия опытов в напорном лотке, моделирующем секторный фрагмент прифильтровой зоны скважины [1]. Лоток имеет радиус 1,5 м, высоту 0,5 м. Это позволило исследовать фильтрацию к скважине в условиях, достаточно близких к натуре. Опыты проводились в широком диапазоне изменения конструктивных параметров скважин при различных режимах их работы. Всего было проведено 30 опытов, максимальные градиенты в опытах составили 50—100, а толщина исследуемых обсыпок изменялась в пределах 5—40 см.

По опытным данным, в процессе формирования гидравлически устойчивой структуры прифильтровой зоны скважины при

ее прокачке происходит уменьшение первоначальной проницаемости гравийной обсыпки. Это уменьшение тем значительнее, чем ближе расположено расчетное сечение к зоне контакта гравия с грунтом.

При оптимальных по составу обсыпках кривая зависимости коэффициента фильтрации от радиуса выпуклая. Учитывая характер изменения водопроницаемости обсыпки по радиусу в качестве функции, аппроксимирующей опытную взаимосвязь, принимаем экспоненциальную зависимость вида

$$K(r) = be^{-[a(r - r_c)]^2}, \quad (1)$$

где  $a$ ,  $b$  — постоянные;  $r_c$  — радиус скважины;  $r$  — радиус расчетного сечения.

Численные значения постоянных  $a$  и  $b$  рассчитывались из опытов по методу наименьших квадратов. Результаты расчетов для некоторых опытов приведены в табл. 1.

Из табл. 1 видно, что постоянная  $b$  близка к первоначальному коэффициенту фильтрации обсыпки, в то время как  $a$  зависит от ее толщины и водопроницаемости.

При математической формулировке задачи принимается, что проницаемость прифилтровой зоны уменьшается по радиусу. Задача определения дебита скважины в данном случае сводится к решению системы дифференциальных уравнений Лапласа для области фильтрующей обсыпки и породы:

$$\frac{d}{dr} \left( r K_{\phi} \frac{dH_1}{dr} \right) = 0, \quad r_1 \leq r \leq r_0; \quad K_{\phi} = K(r); \quad (2)$$

$$\frac{d}{dr} \left( r \frac{dH_2}{dr} \right) = 0, \quad r_0 \leq r \leq R. \quad (3)$$

Таблица 1

Характеристика грунта		Характеристика обсыпки		Постоянные	
$d_{50}$ , мм	$\eta'$	$K_{\phi}$ , см/с	толщина обсыпки, см	$a$	$b$
0,35	3,0	9,1	20	0,087	9,0
0,4	"	5,9	20	0,12	4,8
"	"	11,7	10	0,151	11,7
"	"	11,0	20	0,078	10,0

С учетом граничных условий

$$H_1 = H_c \text{ при } r = r_c; H_2 = H_0 \text{ при } r = R; \quad (4)$$

$$H_1 / r_0 - 0 = H_2 / r_0 + 0; \quad (5)$$

$$K_\phi \frac{dH_1}{dr} \Big|_{r_0-0} = K_2 \frac{dH_2}{dr} \Big|_{r_0+0}, \quad (6)$$

где  $H_1, H_2, H_3$  — напор соответственно в обсыпке, грунте, скважине;  $H_0$  — напор на контуре области питания;  $K_\phi, K_2$  — коэффициент фильтрации соответственно обсыпки, породы;  $K_r$  — функция, характеризующая изменение водопроницаемости обсыпки по радиусу;  $r_0$  — радиус контура обсыпки.

Решая уравнения (2), (3) с учетом граничных условий (3)-(5), получим

$$H_0 - H_c = \frac{Q}{2\pi M} \int_{r_c}^{r_0} \frac{dr}{rK(r)} + \frac{Q}{2\pi MK_2} \ln \frac{R}{r_0}. \quad (7)$$

Из уравнения (6) следует

$$Q = \frac{2\pi MS}{\int_{r_0}^{r_c} \frac{dr}{rK(r)} + \frac{1}{K_2} \ln \frac{R}{r_0}}. \quad (8)$$

При  $K(r) = \text{const}$  зависимость (7) преобразуется в уравнение В.Н.Шелкачева [2].

Принимая во внимание зависимость (1), можно представить интеграл, входящий в уравнение (8), следующим образом:

$$\int_{r_c}^{r_0} \frac{dr}{rK(r)} = \frac{1}{b} \int_{r_c}^{r_0} \frac{e^{[a(r-r_c)]^2}}{r} dr. \quad (9)$$

Обозначим

$$F = \int_{r_c}^{r_0} \frac{e^{[a(r-r_c)]^2}}{r} dr. \quad (10)$$

Введя безразмерную переменную  $\eta = \frac{r}{r_c}$  в зависимость

(10), получим

$$F = \int_1^{\eta^0} \frac{e^{[\arcc(\eta - 1)]^2}}{\eta} d\eta. \quad (11)$$

Интеграл (12) вследствие отсутствия точного аналитического решения определяется численным методом по способу Симпсона с использованием вычислительной машины Урал-2. При этом применялась стандартная программа, написанная в виде арифметического цикла с автоматическим выбором шага интегрирования для достижения нужной точности [3].

Результаты расчетов приведены в табл. 2 в виде зависимости  $F$  от  $\eta^0$  и  $\arcc$ .

С учетом полученных данных зависимость для определения дебита скважины при изменении водопроницаемости обсыпки по радиусу принимает вид

$$Q = \frac{2\pi MS}{\frac{1}{b}F + \frac{1}{K_2} \ln \frac{R}{r_0}}. \quad (12)$$

Численный анализ зависимости (11) показал, что при больших значениях величины  $a$ , отвечающих интенсивной кольматации обсыпки, сопротивление прифилтровой зоны резко возрастает. Наоборот, при малых значениях  $a$ , соответствующ-

Таблица 2

$\arcc \eta^0$	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
0,10	0,21	0,31	0,54	0,91	1,23	1,65	1,75	1,79	1,81
0,25	0,22	0,32	0,68	0,93	1,28	1,72	1,81	1,93	2,03
0,50	0,23	0,33	0,26	1,03	1,68	2,01	2,85	4,75	8,17
0,75	0,24	0,35	0,97	1,35	2,28	5,63	-	-	-
1,00	0,25	0,39	1,02	2,02	6,32	-	-	-	-
1,50	0,26	0,72	1,90	12,00	-	-	-	-	-
2,0	0,28	1,01	4,52	-	-	-	-	-	-
3,0	0,30	1,96	-	-	-	-	-	-	-



ших оптимальным по составу обсыпкам, сопротивление при-  
фильтровой зоны характеризуется меньшей величиной.

#### Л и т е р а т у р а

1. Фоменко В.И. Методическое пособие по расчету пара-  
метров гравийных фильтров дренажных и водозаборных сква-  
жин. Белгород, 1972. 2. Щелкачев В.Н., Лапук Б.Б. Под-  
земная гидравлика. М., 1949. 3. Гутер Р.С., Резников-  
ский П.Т. Программирование и вычислительная математика. М.,  
1971.

В.У. Яблонский

### МЕТОД ПЕРЕКРЫТИЯ РУСЕЛ РЕК БЕЗБАНКЕТНЫМ СПОСОБОМ С ПОМОЩЬЮ ПОДВЕСНОГО СЕТЧАТО- ХВОРОСТЯНОГО ТЮФЯКА

Как известно, намыв грунта в текущую воду при больших  
скоростях течения потока почти невозможен. Поэтому прихо-  
дится предварительно перекрывать реку каменным банкетом и  
под его защитой в тиховод намывать земляную плотину.

Существуют различные способы перекрытия русел рек. На-  
иболее распространенными являются фронтальный и пионерный с  
устройством каменного банкета. Из безбанкетных способов  
перекрытий получил распространение способ Д.Л.Меламута [1]. В  
этом случае при возведении земляных плотин грунт намывает-  
ся путем перегрузки потока пульпой сверх его транспортирую-  
щей способности. Так, торцевым намывом песка успешно пе-  
рекрыто русло реки Волги в створе Астраханского вододели-  
теля при конечном перепаде  $z = 0,32$  м [2].

Известны способы возведения земляных сооружений путем  
намыва грунта в воду под прикрытием подвижного щита [1].  
Перекрывается русло реки посредством расчленения перепада  
[1].

Однако применение указанных методов перекрытий ограни-  
чивается малыми перепадами, т.е. перекрытие может быть осу-  
ществлено при сравнительно малых скоростях течения потока с  
большим перерасходом намываемого грунта (объем намывого  
грунта может в несколько раз превышать проектный объем  
земляного сооружения).

Предлагаемый метод позволяет намывать земляное соору-  
жение компактного профиля непосредственно в текущую воду  
под защитой сетчато-хворостяного тюфяка, подвешенного в

створе перекрытия к плавающей трубе. Сетчато-хвостояной тьюфак создает тиховод, куда намывается грунт.

Основными составными частями конструкции, создающей тиховод, являются: сетчато-хвостояной тьюфак, основная несущая плавающая труба, к которой прикрепляется начало тьюфака и грузила-поплавки, шарнирно соединенные между собой, прикрепляемые в конце тьюфака.

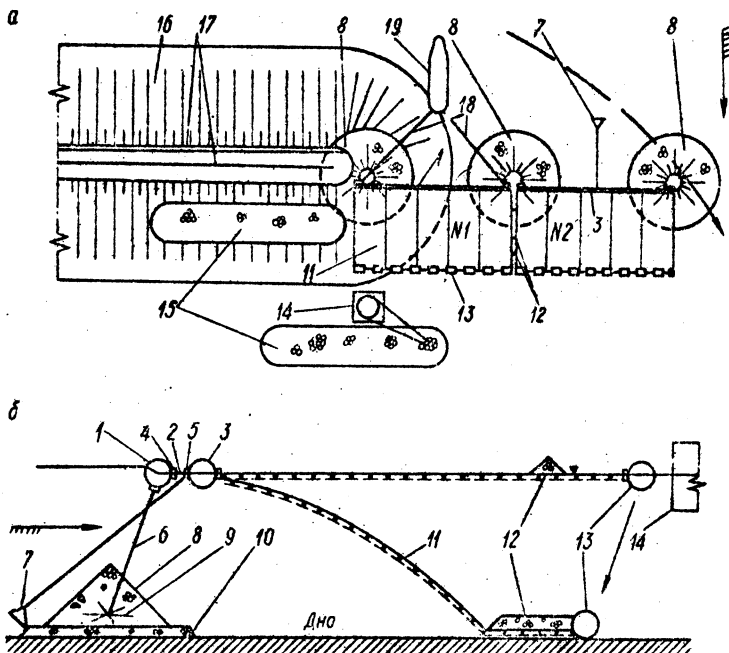


Рис. 1. Схема безбанкетного метода перекрытия рек под защитой сетчато-хвостояного тьюфака в плане (а) и в разрезе (б): 1 — буй; 2 — цепь, 3 — несущая плавающая труба; 8 — бетонные массивы; 4, 5 — скобы; 6 — анкерный трос; 7, 9 — якоря; 10 — щебеночная подушка; 11 — сетчато-хвостояной тьюфак; 12 — щебень; 13 — грузила-поплавки; 14 — грейферный кран; 15 — груженная баржа; 16 — плотина; 17 — пульповоды; 18 — тросы; 19 — буксир.

Схема перекрытия безбанкетным способом под защитой сетчато-хвостояного тьюфака представлена на рис. 1.

Тьюфаки изготавливаются секциями, размеры которых зависят от ширины перекрываемого водотока. Для основы тьюфака мо-

жет быть использована обыкновенная плетеная стальная сетка, на которую (для создания большого затенения) укладываются ветки лозы или ивы (желательно с листьями), камыш, стружка и т.д. На ветки сверху устанавливается вторая (тканая) сетка, а затем нижняя и верхняя сетки связываются проволокой. Получается сетчато-хворостяной тюфяк. Для придания прочности к тюфяку прикрепляются и укладываются сверху стальные канаты (тросы). Канаты должны располагаться параллельно направлению движения потока и воспринимать нагрузку от гидродинамического воздействия потока, передаваемую тюфяком; обе сетки ставят перпендикулярно движению. Концы стальных канатов, выпускаемые в начале тюфяка, прикрепляются к основной несущей плавающей трубе за приваренные к ней скобы. Для транспортирования конструкции на плавку к створу перекрытия к трубе также привариваются скобы, служащие в дальнейшем для прикрепления трубы к плавающим буям или жестким анкерным опорам. Чтобы избежать больших прогибов плавающей трубы, к ней дополнительно прикрепляются якоря. К противоположным концам канатов тюфяка прикрепляются грузила-поплавки (в виде обрезков труб с заваренными торнами, пустых металлических бочек или других плавающих предметов с отверстиями, закрываемыми пробками при транспортировке). В качестве поплавков могут быть использованы понтоны, с установленными на них грузилами (тетраэдры, бракованные железобетонные элементы и пр.). После транспортировки и установки сетчато-хворостяного тюфяка в створе перекрытия грузила-поплавки затопливаются, при этом нижний конец тюфяка погружается под воду и ложится на дно водотока. Анкерные опоры служат для установки и прикрепления основных несущих труб в створе перекрытия. Анкерные опоры выполняются в виде: а) плавучих трубчатых буюв с якорями, нагруженными камнем или бетонными массивами; б) жестких анкерных опор (на схеме не показаны).

Плавающие буи применяются при сравнительно малых скоростях течения потока (1,0—1,2 м/с). Для возведения таких опор на дно русла с барж предварительно отсыпается щебеночная подушка. На щебеночную подушку сбрасывается железобетонный или металлический "еж", сваренный из обрезков рельс, швеллеров, двутавра и т.д. К "ежу" прикреплен анкерный трос с плавающим буюм, "еж" пригружается камнем, тетраэдрами и прочими элементами с таким расчетом, чтобы сила гидродинамического давления воды, передаваемая тюфяком на анкерный

трос, не могла бы вырвать "еж" из обсыпки. Плавающие буи представляют собой обрезки труб с заваренными торцами. К буям приварены скобы из арматурного железа, к которым прикрепляется основная несущая труба. Связка буя с трубой осуществляется с помощью троса или цепи специального устройства.

При больших скоростях течения, превышающих 1,2 м/с, гидродинамические силы потока возрастают и якорь может вырваться из наброски. В этом случае наброску целесообразно выводить несколько выше поверхности воды и устраивать жесткое крепление опоры с основной несущей трубкой. Такая анкерная опора из каменной наброски одновременно служит струенаправляющим оголовком, обеспечивает потоку более плавное растекание. Кроме того, при этой опоре достигается более надежное крепление сетчато-хворостяного тюфяка в боковых частях, где торец тюфяка можно пригрузить камнем и прижать к поверхности опоры.

Сетчато-хворостяные тюфяки изготавливаются на берегу реки ниже створа перекрытия заранее, к ним прикрепляются несущие трубы и грузила-поплавки. Вся эта конструкция на плаву отбуксировывается вверх по течению к месту установки, где плавающая труба прикрепляется к анкерным опорам, а грузила-поплавки затопливаются. Одновременно производятся работы по пригрузке торца и нижней половины тюфяка щебнем или горной массой с помощью плавучего грейферного крана, установленного рядом с груженой баржей за намытой частью плотины. Кран равномерно, чтобы не порвать сетку, опускает щебень на тюфяк, постепенно нагружая его. После погружения нижней части тюфяка на дно реки производится дополнительная отсыпка щебня, особенно в передней части тюфяка, в районе предполагаемого возникновения вихрей, где могут образовываться местные размывы русла. Таким образом, щебень играет роль не только пригрузки тюфяка, но и укрепляет русло, предотвращая возможные размывы. Необходимое количество материала пригрузки и крепления, а также диаметры канатов, тросов определяются специальным расчетом.

Намыв плотины производится с верхней стороны сетчато-хворостяного тюфяка, желательно с большой интенсивностью подачи пульпы. После намыва плотины верхняя труба освобождается от анкерных опор, присоединяется к тросам буксирного катера и отводится в сторону нижнего бьефа. Используя подводную резку металла, часть стальных канатов и сетки можно

освободить от замытой части тюфяка и использовать в дальнейшем.

Отдельные секции тюфяков (№ 1, № 2 и т.д.) желательно соединять друг с другом. Для этого следует установить на плаву сразу несколько секций. Секции тросами соединяются между собой. После этого начинается затапливание нижней части тюфяка первой секции, затем второй; третья секция пока остается плавающей на поверхности воды. После намыва плотины в зоне первой секции тюфяка устанавливается четвертая секция, а нижний конец третьей секции затапливается и т.д. При малых конечных перепадах можно сетчато-хворостяным тюфяком перекрыть сразу весь створ и под защитой тюфяка намывать земляную плотину.

### Л и т е р а т у р а

1. Меламут Д.Л. и др. Перекрытие русла реки посредством расчленения перепада. — "Гидротехника и мелиорация", 1962, № 8. 2. Гурьев Б.Г. и др. Безбанкетное перекрытие Волги в створе Астраханского вододелителя. — "Гидротехническое строительство", 1974, № 7.

Н.С. Смоляк

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕРОЯТНОСТИ РАЗРАБОТКИ ЗЕМЛЕРОЙНЫМИ МАШИНАМИ ГРУНТОВ РАЗЛИЧНОЙ КАТЕГОРИИ НА ТЕРРИТОРИИ БССР

Дальнейшая интенсификация производства земляных работ требует глубокого изучения и тщательного учета природных условий, естественных ресурсов и их научно обоснованного использования. Важное значение для правильного выбора машин при механизации земляных работ имеет соответствие конструкции землеройной машины местным климатическим условиям. Учет местных климатических условий необходим не только при выборе режима работы, но и в эксплуатации, и при конструировании землеройных машин. Знание наиболее вероятных грунтов и их свойств по территории БССР с учетом ее зонирования дает возможность обоснованно проектировать и использовать землеройные машины.

Анализ соответствующего материала по территории БССР позволяет установить наиболее вероятные условия выполнения земляных работ на грунтах различной категории трудности разработки.

Гистограмма и плотность распределения вероятностей выполнения земляных работ землеройными машинами на грунтах различного вида по территории БССР приведена на рис.1 (Me = 2,53; D\* = 2,1;  $\bar{\sigma} = 1,58$ ;  $\sigma_M = 0,65$ ; V = 0,63).

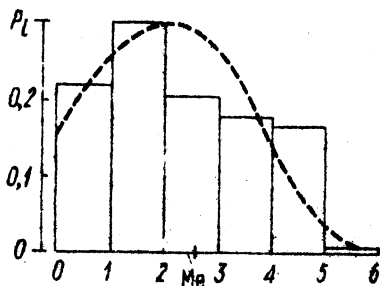


Рис.1. Гистограмма и плотность распределения вероятностей выполнения земляных работ землеройными машинами на грунтах различного вида по территории БССР.

Статистическое математическое ожидание  $Me = \sum x_i P_i$ .

Статистическая дисперсия  $D^* = \sum (x_i - \bar{x})^2 P_i$ .

Исправленное среднее квадратическое отклонение

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\left(\frac{n}{n-1}\right) D^*}$$

Среднее квадратическое отклонение разброса среднего результата Me относительно его истинного значения

$$\sigma_M = \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

Коэффициент вариации

$$V = \frac{\bar{\sigma}}{Me}$$

На территории БССР широко распространены песчаные грунты различных генетических типов. Южная часть Белоруссии расположена в зоне обширной приледниковой равнины, значительную часть которой занимает Белорусское Полесье. Это огромная (почти 1/3 территории республики), очень плоская, местами холмистая, сильно заболоченная, имеющая слабый наклон к востоку низменность. Сложена низменность древними ледниковыми, водно-ледниковыми и речными отложениями [1].

Установлено, что вероятность разработки песчаных и супесчаных грунтов по территории БССР равна 0,542; органогенных торфяных пород — 0,230.

В результате ряда исследований выявлен гранулометрический, химический и минералогический состав различных генетических типов песков. Медиана для крупных песков находится в пределах 0,5—1,6 мм, средней крупности — 0,25—0,65 мм, мелких — 0,1—0,35 мм, пылеватых — 0,05—0,2 мм.

Установлено, что у всех видов песков преобладает песчаная фракция, содержание которой изменяется от 85 до 100%. Для большинства образцов она сконцентрирована в интервале 0,25—1,0 мм, у некоторых образцов — в интервале 0,25—0,10 и 0,50—0,25. Содержание гравийной фракции достигает 8%, пылевой — 6%. Пылеватый песок содержит фракции менее 0,1 мм от 35 до 70% [2].

Анализ физико-механических свойств песчаных грунтов позволяет установить наиболее вероятные его показатели: угол внутреннего трения  $\varphi = 33-46^\circ$ , удельный вес  $\Delta = 2,61-2,66$  т/м<sup>3</sup>, объемный вес  $\gamma = 1,48-1,95$  т/м<sup>3</sup>, коэффициент пористости  $0,55 \leq \epsilon < 0,80$ .

В северной части республики распространены главным образом глинистые и суглинистые грунты. Вероятность суглинистых и глинистых грунтов по территории БССР равна 0,343.

Для холевых систем землеройно-транспортных машин по территории БССР характерна дерново-подзолистая почва с вероятностью 0,350, а также болотные и торфяно-болотные почвы с вероятностью 0,390.

Гистограмма и плотность распределения вероятностей почвообразующих пород по территории БССР приведена на рис.2 ( $M_e = 6,5$ ;  $D^* = 5,65$ ;  $\bar{\sigma} = 2,5$ ;  $\sigma_M = 0,79$ ;  $V = 0,39$ ).

В целом 60% территории республики занимают равнинно-низменные пространства, 10% — повышенные платообразные равнины и 30% — возвышенности. Равнинный характер рельефа

республики создает благоприятные условия освоения территории и механизации земляных работ, а также сооружения различных промышленных предприятий, искусственных водных путей, шоссейных и железных дорог.

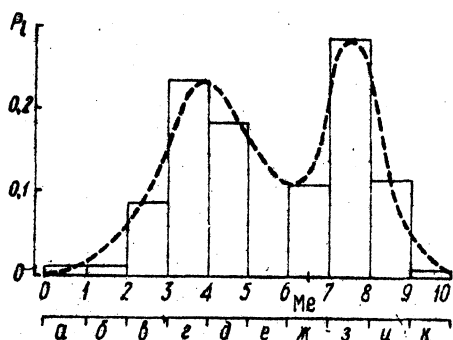


Рис. 2. Гистограмма и плотность распределения вероятностей почвообразующих пород по территории БССР:

а — золотые (дюнные) рыхлые пески; б — современный речной и озерный аллювий; в — древнеаллювиальные пески; г — органогенные торфяные породы; д — лессы; е — лессовидные водно-ледниковые породы; ж — лессовидные озерно-ледниковые отложения; з — водно-ледниковые валунные породы; и — морены; к — выходы мела, мергеля, известняков, доломитов, туфа.

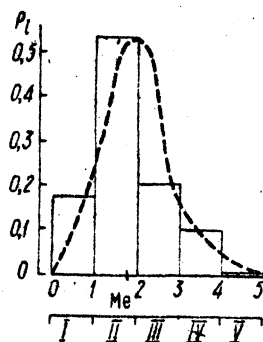


Рис. 3. Гистограмма и плотность распределения вероятностей выполнения земляных работ на грунтах различной категории трудности разработки по территории БССР.

Намечено дальнейшее развитие мелиоративных работ, которые будут продолжаться в различных районах республики с учетом сохранения водных ресурсов и их эффективного комплексного использования.

При определении параметров рабочих органов и выборе оптимальных режимов работы землеройных машин следует учитывать значительные расчленения рельефа, густую речную сеть, овраги и большое количество валунов во многих районах с моренно-холмистым рельефом.



Средняя глубина расчленения рельефа низменностей составляет 5—10 м, средние расстояния между соседними понижениями колеблются от 1 до 3 км, на каждые 100 км<sup>2</sup> приходится 6—10 км эрозионной сети. Средняя глубина расчленения возвышенностей нередко достигает более 20 м, густота расчленения в 3—4 раза больше, чем низин, протяженность эрозионной сети достигает 20—25 км на 100 км<sup>2</sup> территории. Максимальная амплитуда относительных высот достигает на отдельных участках высоких моренных гряд и возвышенностей 90 и даже 100 м.

Густота речной сети составляет 25 км на 100 км<sup>2</sup> при среднем коэффициенте извилистости русел 1,5. Наибольшая густота речной сети (свыше 30 км на 100 км<sup>2</sup>) наблюдается в районах возвышенностей, расположенных в центральной части республики. Наименьшая густота речной сети (менее 20 км на 100 км<sup>2</sup>) наблюдается в пределах Полесской низменности [1].

Особой формой рельефа, причиняющей значительный ущерб народному хозяйству республики (в частности, механизации земляных работ), являются овраги, которые распространены преимущественно на окраинных участках плато, особенно близ долин Днепра и Вихры в пределах Оршанско-Могилевской равнины, а также по крутым склонам наиболее крупных возвышенностей — Минской и Новогрудской.

Затрудняет хозяйственное освоение территории значительное распространение болот и избыточно увлажненных земель. Болотная растительность занимает около 5% территории республики, но болотный процесс почвообразования охватывает 38% всей площади. Среди моренных гряд, равнин и плато размещаются многочисленные озера и заболоченные низины. Значительные площади занимают "слабые" грунты (ил, торф, заторфованные грунты), которые переслаиваются линзообразно залегающими минеральными грунтами.

Поскольку в настоящее время идет интенсивное развитие жилищного, культурно-бытового и промышленного строительства на малопригодных для сельскохозяйственных целей массивах, расположенных в основном вдоль рек, на пониженных, заболоченных и заторфованных участках (в Полесской низменности они занимают около 44% территории), то необходимо учитывать при механизации земляных работ, что наличие грунтовой воды в пылеватых и мелких песках существенно влияет на их несущую способность и производство работ.

Интенсификация производства земляных работ в районах с пересеченной местностью и расчлененностью рельефа, а также

на избыточно увлажненных землях требует создания специальных землеройных машин, которые могли бы успешно передвигаться по наклонным поверхностям на так называемых "слабых" грунтах. В частности, такие машины необходимы для сооружения и ремонта дорог.

Установлено, что вероятность лессовых и лессовидных почвообразующих пород по территории БССР равна 0,419.

Для южной части республики характерен почво-грунт типа песчаного с вероятностью 0,315. Во многих районах Полесья встречаются песчаные дюны. В средней полосе — почвы супесчаного состава. Вероятность разработки почво-грунта типа супесчаного равна 0,227.

Районы дерновых средне- и слабо-оподзоленных супесчаных и песчаных почв наблюдаются на территории центральной Березинской равнины, Прибугской равнины, в южной части Оршанско-Могилевского плато.

Вероятность разработки моренных отложений, состоящих из валунных супесей, суглинков и глин, равна 0,406.

Водно-ледниковые породы распространены с вероятностью 0,291 во многих районах с моренно-холмистым рельефом, особенно в северо-западной и центральной частях республики. В отдельных районах количество валунов достигает до 500 м<sup>3</sup> на 1 га. Ими засорено почти 10% пахотных земель республики.

Гистограмма и плотность распределения вероятностей выполнения земляных работ на грунтах различной категории трудности разработки по территории БССР приведена на рис. 3 ( $M_e =$

1,93;  $D^* = 0,95$ ;  $\bar{\sigma} = 1,09$ ;  $\sigma_M = 0,49$ ;  $V = 0,56$ ).

Трудность разработки песков и супесей в немерзлом состоянии с учетом их влажностного режима относят ко второй категории трудности разработки [3].

Трудность разработки лессовых пород (включая гравийно-галечные породы) в немерзлом состоянии с учетом их влажностного режима лежит на границе между второй и третьей категориями.

Лёссы и лессовые отложения (покровные суглинки) представляют собой золотые отложения, подстилаемые толщей супесчаных грунтов, содержащих органические вещества и прослой заторфованного грунта и торфа, слоя ленточных глин и суглинков в текучем и текучепластичном состояниях и переходного слоя суглинков преимущественно в мягкопластичном состоянии.

Наличие растительных остатков в песках отрицательно сказывается на величине угла внутреннего трения грунта, который

постепенно снижается при медленном консолидированном сдвиге в водонасыщенном состоянии.

Эти обстоятельства следует учитывать при выборе режимов резания и определении сил, действующих на рабочий орган землеройной машины.

Установлено, что вероятность разработки грунта второй-третьей категории трудности равна 0,785, а второй категории — 0,552.

#### В ы в о д ы

1. Наиболее распространенными грунтами по территории БССР являются пески и супеси.

2. В тяговых расчетах землеройных машин необходимо ориентироваться на грунты второй-третьей категории трудности разработки.

3. Полученные рекомендации могут быть использованы при выборе землеройных машин с учетом эксплуатации их в наиболее вероятных грунтовых условиях, а также будут служить исходными данными для расчета рабочих органов землеройных машин.

#### Л и т е р а т у р а

1. Геология СССР. Т. 3. Белорусская ССР. М., 1971.
2. Голубев И. А., Морозова Л. К., Карамышев А. С. Прочностные и деформативные свойства песчаных оснований Белоруссии. -- В сб.: Материалы первой Республиканской конференции по строительству на пойменных территориях Белорусского Полесья. Гомель, 1974.
3. Справочник конструктора дорожных машин. М., 1973.

Ш. И. Брусиловский, Г. А. Писецкий

#### РАСЧЕТЫ НЕУСТАНОВИВШЕЙСЯ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ К КАНАЛАМ И ДРЕНАМ В ОДНООДНОМ ГРУНТЕ С УЧЕТОМ ОСУШИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ ВОДОПРОВОДЯЩЕЙ СЕТИ

Широкое распространение в мелиоративной практике получил систематический дренаж, работа которого в однородном грунте для простейших плановых схем довольно подробно изучена. Однако большая часть исследований касается лишь методов расчета дренажа для областей, представляющих в плане полосу (одномерные задачи). В практике же наряду с простейшими пла-

новыми схемами встречаются более сложные формы границ движения грунтовых вод.

При осушении систематической сетью каналов (дрен) осушаемый массив, ограниченный произвольным контуром, разрезается сетью каналов и дрен на элементарные участки, чаще всего имеющие форму прямоугольника. Выбор расположения каналов диктуется условиями рельефа местности, а расстояния между дренами (осушителями) назначаются, исходя из известных одномерных решений для полосы. При таком подходе к выбору расстояний между дренами осушительное действие каналов не учитывается, что является правомерным (ошибка в результатах расчета не превышает 5%) лишь при соотношении сторон прямоугольника более 5 [1].

В практике строительства мелиоративных систем довольно часто встречаются случаи, когда соотношение сторон прямоугольника (соотношение расстояний между проводящей сетью и регулирующей) меньше 5. Тогда пренебрежение учетом осушительного действия проводящих каналов приводит к значительным погрешностям в расчетах. Особенно это проявляется в условиях Полесья, когда мелкий торфяник подстилается хорошо водопроницаемыми песками.

На необходимость учета влияния водопроводящей сети указывается в работе [2], где дается также приближенное решение задачи по определению междренних расстояний с учетом осушительного действия проводящей сети для случая параллельного расположения каналов и дрен.

Более строгое решение аналогичной задачи для однородного грунта было получено авторами [3—4] как при параллельном, так и при перпендикулярном расположении проводящей и регулирующей сети. В первом случае в каналах принимались заданными снижения, а в дренах — заданными удельные расходы. Во втором случае как в каналах, так и в дренах (осушителях) считались известными горизонты воды. Полученные решения позволяют рассматривать не только расчет понижения уровня грунтовых вод, но и подъем его при подпочвенном увлажнении. Это особенно важно при проектировании осушительно-увлажнительных систем, когда необходимо определить параметры дренажа как по интенсивности снижения грунтовых вод, так и по условиям подъема их в засушливые периоды.

На практике наряду с заданием горизонтов воды в каналах и дренах часто необходим прогноз водного режима на мелиорируемых землях при задании горизонтов воды в каналах и расхо-

дов ее к дренам. Поэтому представляет интерес рассмотреть задачу при смешанных граничных условиях [3].

Если положить, что колебания грунтовых вод невелики по сравнению с их "мощностью", то для характеристики неустановившегося движения можно воспользоваться линеаризованным уравнением Буссинеска

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \bar{K}^2 \left( \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right) + \beta, \quad (1)$$

где  $\bar{K}^2 = \frac{KH_{\text{ср}}}{\delta}$ ;  $\beta = \frac{\epsilon}{\delta}$ ;  $H$  -- напор, м;  $t$  -- время, сут;  $\delta$  -- коэффициент водоотдачи при опускании грунтовых вод и свободная порозность при подъеме поверхности грунтовых вод;  $H_{\text{ср}}$  -- средняя мощность потока грунтовых вод;  $K$  -- коэффициент фильтрации;  $\epsilon$  -- интенсивность питания (испарения) уровня грунтовых вод.

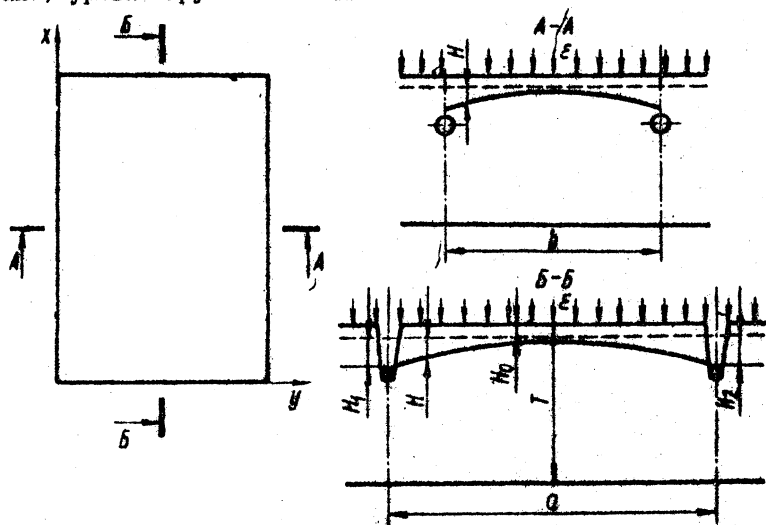


Рис. 1. Расчетная схема.

В соответствии с принятой схемой (рис.1) необходимо решить уравнение (1) при начальном

$$H(0, x, y) = H_0(x, y) \quad (2)$$

и граничных условиях:

$$\begin{aligned} H(t, 0, y) &= H_1(t, y), \quad H(t, a, y) = H_2(t, y), \\ \frac{\partial H(t, x, 0)}{\partial y} &= f_1(t, x), \quad \frac{\partial H(t, x, b)}{\partial y} = f_2(t, x), \end{aligned} \quad (3)$$

где

$$f_1(t, x) = \frac{q_1(t, x)}{KH_{\text{ср}}}, \quad f_2(t, x) = \frac{q_2(t, x)}{KH_{\text{ср}}}; \quad (4)$$

$q_1, q_2$  — заданные функции удельного расхода регулирующей сети.

Решение задач (1)—(3) найдем методом интегральных преобразований, сущность которого заключается в переходе к изображениям в уравнениях (1)—(3) сначала по временной координате  $t$ , а затем с помощью конечного интегрального преобразования [5] по пространственной координате  $y$ .

В результате получим обыкновенное дифференциальное уравнение

$$s \bar{H}(s, x, p) - K^2 \left[ \frac{\partial^2 \bar{H}}{\partial x^2} + p^2 \bar{H} + \frac{\bar{f}_2 - \bar{f}_1 \operatorname{ch} pb}{\operatorname{sh} pb} \right] = \bar{H} + \frac{\beta}{s} \quad (5)$$

с соответствующими граничными условиями

$$\bar{H}(s, 0, p) = \bar{H}_1(s, p), \quad \bar{H}(s, a, p) = \bar{H}_2(s, p). \quad (6)$$

Решение уравнения (5) при условиях (6) может быть записано в виде

$$\begin{aligned} H(s, p, x) &= \frac{H_1(s, p) \sin \frac{a-x}{K} \sqrt{Kp^2 - s} + H_2(s, p) \sin \frac{x}{K} \sqrt{Kp^2 - s}}{\sin \frac{b}{K} \sqrt{Kp^2 - s}} + \\ &+ \int_0^a R(s, x, p^2, \xi) F(s, p, \xi) d\xi, \end{aligned} \quad (7)$$

где  $R$  — функция Грина.

Формула (7) дает решение поставленной задачи в области изображений по переменным  $t$  и  $y$ . Переход к оригиналу относительно  $p$  осуществляется по формуле

$$H(s, x, y) = \frac{1}{2\pi i} \int_{c-i\infty}^{c+i\infty} e^{py} \bar{H}(s, p, x) dp. \quad (8)$$

Этот интеграл легко вычисляется с помощью теоремы Коши о вычетах. Переходя затем от полученного выражения к оригиналу относительно  $s$ , получим искомое решение уравнения (1), которое при условиях (2), (3) имеет довольно громоздкий вид и поэтому здесь не приводится. Остановимся подробнее лишь на одном частном случае рассматриваемой задачи, когда функции, входящие в начальные и граничные условия, являются некоторыми постоянными, кроме того  $H_1 = H_2$ ,  $q_1 = q_2$ ,  $H_0 = 0$ .

При таких предпосылках решение уравнения (1) будет иметь довольно простой вид

$$H(\tau, \xi, \eta) = \frac{a^2 \xi}{K^2 \delta} A_1 + H_1 A_2 + \frac{q_1 a l}{K h_{cp}} (2A_1 + A_3), \quad (9)$$

где

$$A_1 = \frac{4}{\pi^3} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\sin[\pi(2m+1)\xi]}{(2m+1)^3} (1 - e^{-\pi^2(2m+1)^2\tau}); \quad (10)$$

$$A_2 = 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\sin[\pi(2m+1)\xi]}{(2m+1)} e^{-\pi^2(2m+1)^2\tau};$$

$$A_3 = \frac{16l}{\pi^3} \sum_{m=0}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos 2\pi n \eta \sin[\pi(2m+1)\xi]}{(2m+1) [(2m+1)^2 + 4n^2 l^2]} \times$$

$$\times (1 - e^{-\pi^2 [(2m+1)^2 + 4n^2 l^2] \tau});$$

$$\xi = \frac{x}{a}, \quad \eta = \frac{y}{b}, \quad l = \frac{a}{b}, \quad \tau = \frac{k^2 t}{a^2}. \quad (11)$$

Полученные формулы имеют вид, поддающийся табулированию с использованием ЭЦВМ. Для примера, приведенного на рис. 2, даны значения коэффициентов  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  в зависимости от

$\tau$  и 1 для  $\xi = \eta = 0,5$ . По формулам (10), (11) можно производить необходимые расчеты по определению динамики грунтовых вод в любой точке внутри прямоугольника как для снижения уровня грунтовых вод (осушение), так и для подъема их (увлажнение).

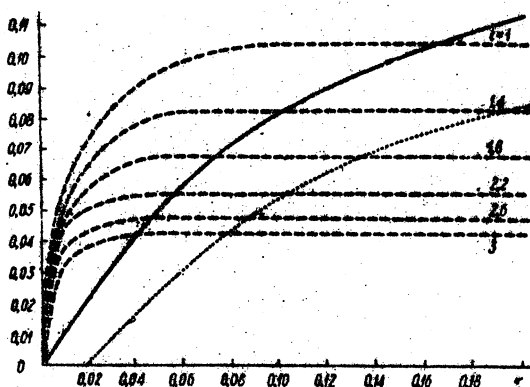


Рис. 2. График функций  $A_1$  (сплошная линия),  $A_3$  (штриховые),  $1/10 A_2$  (пунктир.) (для любого  $\tau$  значения функции  $A_3$  следует умножить на  $-1$ ).

Так как формула (9) была получена в предположении постоянного дренажного расхода, а в действительности расход дрен является функцией времени, то при расчетах следует пользоваться ступенчатым графиком, разбивая расчетный интервал времени  $[0, t]$  на элементарные участки точками  $t_i$  и принимая на каждом таком участке  $[t_i, t_{i+1}]$  расход постоянным, равным среднему на этом участке. Воспользоваться имеющимися теоретическими зависимостями применительно к нашей задаче нет возможности, так как все они предполагают задание постоянного понижения уровня воды в дренах или же постоянного притока к дренам.

Наиболее приемлемой для нашей схемы является формула по расчету удельного дренажного стока в условиях неустановившегося движения [6]



$$q = \frac{0,845 K b_2 d \beta}{A} \left( \frac{Kt}{A \delta b} \right)^{\beta-1} \exp \left[ -\alpha \left( \frac{Kt}{A \delta b} \right)^\beta \right] \quad (12)$$

где  $b_2$  -- начальная высота горизонтального уровня грунтовой воды над плоскостью укладки дрен в начальный момент времени;  $K$  -- коэффициент фильтрации;  $\delta$  -- коэффициент водоотдачи;  $b$  -- расстояние между дренами;  $A, d, \beta$  -- параметры, значения которых определяются по специальным таблицам и графикам, приведенным в работе [6].

Чтобы воспользоваться формулой (12) для нашего случая, необходимо найти величину среднего расхода на каждой элементарной ступеньке длиной  $t_{i+1} - t_i$ . Очевидно, величину среднего расхода за промежуток времени  $t_{i+1} - t_i$  можно найти по формуле

$$\bar{q} = \frac{1}{t_{i+1} - t_i} \int_{t_i}^{t_{i+1}} q(\tau) d\tau.$$

Вычислив интеграл, получим

$$\bar{q} = \frac{0,845 b_2 \delta b}{t_{i+1} - t_i} \left[ e^{-\alpha \left( \frac{Kt_i}{A \delta b} \right)^\beta} - e^{-\alpha \left( \frac{Kt_{i+1}}{A \delta b} \right)^\beta} \right]. \quad (13)$$

На основе многочисленных расчетов было установлено, что удобнее всего разбивать расчетный интервал времени  $[0, t]$  на два интервала  $[0, t_{\text{крит}}]$  и  $[t_{\text{крит}}, t]$ , где  $t_{\text{крит}}$  -- значение времени, при котором получается максимальное значение расхода (12). Значение  $t_{\text{крит}}$  легко найти, если продифференцировать выражение (12) по  $t$  и приравнять нулю. В результате

$$t_{\text{крит}} = \frac{A \delta b}{K} \left[ \frac{1}{\alpha} \left( 1 - \frac{1}{\beta} \right) \right]^{\frac{1}{\beta}}. \quad (14)$$

По формуле (13) находим значение расхода для этих интервалов времени.

Если принять положение летнего минимума за начальное положение уровня грунтовых вод (т.е. отсчет вести от этого

минимума) и положить  $q_1 = 0$ , то подъем поверхности грунтовых вод будет равен

$$H(\xi, \tau) = \frac{a^2 \xi}{K^2 \delta} A_1, \quad (15)$$

где  $A_1$  определяется по формуле (10).

После длительной инфильтрации поверхность грунтовых вод достигает установившегося положения ( $t = \infty$ ) и максимальный подъем поверхности грунтовых вод в любой точке  $\xi$  будет равен

$$H(\xi) = \frac{a^2 \epsilon \xi}{2K^2 \delta} (1 - \xi), \quad (16)$$

а посредине между каналами

$$H = \frac{a^2 \epsilon}{8KT}, \quad (17)$$

что хорошо известно из формулы Кене.

Если положить  $q_1 = 0$  и  $\epsilon = 0$ , то получим известную формулу С.Ф. Аверьянова

$$H(\xi, \tau) = H_1 A_2 \quad (18)$$

по определению динамики грунтовых вод между двумя каналами.

Общей характеристикой динамики грунтовых вод на осушаемом массиве является величина среднего снижения. Для ее нахождения проинтегрируем функцию  $H(\tau, \xi, \eta)$ , определяемую формулой (9), по  $\xi, \eta$  от 0 до 1. В результате получим

$$\bar{H}(\tau) = \frac{a^2 \epsilon}{K^2 \delta} \bar{A}_1 + H_1 \bar{A}_2 + \frac{2q_1 a l}{K h_{cp}} \bar{A}_1, \quad (19)$$

где

$$\bar{A}_1 = \frac{1}{12} - \frac{8}{\pi^4} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-\pi^2(2m+1)\tau}}{(2m+1)^4},$$

$$\bar{A}_2 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{e^{-\pi^2(2m+1)^2\tau}}{(2m+1)^2} \quad (20)$$

Все изложенное относится к расчетам фильтрации воды к совершенным каналам и дренам. Если каналы (дрены) несовершенны, то в расчетные зависимости следует ввести поправку на несовершенство. Это можно сделать путем уточнения безразмерного времени  $\tau$ , умножив его на коэффициент "висячести"  $\alpha$ , который определяется по формулам С.Ф. Аверьянова [7]. Более полно учесть несовершенство дренажа можно путем исправления линейных размеров потока на величину  $2\Phi$ , которая определяется по формуле [1]

$$\Phi = -0,6366 T \ln \sin \frac{\pi b_1}{2T} \quad (21)$$

где  $b_1$  — глубина каналов (глубина заложения дрен).

Для дренажных труб, размеры которых значительно меньше мощности пласта, практически можно считать

$$\Phi_g = 0,73 \lg \frac{2T}{\pi d} \quad (22)$$

Тогда в зависимостях (9)—(11) и (19)—(20) вместо  $a$  и  $b$  следует ввести  $a^*$  и  $b^*$ , которые будут определяться по формулам

$$a^* = a + 2\Phi \quad b^* = b + 2\Phi_g \quad (23)$$

Пример расчета. Рассмотрим динамику уровня грунтовых вод на участке, имеющем в плане форму прямоугольника, который осушается горизонтальным систематическим дренажем с расстоянием между дренами  $b = 200$  м и водопроводящими каналами глубиной  $b_1 = 2,5$  м, расстояние между которыми  $a = 500$  м. Дрены диаметром  $d = 0,1$  м заложены на глубину  $b_2 = 1,2$  м. Требуется определить снижение уровня грунтовых вод в центре массива за промежуток времени  $t = 10$  сут при следующих исходных данных:  $K = 2,5$  м/сут;  $\delta = 0,05$ ;  $H_1 = 1,5$  м;  $T = 50$  м. В начальный момент времени поверхность грунтовых вод предполагается горизонтальной и расположенной у поверхности земли.

Расчет начинаем с определения средней величины дренажного расхода за промежуток времени  $t = 10$  сут. Для этого по специальным графикам, приведенным в [8], находим, что для условий рассматриваемой задачи параметры  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $A$ , входящие в формулу (13), будут равны  $\alpha \approx 0,94$ ;  $\beta \approx 1,16$ ;  $A \approx 7,8$ .

Расход находим по формуле (13)

$$\bar{q} = \frac{0,845 \cdot 1,2 \cdot 0,05 \cdot 200}{10} (1 - 0,78) \approx 0,223 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

Далее определяем дополнительные сопротивления на несовершенство каналов и дрен.

Для каналов по формуле (21) получаем

$$\Phi_k = -0,6366 \cdot 50 \ln \sin \frac{3,14 \cdot 2,5}{2 \cdot 50} = 81 \text{ м.}$$

Для дрен по формуле (22) находим

$$\Phi_g = 0,73 \cdot 50 \cdot \lg \frac{2 \cdot 50}{3,14 \cdot 0,1} = 91 \text{ м.}$$

Линейные размеры по (23) будут равны

$$a^* = 500 + 2 \cdot 81 = 662 \text{ м, } b^* = 200 + 2 \cdot 91 = 382 \text{ м,}$$

$$t^* = \frac{662}{382} = 1,76, \quad \xi = \eta = 0,5.$$

Коэффициент преезопроводности  $\bar{K}^2 = \frac{2,5 \cdot 50}{0,05} = 2500 \text{ м}^2/\text{сут.}$

По формуле (11) будем иметь  $\tau = \frac{2500 \cdot 10}{662 \cdot 662} \approx 0,057$ .

Находим, что для  $\tau = 0,057$   $A_1 = 0,056$ ,  $A_2 = 0,28$ ,  $A_3 = -0,068$  (рис. 2).

По формуле (9), положив  $\epsilon = 0$ , определим искомое снижение уровня грунтовых вод

$$H = 1,5 \cdot 0,28 + \frac{0,223 \cdot 662 \cdot 1,76}{2,5 \cdot 50} (2 \cdot 0,056 - 0,068) \approx 0,55 \text{ м.}$$

## Л и т е р а т у р а

1. Васильев С. В. и др. Методы фильтрационных расчетов гидромелиоративных систем. М., 1970.
2. Ивицкий А. И. Теория расчета расстояний между дренами с учетом осушительного действия проводящей сети. — ДАН БССР, 1968, т. 12, № 11.
3. Брусиловский Ш. И., Писецкий Г. А. Определение динамики грунтовых вод на осушаемых землях при взаимно-перпендикулярном расположении водопроводящей и регулирующей сетей. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 3. Минск, 1973.
4. Брусиловский Ш. И., Писецкий Г. А. Определение динамики грунтовых вод между дренами с учетом осушительного действия водопроводящих каналов при параллельном расположении каналов и дрена. — В сб.: Водное хозяйство Белоруссии. Вып. 4. Минск, 1974.
5. Лыков А. В., Иванов А. В. Конечные интегральные преобразования и их применение к решению задач теплопроводности. — В сб.: Тепло- и массообмен в процессах испарения. М., 1958.
6. Radcenko J. Drenážny adtok pri neustálenom prúdeni podzemnej vody k drémom. — "Vodohosp. Casopis", 1973, ročník XXI, с. 3-4.
7. Аверьянов С. Ф. Расчет понижения и подъема грунтовых вод при осушении системой каналов (дрен). — "Гидротехника и мелиорация", 1957, № 12.

В. К. Свистунов

### СОПРОТИВЛЯЕМОСТЬ КРУПНОЗЕРНИСТОЙ ПРИГРУЗКИ РАЗМЫВУ РУСЛОВЫМ ПОТОКОМ

Наиболее рациональным креплением каналов осушительно-увлажнительных систем, работающих в условиях переменного уровня, являются крепления из хорошо фильтрующих крупнозернистых материалов: щебня, гальки, гравия, крупнопористых бетонных плит и т. д. Особенностью креплений каналов двустороннего действия является то, что они должны обеспечивать своевременное поступление воды в почву из наполненного канала, а также предупреждать возможную деформацию откосов, вызываемую воздействием фильтрационного давления [1] при интенсивном опускании горизонта воды во время опорожнения канала. Кроме того, пригрузка откосов фильтрующим материалом должна противостоять размывающему действию поверхностного и руслового потоков, которые в условиях шлюзования формиру-

ются несколько иначе, чем при работе каналов в обычном гидрологическом режиме.

При сбросе воды из заполненного канала через отверстие подпорного сооружения скорости потока возрастают по мере приближения к гидротехническому сооружению, так как при этом будет очевидной кривая спада уровня воды в канале. Скорости могут достигать различной величины в зависимости от интенсивности спада горизонта воды в канале [2], которую можно задать, сообразуясь с геологическими особенностями откосов, конструктивными параметрами канала и водовыпускного сооружения.

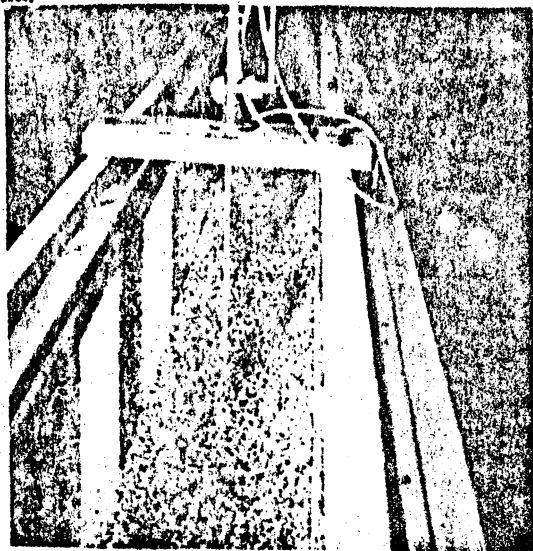


Рис. 1. Исследование устойчивости пригрузки канала против размывающего действия руслового потока в гидравлическом лотке.

С целью установления допустимых скоростей на размыв в зависимости от величины диаметров фракций фильтрующей пригрузки, уложенной на дне и откосах каналов, находящихся в условиях переменного уровня, нами проводились опыты в гидравлическом лотке длиной 15 м, шириной 0,4 м, высотой 0,8 м (рис. 1). Гравий отсортировывался по фракциям со следующими диапазонами диаметров зерен: 1,5—2,0, 1,0—1,5, 0,7—1,0, 0,25—0,7 см. После механического анализа гравий укладывался на откосы и дно сифонированного в лотке канала.

Для каждого диапазона диаметров зерен гравия проводилась серия опытов с различными заложениями откоса  $m$ , глубинами потока и ширинами канала по дну. Тщательно планировали откосы и дно канала на всем протяжении лотка. Глубины потока задавали в пределах  $(\frac{1}{2} - \frac{1}{5})$  ширины канала по дну, т.е. создавали условия, близкие к натурным. Уклон канала устанавливали с помощью автоматического подъемника. В процессе опытов измеряли глубины потока при помощи мерных игл, установленных на расстоянии 3, 5, 7, 9, 12 м от входного отверстия в лотке. Причем глубины потока создавали не более глубины канала, т.е. поток шел на уровне бровок откоса или чуть ниже. Скорости измеряли трубкой Пито на семи скоростных ординатах по поперечному сечению потока. Поступающий расход фиксировали по мерному водосливу, при этом одновременно измеряли температуру воды для установления кинематического коэффициента вязкости.

Для количественной оценки передвигаемых по дну крупнозернистых наносов в конце лотка была устроена ловушка для осаждения зерен гравия. После каждого опыта снесенный гравий взвешивался и производился дальнейший анализ гранулометрического состава снесенного материала пригрузки, определялись плотность и объемная масса гравия. Опыты проводили при скоростях потока, соответствующих следующим стадиям движения наносов: а) первые сдвиги зерен гравия; б) сплошное передвижение в момент начала образования песчаных волн.

Следует отметить, что в зависимости от превалирующего параметра потока, т.е. большей ширины или большей глубины при прочих равных условиях, и происходили первые сдвиги зерен гравия, а затем размыв дна или откосов.

При малой глубине  $H$  и большой ширине потока  $B$  (расплывающийся поток) интенсивной деформации подвергалось в основном дно, в то время как частицы на откосе находились в относительно устойчивом положении. Наоборот, при большой глубине и малой ширине потока (суженное русло) наблюдалась преобладающая деформация откосов.

Для оценки направления деформации откоса или дна канала нами были применены зависимости для расчета основных морфометрических характеристик речного русла  $B$  и  $H$ , которые имеют вид [3]

$$B = 0,458 \frac{Q^{0,5}}{d^{0,1} I^{0,25}}, \quad (1)$$

$$H = 0,232 \frac{Q^{0,25} d^{0,125}}{I^{0,125}} \quad (2)$$

М.А.Великанов [4] дает следующую интерпретацию этих зависимостей:

$$B = 3,4 \left( \frac{Q}{\sqrt{gJ}} \right)^{\frac{2}{5}}, \quad (3)$$

$$H = 0,073 \left( \frac{Q}{\sqrt{gJ}} \right)^{\frac{3}{8}}. \quad (4)$$

Анализ направления деформации русла канала заключается в следующем: если по расчету  $B$  получается большим, чем в опыте, то должен размываться откос, если  $B$  меньше опытного значения, то деформации подвергается дно. Соблюдение такой закономерности мы наблюдали почти во всех опытах, проведенных в гидравлическом лотке на моделях канала, закрепленного крупнозернистой фильтрующей пригрузкой. И хотя зависимости для определения морфометрических характеристик и выведены рядом авторов для естественных водотоков, все же для предварительной оценки направленности того или иного вида деформации каналов, смоделированных в лабораторных условиях, применять их можно с достаточной точностью.

Вопросу определения начальной сдвигающей и срывающей скоростей посвящено довольно много исследований, однако вполне надежных цифр для характеристики этих скоростей, как считает М.А.Великанов [4], дать еще нельзя. Также нет достаточно обоснованных разработок устойчивости против размыва зерен пригрузки, находящейся на откосе.

Как известно, на твердую частицу, покоящуюся на дне канала, действуют следующие силы: лобовое давление потока, связанное с ее обтеканием, подъемная сила, являющаяся результатом разности скоростей выше и ниже частицы, сила тяжести и "архимедова" сила. Такие же силы будут действовать на частицу, находящуюся на откосе канала, но при этом вес частицы и пригружающее усилие необходимо разложить на две составляющие, одна из которых направлена по нормали к откосу, другая — вниз по откосу. Поэтому частица на откосе будет находиться в менее устойчивом положении, чем на дне при прочих равных условиях. При этом необходимо учитывать две



важнейшие морфометрические характеристики речного русла: ширину  $B$  и глубину  $H$ . Вообще говоря, можно смоделировать русло таких размеров, что при относительно небольшой глубине потока и большой его ширине, деформация русла начнется со дна, в то время как откосы будут находиться в устойчивом положении.

В наших опытах при отношении  $\frac{B}{H} = 2,5-5,0$  отдельные сдвиги гравия всегда происходили раньше на дне канала и только при увеличении уклона или расхода начинались отдельные срывы зерен пригрузки с откоса при сплошном влечении частиц по дну. При отрыве отдельные зерна гравия перемещались в плоскости откоса к его подошве под углом  $30-40^\circ$  к оси потока. Скатившуюся к основанию откоса частицу вовлекает в движение перемещающийся по дну поток зерен пригрузки. При таких соотношениях  $\frac{B}{H}$  и скоростях потока, соответствующих началу срыва отдельных зерен со дна, не было обнаружено влияние коэффициента заложения откоса, который мы устанавливали в пределах от  $m = 1,2$  до  $m = 2,4$ , на устойчивость частиц пригрузки, находящихся на откосе.

Совершенно другая картина наблюдается при соотношениях морфометрических характеристик  $\frac{B}{H} < 2,5$  и донных скоростях, соответствующих началу трогания частиц. Так, в смоделированном канале с параметрами  $B = 13$  см,  $H = 5,7$  см,  $m = 1,8$  при пропуске расхода  $Q = 6$  л/с отдельные срывы гравия  $d_p = 0,7$  см начались несколько раньше с откоса, чем со дна. Замеренные скорости, соответствующие этой характеристике движения частиц, имели следующие значения: на откосе  $v_o = 0,267$  м/с, на дне канала  $v_d = 0,335$  м/с. Как видим, скорость отрыва частицы с откоса меньше, чем со дна.

При увеличении коэффициента откоса количество сорванных зерен гравия с откоса и дна начинает сравниваться, т.е. можно сказать, что на пологом откосе частица гравия более устойчива и для ее отрыва необходимо воздействие скорости, близкой к скорости трогания частицы со дна канала. Можно создать такой канал, у которого сопротивляемость поперечного сечения размываемому действию потока будет одинакова по всему смоченному периметру, т.е. возможно сечение канала, близкое к гидравлически наиболее выгодному. К такому сечению обычно и стремятся при проектировании мелиоративных каналов. Но не всегда по геологическим условиям можно смоделировать гид-

гидравлически наиболее выгодный профиль без применения соответствующего крепления канала. Особенно это относится к созданию устойчивого профиля канала в несвязных грунтах. И в ряде случаев проектировщики стремятся к более устойчивому сечению, обеспечивая прочность канала применением всевозможных технически обоснованных и экономически более выгодных типов креплений.

Для анализа полученных величин скоростей руслового потока, соответствующих началу срывов отдельных зерен гравия на дне и откосах, а также для условий сплошного влечения наносов нами проведены вычисления скоростей движения жидкости по известным формулам.

По В.Н.Гончарову [4], срывающая придонная скорость на 25% выше гидравлической крупности и ее можно вычислить для частиц крупностью более 1,5 мм по формуле:

$$\rho_S u_c = 1,02 \sqrt{agD}, \quad (5)$$

где  $a = \frac{\rho_S}{\rho} - 1$ ,  $\rho_S$ ,  $\rho$  -- плотность соответственно частиц и воды.

Г.И.Шамов [4] дает формулу, которая после пересчета ее к придонному слою имеет вид

$$u_c = 1,14 \sqrt{agD}. \quad (6)$$

Для условия статической устойчивости частиц, слагающих русло, В.С.Кнороз [5] приводит выражение, исходя из квадратичного закона сопротивления жидкости, в следующем виде:

$$u_o = 1,3 \left( \lg 14,7 \frac{R}{d^{0,75}} \right) \sqrt{gd}, \quad (7)$$

где  $u_o$  -- скорость в слое на расстоянии от дна, равном средней крупности частицы.

С.К.Ревяшко [6], исследуя размываемость грунтов, пришел к выражению для определения нижней границы донной скорости, соответствующей началу трогания отдельных частиц:

$$v'_g = \frac{10^{9,52}}{10^{18,4} n'} \left( \frac{d}{\nu} \right)^{2n'-1} \left( \frac{\gamma_H - \gamma}{\gamma} g d_p \right)^{n'}; \quad (8)$$

$$n^1 = \frac{3,77 + D}{5,65 + 2,225D}; \quad (9)$$

$$D = \ln \left( \frac{\gamma_n - \gamma}{\gamma} \text{gd}_p \right) - \frac{2}{3} \ln (g \nu), \quad (10)$$

где  $\gamma_n$  -- плотность наносов;  $\gamma$  -- плотность воды.

За расчетный диаметр для отдельных диапазонов зерен гравия принимался диаметр наиболее крупнозернистой фракции, содержание которой в смеси составляло для условий начала трогания отдельных частиц грунта 15%, т.е.  $d_{15}$ .

В методических указаниях [6] приводится графическая интерпретация кинематического состояния подвижных частиц песчаных грунтов, по которой можно сравнить замеренные опытные скорости для различного диаметра зерен пригрузки, характерные определенной стадии движения частиц. Кроме того, указаны четыре области, в пределах которых укладываются скорости, соответствующие неподвижности донных наносов, безгрядовому перемещению, движению наносов в виде донных гряд и взвешиванию частиц. Надо отметить, что опытные скорости, соответствующие первым срывам зерен гравия на дне укладывались в верхней границе области неподвижности донных наносов. Здесь же заметим, что с опытными данными хорошо согласуются величины донных скоростей, вычисленные по формулам В.Н. Гончарова и Г.И. Шамова для мелкозернистых фракций. Они уменьшаются для крупнозернистых фракций (табл.1). Вычисленные значения для неразмывающих скоростей по формуле В.С. Кнороза получаются несколько завышенными для диаметров зерен гравия 0,25--1,0 см и приближаются к опытным данным для диаметров гравия 1,5--2,0 см. Наиболее близкие значения с опытными данными для всех диапазонов фракций зерен гравия дает формула С.К. Ревяшко для донных скоростей, соответствующих началу трогания отдельных зерен грунта.

Сравнивая опытные скорости начала трогания отдельных частиц со дна и откосов, можно подчеркнуть, что для срыва зерен пригрузки с откоса достаточно скорости на 10--30% меньшей, чем при трогании частицы на дне канала (табл.2). Данное положение необходимо учитывать при проектировании каналов, закрепленных крупнозернистой фильтрующей пригрузкой.

С учетом предельного равновесия размывающего действия руслового потока и сопротивления верхнего слоя грунта размыв-

бу А.Ф.Печкуровым [7] выведена зависимость для коэффициента сил трения на контакте грунта с потоком. Для несвязных грунтов при  $\varepsilon + 1 \approx \frac{\delta}{\delta} - 1$  и  $C_c = 0$  критерий устойчивости русла

имеет вид

$$f_H \approx \frac{HI}{d}, \quad f_R \approx \frac{RI}{d}, \quad (11)$$

где  $f_H = 0,09$  для начала влечения потока.

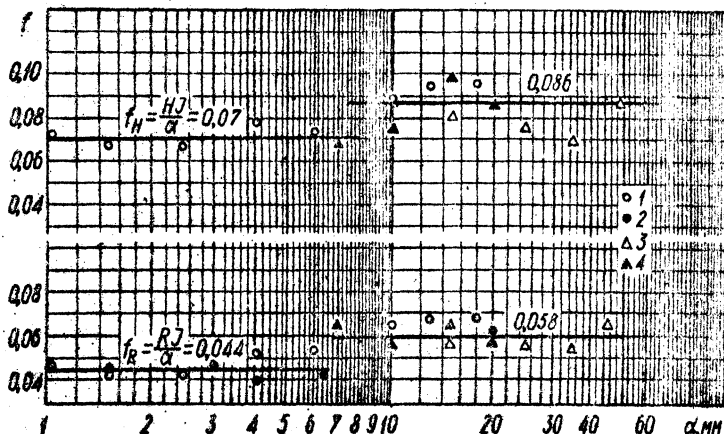


Рис. 2. Критерий устойчивости дна русла, закрепленного крупнозернистой пригрузкой, для стадии движения наносов, соответствующей началу трогания отдельных зерен гравия: 1, 2, 3, 4 — соответственно данные С.К.Ревяшко [4], В.С.Кнороза [5], И.И.Можжея [8], В.К.Свистунова [1, 2].

Вычисленные значения по этим зависимостям в наших опытах а также данные, полученные С.К.Ревяшко, В.С.Кнорозом, И.И.Можжеем, приведены на рис.2. Анализируя опытные величины для критерия устойчивости русла вначале трогания отдельных зерен гравия можно заметить, что  $f_H = 0,086$  в диапазоне диаметров от 10 до 50 мм и  $f_H = 0,07$  для  $d = 1-10$  мм. Для значений коэффициента сил трения  $f_R$  также сделано искусственное разграничение по отдельным диаметрам зерен пригрузки. В пределах  $d = 6-50$  мм  $f_R$  постоянен и

Таблица 1

№ п/п.	I	d, см	B, см	H, см	m	$\frac{B}{H}$
1	2	3	4	5	6	7
на дне						
1	0,018	1,5-2,0	40	9,4	-	-
2	0,018	1,5-2,0	40	9,0	-	-
3	0,022	1,0-1,5	17	6,7	1,43	2,5
4	0,013	0,7-1,0	19	5,8	1,48	3,3
5	0,015	0,25-0,7	20	4,0	1,72	5,0
6	0,013	0,25-0,7	13	5,7	1,8	2,3
на откосе						
7	0,024	1,0-1,5	18	8,0	1,17	2,3
8	0,018	0,7-1,0	20	5,4	1,67	3,7
9	0,012	0,25-0,7	20	5,2	1,83	3,8
10	0,016	0,25-0,7	20	4,3	1,72	4,6
11	0,01	0,25-0,7	17	5,8	1,7	2,9
12	0,013	0,25-0,7	13	5,7	1,8	2,3

Примечание. Звездочками отмечены скорости в средней зоне откоса, замеренные во время сплошного влечения зерен гравия по дну.

Таблица 2

№ п/п.	Скорости по данным опытов		Диаметр зерен гравия d, см	Донная скорость, вычисленная по формулам		
	на дне канала	на откосе канала		В.Н. Гончарова	Г.И. Шамова	С.К. Ревяшко
1	2	3	4	5	6	7
1	0,80	0,605	1,5-2,0	0,584	0,654	0,80
2	0,75	0,582	1,5-2,0	0,584	0,654	0,80
3	0,553	0,383	1,0-1,5	0,507	0,566	0,57
4	0,462	0,360	0,7-1,0	0,413	0,462	0,45
5	0,346	0,312	0,25-0,7	0,346	0,387	0,37
6	0,389	0,310	0,25-0,7	0,346	0,387	0,37
7	0,285	0,236	0,25-0,7	0,346	0,387	0,37
8	0,335	0,267	0,25-0,7	0,346	0,387	0,37

Q, л/с	v, м/с	$v \cdot 10^{-6}$	Донные скорости, вычисленные по формулам			
			В.Н. Гончарова	Г.И. Шамова	С.К. Ревяшко	В.С. Кнороза
8	9	10	11	12	13	14
канала						
39,0	0,80	1,174	0,584	0,654	0,80	0,716
37,0	0,75	1,208	0,584	0,654	0,80	0,708
11,0	0,553	1,116	0,507	0,566	0,57	0,583
9,0	0,462	1,034	0,413	0,462	0,45	0,518
5,0	0,346	1,034	0,346	0,387	0,37	0,428
6,0	0,335	1,034	0,346	0,387	0,37	0,428
канала						
16,0	0,393	1,061	0,507	0,566	0,57	0,623
10,0	0,360*	1,034	0,413	0,462	0,45	0,508
7,0	0,312*	1,034	0,346	0,387	0,37	0,458
7,0	0,310*	1,034	0,346	0,387	0,37	0,436
7,3	0,236*	1,034	0,346	0,387	0,37	0,468
6,0	0,267	1,034	0,346	0,387	0,37	0,455

зоне откоса, замеренные во время сплошного влечения

сленная лам В.С. Кнороза	Отклонение донной скорости от приоткосной				
	$\frac{v - v_0}{v} \cdot 100\%$				
	п.2-п.3	п.5-п.3	п.6-п.3	п.7-п.3	п.8-п.3
8	9	10	11	12	13
0,716	24,4	-3,5	7,5	24,4	15,5
0,708	22,4	0,3	11,0	27,2	17,8
0,623	28,9	42,2	30,5	31,0	36,9
0,508	22,1	12,8	22,1	20,0	29,1
0,458	9,8	9,8	19,4	15,7	31,9
0,436	20,3	10,4	19,9	16,2	28,9
0,468	17,2	31,8	39,0	36,2	49,6
0,455	17,3	22,8	31,0	27,8	41,3

равен в среднем 0,058. Для мелких фракций гравия  $f_R$  снижается до 0,044. Такая аппроксимация явилась следствием разброса опытных точек для крупных и мелких фракций гравия. В действительности, опытные точки, полученные И.И.Можжеем [8], который работал с крупными фракциями щебня  $d = 10-50$  мм, на графике легли около значений  $f_n = 0,08$  и  $f_R = 0,056$ .

Для мелких фракций грунта от 7 до 1 мм у С.К.Ревяшко и В.С.Кнороза опытные точки снижаются до средних значений  $f = 0,07$  и  $f_R = 0,044$ .

Останавливаясь на формировании русла, закрепленного крупнозернистой пригрузкой, можно отметить, что наиболее интенсивно русло переформируется во время движения потока со скоростями, соответствующими сплошному влечению донных наносов. Процесс переформирования сопровождается перемещением зерен гравия по дну по направлению потока и отрывом фракций с откосов и переносом продуктов смыва к их основанию. В одних местах происходит вымыв зерен гравия со дна и влечение его потоком, в других — отложение продукта размыва. При отрыве зерен с откоса происходит постепенное уположивание откоса и в конечном итоге он приобретает парабо-

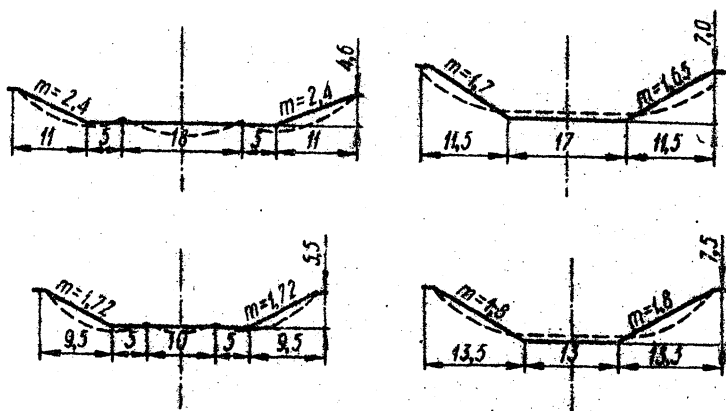


Рис. 3. Деформация канала, закрепленного гравием ( $d = 0,25-0,7$  см), после проведения опыта.

лическую форму. Интересно отметить, что дно при этом получается бугристым, если рассматривать поперечное сечение потока (рис. 3).

Таблица 3

Диаметр зерен гравия, см		1,5--2,0	1,0--1,5	0,7--1,0	0,25--0,7
Расход влекомых наносов, кг/с	по данным опытов по	0,0106	0,0029	0,00181	0,00136
	формуле (12)	0,021	0,0079	0,00272	0,00454

Транспортирующую способность потока или расход влекомых наносов можно определить по выражению [7] :

$$q_c = (f_H - f_0) \gamma_{\Delta} Q I, \quad (12)$$

где  $f_H$  — критерий устойчивости русла, определяемый по формуле (11);  $\gamma_{\Delta}$  — объемная масса воды;  $Q$  — расход;  $I$  — уклон водотока;  $f_0 = 0,08$ .

Надо отметить, что по опытным данным расход влекомых наносов для скоростей, отнесенных к сплошному влечению зерен по дну, получился меньше расхода, определенного по формуле (12) для опытных значений входящих в формулу величин (табл.3). Зависимость (12) показывает то максимальное количество влекомых и взвешенных наносов, которое может транспортировать поток. В наших опытах критерий устойчивости всегда был меньше, чем 0,18. Во всех четырех случаях опытные величины расходов влекомых наносов получились в 1,5-3,2 раза меньшими, чем по приведенной зависимости. Иначе говоря, мы не могли достичь полного насыщения потока наносами, что для крупных диаметров зерен гравия трудно выполнимо в лабораторных условиях.

### В ы в о д ы

1. Крупнозернистая фильтрующая пригрузка откосов каналов, находящихся в условиях переменного уровня, является надежной защитой поверхностных слоев грунта от размывающего действия русловых и стекающих по поверхности вод.

2. Зерновой состав слоя пригрузки при контакте с потоком необходимо подбирать из расчета допустимых на размыв скоростей для данного расчетного диаметра фракций при условии, что верхний слой пригрузки состоит на 50% из такого материала.

3. Деформация каналов, связанная с отрывом отдельных зерен пригрузки ( $d = 0,7--2,0$  см), находящихся на откосе, при соотношениях морфометрических характеристик русла  $B/H < 2,5$  происходит при скоростях потока в средней зоне откоса, на 10--30% меньших, чем скорости для начала трогания отдельных частиц со дна.

4. Критерий устойчивости русла, закрепленного крупнопористым материалом, вычисленный по формуле А.Ф.Печкурова, находится в пределах: для крупных фракций гравия  $f_H = 0,086$  и  $f_R = 0,058$ , для мелких фракций с диаметром менее  $0,7--1,0$  см  $f_H = 0,07$  и  $f_R = 0,044$ .

#### Л и т е р а т у р а

1. Свистунов В.К. Исследование устойчивости крупнозернистой пригрузки для песчаного откоса. — В сб.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, 1974.
2. Свистунов В.К. Устойчивость откосов каналов, находящихся под воздействием переменного гидрологического режима. — "Научно-техн. информ. по мелиорации и водн. хоз.", 1974, № 7.
3. Знаменский В.А. Зависимости для расчета устойчивых русел регулируемых рек. — "Бюл.научно-техн. информ. по с-х мелиорации в нечерноземной полосе", 1967, № 3.
4. Великанов М.А. Гидрология суши. Л., 1964.
5. Кнороз В.С. Неразрывающаяся скорость для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие. — "Изв. ВНИИГ", 1958, т. 59.
6. Методические указания по гидравлическим расчетам рек-водоприемников и крупных проводящих и ограждающих каналов. Минск, 1972.
7. Печкуров А.Ф. Основы проектирования водоприемников и каналов осушительно-увлажнительных систем. — В сб.: Проблемы Полесья. Вып.2. Минск, 1973.
8. Печкуров А.Ф. Можжей И.И. Защита крупнозернистыми материалами от размыва русел и каналов осушительно-увлажнительных систем. — "Труды ин-та БелНИИМВХ", 1974, т. 22.



## НАЧАЛЬНАЯ ОСАДКА СИЛЬНО СЖИМАЕМЫХ ГРУНТОВ

Степень осадки сильно сжимаемых грунтов зависит от величины уплотняющей нагрузки и плотности скелета из твердых частиц. Длительность осадки связана с водопроницаемостью и размерами сжимаемой области. В связи с этим полная осадка может завершаться достаточно быстро (зернистые грунты) или же протекать годами (высокодисперсные водонасыщенные). В процессах уплотнения сильно сжимаемых грунтов различают два основных вида осадки [1]: условно мгновенную или начальную, а также длительную или консолидационную. Консолидационную осадку подразделяют на две стадии: первичную (фильтрационную) и вторичную (ползучести). Тогда полную осадку можно представить суммой величин (рис.1):

$$s = s_n + s_k = s_n + s_{k1} + s_{k2} \quad (1)$$

Консолидационная осадка достаточно хорошо исследована. Описана ее природа, даются рекомендации для определения ее численных значений и сроков. Известно, что у зернистых дренированных грунтов осадка невелика (скелет жесткий) и завершается быстро, у высокодисперсных зависит от расстояния между мельчайшими твердыми частицами и взаимодействия между ними. Если такой грунт хорошо дренирован, то первичная осадка протекает сравнительно быстро, а вторичная продолжается с затухающей интенсивностью. В случае слабой водопроницаемости грунтов обе фазы консолидации могут растягиваться на длительные сроки.

Начальная осадка в отличие от консолидационной протекает при переменной, т.е. все возрастающей нагрузке. Она начинается сразу же, как только нагрузка коснется грунта, и заканчивается в момент полного приложения нагрузки. У твердых тел — это равновесный процесс, в течение которого завершается деформация. У грунтов, особенно у высокодисперсных с малой водопроницаемостью, этот процесс считают неравновесным, т.е. неустановившимся. В связи с тем, что часть давления от нагрузки воспринимается поровой водой, реакция скелета грунта отстает от роста нагрузки. Только в процессе первичной консолидации это отставание постепенно восполняется.

Для решения задачи по определению величины начальных осадок в зернистых грунтах используются два подхода [2]: при-

менение методов теории упругости или использование полуэмпирических методов, основанных на наблюдениях, свидетельствующих о возрастании сопротивляемости грунтов деформированию с повышением ограничивающего (бокового) давления по боковой поверхности образцов. Оба подхода, несмотря на различия, основаны на линейной зависимости осадки от нагрузки и снижении осадки при повышении модуля деформации грунта. В свою очередь модуль неразрывно связан с показателем сжимаемости (компрессии). Это означает, что начальная осадка всегда больше у грунтов с высокими показателями сжимаемости.

Приведем результаты экспериментального определения начальной осадки в некоторых сильно сжимаемых грунтах. Для опытов брались грунты с различной сжимаемостью и водопроницаемостью. Основные характеристики их даны в табл.1.

Испытания образцов проводили в компрессионно-фильтрационных приборах с замерами порового давления, что позволило получить для этих грунтов численные значения коэффициентов сжимаемости, фильтрации и начального порового давления в долях от полной нагрузки на образец (табл.1). Поскольку образцы, вырезанные из одного морфолита грунта, несколько отличались друг от друга, для них получены не совсем одинаковые значения характеристик. Это видно из определенных интервалов величин. Нулевые значения нижней границы интервалов порового давления у торфа и ила получены для образцов под

Таблица 1

Грунт	Влажность, %	Коэффициент пористости	Коэффициент сжимаемости	Коэффициент фильтрации, см/с	Начальное поровое давление $P_w/p$	Максимальная начальная осадка	
						$A_0$	$A_p$
Сапропель тонкодетритовый	880—1090	13,1—15,7	2,6—3,2	(1,3—5,2) $\times 10^{-8}$	0,85—0,95	0,10	0,87
Торф гипсовый R=25%	650—800	11,4—13,9	2,3—3,0	(5,2—17,2) $\times 10^{-4}$	0—0,4	0,72	0,82
Ил элювиальный	140—160	3,38—3,87	0,5—0,6	(1,8—7,2) $\times 10^{-5}$	0—0,4	0,27	0,49

малыми уплотняющими нагрузками. При этом грунты сжимались незначительно, водопроницаемость оставалась достаточно высокой, отжимаемая из образцов вода успевала быстро фильтроваться. Под большими нагрузками образцы заметно уплотнялись, отжатие воды затруднялось и к моменту окончания загрузки развивалось начальное поровое давление, которое затем постепенно снижалось в процессе фильтрационной консолидации.

Численные значения начальной осадки определяли в опытах по показаниям мессур к моменту завершения нагружения. Они отличались по величине не только у разных грунтов и под различными нагрузками, но зависели также от принятой схемы приложения нагрузок на образец — большими или малыми ступенями. Самые большие начальные осадки наблюдались, когда припотовленный к опыту образец естественной структуры нагружали сразу (непосредственно) заданной нагрузкой. В таких случаях грунт имел наименьшую плотность и испытывал минимальные (уравновешенные атмосферным) внутренние давления.

Если нагрузки той же величины добавляли к уже ранее нагруженному (меньшей нагрузкой) образцу, то дополнительная начальная осадка зависела от нового состояния плотности образца и от общей величины давления в нем к моменту догрузки. Начальные осадки почти не отмечались приборами, если дополнительные нагрузки были меньше общих ранее примененных нагрузок. В связи с неоднородностью исследуемых грунтов и большой изменчивостью их свойств под нагрузкой строгий количественный учет начальной осадки при частичных догрузках требует дальнейших исследований.

Проанализируем результаты измерения начальной осадки для двух вариантов нагружения. В первом нагрузку заданной величины прикладывали к свободному образцу, во втором применили ступенчатое догружение. Величину догрузки принимали примерно равной суммарной величине нагрузок предшествующих ступеней. За начальную осадку при втором варианте нагружения принимали суммарную осадку образца к моменту завершения догружения, т.е. с учетом осадки на предыдущих ступенях нагружения.

Процессы осадки для обоих вариантов показаны (рис. 1) на примере опытов с образцами сапропеля. Сплошные кривые (3 и 5) начинаются почти вместе, так как получены после испытаний двух одинаковых образцов различными нагрузками. Начальная осадка у каждого зависела только от величины приложенной

нагрузки. Штриховыми кривыми представлены результаты испытаний одного образца по варианту догружения. Каждая кривая начинается в новом месте, т.е. не ранее, чем заканчивается кривая осадки предшествующей ступени. Начальная осадка каждой ступени здесь дополнительно зависит от величины и длительности действия предшествующей нагрузки.

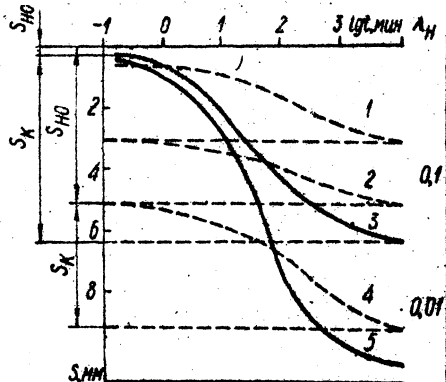


Рис. 1. Осадка образцов сапропеля с последовательным и разовым нагружением:

1— $p = 0,1$ ; 2, 3 —  $0,21$ ;  
4, 5 —  $0,5 \text{ кг/см}^2$ .

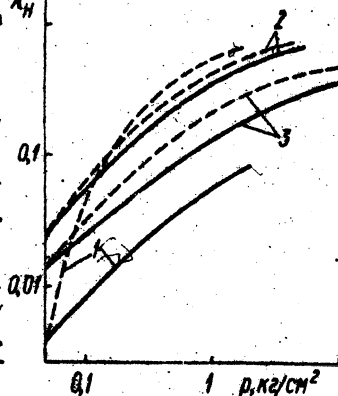


Рис. 2. Зависимость относительной начальной осадки от нагрузки: 1—сапропель, 2—торф, 3—ил; сплошные линии—непосредственное приложение нагрузки; штриховые — ступенчатое.

Численные значения замеренной относительной начальной осадки приведены на рис.2. Сплошные линии аппроксимируют результаты опытов с образцами сапропеля, торфа, ила при непосредственном загрузении образцов естественного состояния различными по величине нагрузками (от  $0,05$  до  $10 \text{ кг/см}^2$ ). Штриховые линии характеризуют начальную осадку образцов по второму варианту нагружения. Следует отметить, что штриховые линии разместились в соответствии с их степенью сжимаемости, поскольку включают консолидационные осадки предшествующих ступеней, сплошные — в соответствии с их значениями водопроницаемости. Штриховая линия 1 пересекла все линии и оказалась выше других, поскольку коэффициент пористости образцов сапропеля был выше других грунтов.

Это свидетельствует о том, что коэффициент сжимаемости грунтов характеризует консолидированную осадку. Вводить его

в расчеты начальной осадки для случая непосредственного нагружения можно только при очень высокой водопроницаемости грунтов, когда консолидационная осадка незначительна. Линии 2 (рис. 2) оказались рядом, поскольку образцы торфа малых размеров и относительно высокой водопроницаемости способны были быстро отвести отжимаемую воду, и начальная осадка была во много раз выше консолидационной. Независимо от вариантов нагружения начальная осадка у торфа отличалась мало.

У образцов ила, несмотря на самую низкую сжимаемость, значения начальной осадки в двух вариантах опытов (кривые 3) оказались различными. В связи с малой водопроницаемостью грунта консолидационная осадка была ощутимой. Отмеченные факты свидетельствуют о том, что для грунтов с малой водопроницаемостью наиболее рациональным способом безопасного достижения равновесного состояния является второй вариант нагружения. В этом случае отжатие поровой воды происходит в основном на первых ступенях нагружения при сравнительно малых нагрузках, когда длительное неравновесное состояние не столь опасно для прочности и устойчивости грунтов.

Для аппроксимации опытных численных значений начальной осадки наиболее подходящим оказалось уравнение вида

$$\lambda_n = A \frac{p}{p_0 + p} \quad (2)$$

где  $\lambda_n = \frac{s}{H}$  — относительная осадка;  $p_0$  — начальное давление в грунте;  $A$  — параметр, численно равный относительной начальной осадке при бесконечно большой нагрузке на образец.

После преобразований уравнение (2) можно представить в виде прямой

$$p = A \frac{p}{\lambda_n} - p_0 \quad (3)$$

По результатам опытов построены прямые вида (3) для каждого исследуемого грунта и обоих вариантов нагружения. По ним получены численные значения параметров  $A$  и  $p_0$ . Начальное давление  $p_0$ , как видно из рис. 3, можно принять равным  $1 \text{ кг/см}^2$  для всех образцов и для всех исследуемых грунтов. Численные значения параметра  $A$ , полученные в опытах, приведены в табл. 1 (для первого варианта нагружения —  $A_0$  и для второго —  $A_p$ ).

На рис. 3 показаны зависимости (3), построенные по результатам испытаний образцов из торфа. Поскольку в этих опытах начальная деформация в обоих вариантах отличалась незначительно, масштаб графиков оказался одинаковым. Опытные точки прямой 1 почти не имеют разброса, так как найдены после испытаний одного образца. Опытные точки линии 2 получены по результатам испытаний серии образцов одного грунта. В связи с тем, что свойства оказались не совсем одинаковыми, точки имеют некоторый разброс.

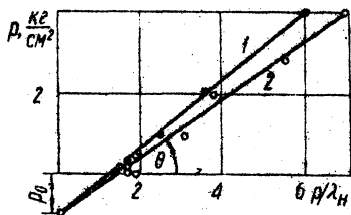


Рис. 3. Графическое определение параметров формулы (2).

Анализ результатов экспериментов позволил установить, что аналитическое определение величины начальной осадки методами теории упругости возможно для грунтов с жестким скелетом и большой водопроницаемостью. У сильно сжимаемых грунтов с малой водопроницаемостью к этим расчетам необходимы значительные поправки, вытекающие из результатов экспериментов. Достоверность таких расчетов будет более приемлемой, если в них использовать численные значения модуля начальной деформации, найденные по зависимости

$$E_n = \frac{p_0 + p}{A} \quad (4)$$

Величина  $A$  здесь является экспериментальной. Для испытанных грунтов можно пользоваться значениями из табл. 1.

### Л и т е р а т у р а

1. Цитович Н.А. Механика грунтов. М., 1963.
2. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. Пер. с англ. М., 1971.

## ОЧЕРТАНИЕ СОПРЯГАЮЩЕГО УЧАСТКА ПРИ ПОВОРОТЕ ПОТОКА

Сопряжение прямолинейных участков потока при его повороте обычно осуществляется по дуге окружности, однако она не является гидравлически оптимальной сопрягающей кривой, соответствующей форме крайних струй при повороте потока. При значительных скоростях движения важно знать гидравлически оптимальное очертание сопрягающего участка во избежание отрыва или навала потока, зон пониженного давления, кавитации, размыва или отложения наносов, плавного движения плавающих предметов на повороте (судоходство, лесосплав). Причем изменение направления может происходить как в плане (например, обтекание углов, выступов, поворот русла), так и в вертикальной плоскости (например, на быстротоке или при сопряжении прямолинейной вставки низовой грани водослива практического профиля с дном нижнего бьефа) [1].

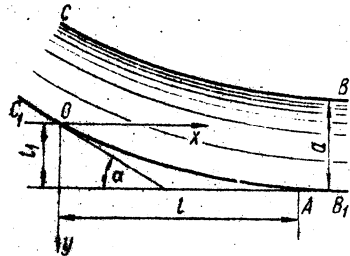


Рис. 1. Схема течения.

В данной работе ставится задача вычислить координаты сопрягающего участка при повороте потока на угол  $\alpha$  (рис.1). На некотором расстоянии перед и за поворотом движение считается плавноизменяющимся. Если пренебречь потерями энергии в пределах поворота, то за расчетную схему может быть принято движение идеальной жидкости. Разработанные для исследования таких задач методы [2], основанные на теории функций комплексного переменного, позволяют вычислить очертание крайних струй OA и CB на участке поворота потока.

Решение ищется во вспомогательной области, в качестве которой выбрана верхняя полуплоскость комплексного переменного  $t = \xi + i \eta$ . Принято следующее соответствие точек: точка O соответствует  $t = 0$ , точка  $t = 1$ , сечению CC',  $t = -c$

и сечению  $ВВ' t = \infty$ . Конформное отображение полуплоскости  $\text{Im}t > 0$  на область изменения комплексного потенциала течения  $W$  осуществляется функцией

$$W = -\frac{q}{\pi} \ln(t+c), \quad (1)$$

где  $q = v_c a$  — удельный расход;  $c$  — параметр, связанный с размером  $a$ .

$$\text{Функцию Н.Е.Жуковского } \omega = \ln \frac{1}{u_0} \frac{dW}{dz} = \ln \frac{u}{u_0} - i\theta$$

( $u_0$  — скорость в точке  $0$ ,  $\theta$  — угол наклона вектора скорости  $u$ ) отыскиваем по известным значениям ее действительной и мнимой частей на границах. Пользуясь формулой Келдыша—Седова для верхней полуплоскости получаем

$$\omega = -\frac{\sqrt{t(t-1)(t+c)}}{\pi} \left[ \ln \frac{v_c}{u_0} \int_{-\infty}^{-c} \frac{d\xi}{\sqrt{\xi(\xi-1)(-\xi-c)(\xi-t)}} + \right. \\ \left. + \frac{\alpha}{\pi} \int_{-c}^0 \frac{d\xi}{\sqrt{\xi(\xi-1)(\xi+c)(\xi-t)}} \right]. \quad (2)$$

Так как форма границы СВ определяется в основном очертаением участка  $OA$ , то его форму найдем без учета влияния границы СВ. Тогда параметр  $c = \infty$ , выражение (1) упрощается ( $W=t$ ), а соотношение (2) после вычисления интегралов принимает вид

$$\omega = \frac{2\alpha}{\pi} \ln(\sqrt{t} + \sqrt{t-1}). \quad (3)$$

С помощью зависимости

$$z = \int \frac{dz}{dW} \frac{dW}{dt} dt \quad (4)$$

осуществляется переход на плоскость течения  $z = x - iy$ . В частности, получаем выражение для координат участка сопряжения  $AO$  ( $0 < t < 1$ )



Таблица 1. Безразмерные координаты сопрягающего участка  $Y = f(X)$  при повороте на угол  $\alpha \in 90^\circ$ .

$\alpha$ , град	$15^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$	$60^\circ$	$75^\circ$	$90^\circ$
X						
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,090	0,094	0,103	0,115	0,141	0,189
0,10	0,173	0,181	0,192	0,208	0,244	0,305
0,15	0,251	0,260	0,272	0,295	0,331	0,394
0,20	0,324	0,331	0,348	0,372	0,408	0,465
0,25	0,391	0,400	0,417	0,442	0,478	0,531
0,30	0,458	0,469	0,483	0,504	0,540	0,590
0,35	0,518	0,528	0,544	0,566	0,599	0,642
0,40	0,578	0,586	0,600	0,620	0,648	0,690
0,45	0,632	0,640	0,652	0,670	0,697	0,733
0,50	0,681	0,691	0,700	0,718	0,742	0,775
0,55	0,732	0,738	0,748	0,763	0,784	0,809
0,60	0,776	0,782	0,791	0,804	0,822	0,842
0,65	0,817	0,823	0,831	0,841	0,857	0,875
0,70	0,856	0,860	0,867	0,876	0,888	0,902
0,75	0,892	0,895	0,899	0,906	0,915	0,926
0,80	0,922	0,926	0,929	0,934	0,940	0,948
0,85	0,950	0,952	0,954	0,958	0,962	0,966
0,90	0,972	0,973	0,974	0,976	0,980	0,982
0,95	0,989	0,990	0,990	0,991	0,992	0,993
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Таблица 2. Безразмерные координаты сопрягающего участка  $X = f(Y)$  при повороте на угол  $\alpha \geq 90^\circ$

$\alpha$ , град	$90^\circ$	$105^\circ$	$120^\circ$	$135^\circ$	$150^\circ$	$165^\circ$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,005	-0,005	-0,028	-0,073	-0,180	-0,583
0,10	0,019	-0,006	-0,046	-0,122	-0,300	-0,880
0,15	0,034	0,000	-0,054	-0,160	-0,388	-1,130
0,20	0,054	0,012	-0,056	-0,181	-0,446	-1,315
0,25	0,075	0,026	-0,052	-0,194	-0,492	-1,456
0,30	0,097	0,048	-0,043	-0,196	-0,526	-1,564
0,35	0,125	0,070	-0,023	-0,191	-0,544	-1,640
0,40	0,153	0,095	-0,002	-0,177	-0,545	-1,684
0,45	0,188	0,126	0,025	-0,155	-0,533	-1,698
0,50	0,224	0,160	0,058	-0,126	-0,507	-1,682
0,55	0,265	0,200	0,096	-0,089	-0,466	-1,635
0,60	0,310	0,241	0,143	0,043	-0,416	-1,566
0,65	0,356	0,295	0,195	0,015	-0,349	-1,480
0,70	0,410	0,351	0,250	0,082	-0,270	-1,327
0,75	0,472	0,410	0,320	0,157	-0,186	-1,182
0,80	0,536	0,484	0,400	0,250	-0,045	-0,965
0,85	0,606	0,563	0,488	0,364	0,106	-0,690
0,90	0,680	0,657	0,600	0,496	0,292	-0,380
0,95	0,799	0,777	0,742	0,680	0,535	0,125
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{1}{u_0} \int_0^t \cos \theta \, dt; \\ y &= \frac{1}{u_0} \int_0^t \sin \theta \, dt, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где  $\theta$  — угол касательной к АО с осью  $x$ ; определяется из (3) следующим образом:

$$\theta = - \frac{2\alpha}{\pi} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{1-t}{t}}. \quad (6)$$

Длина сопрягающего участка  $l$  и размер  $l_1$  находятся из (5);

$$\left. \begin{aligned} l &= \frac{1}{u_0} \int_0^1 \cos \theta \, dt; \\ l_1 &= \frac{1}{u_0} \int_0^1 \sin \theta \, dt. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

По формулам (5), (6), (7) на ЭВМ Минск-32 вычислены координаты сопрягающего участка АО при повороте потока на произвольный угол  $\alpha$  ( $0 < \alpha < 180^\circ$ ). Полученные результаты представлены в табл. 1, 2 в безразмерном виде  $X = \frac{x}{l}$  и

$$Y = \frac{y}{l_1}, \text{ где } l_1 = l \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}, \text{ если } \alpha \leq 90^\circ, \text{ или } l_1 = l / \operatorname{tg} \frac{180^\circ - \alpha}{2}, \text{ если } \alpha \geq 90^\circ.$$

Так как при развороте потока на угол  $\alpha = 180^\circ$  длина  $l$  равна нулю, то в табл. 3 дано очертание криволинейного участка поворота в безразмерных координатах  $\frac{x}{l_1}$  и  $\frac{y}{l_1}$ .

Таким образом, зная две исходные величины: угол поворота потока  $\alpha$  и длину сопрягающего участка  $l$ , достаточную для обеспечения плавного поворота потока, где  $l = f(\operatorname{Fr})$  (эту

Таблица 3. Безразмерные координаты сопрягающего участка

при повороте на угол  $\alpha = 180^\circ$

$\frac{y}{l_1}$	0	0,05	0,10	0,15	0,20
$\frac{x}{l_1}$	0	0,120	0,173	0,212	0,242
0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
0,319	0,314	0,308	0,300	0,285	0,265

0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
0,265	0,285	0,300	0,308	0,314
0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
0,242	0,212	0,173	0,120	0

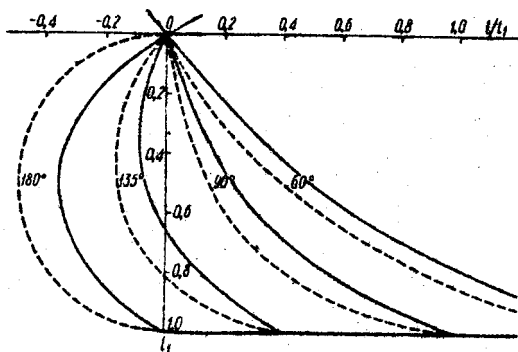


Рис. 2. Сопрягающие кривые при повороте потока на угол  $\alpha = 180^\circ, 135^\circ, 90^\circ, 60^\circ$  (сплошные линии — гидравлически оптимальное сопряжение, штриховые — сопряжение по дуге окружности).

связь необходимо установить экспериментальным путем), с помощью безразмерных координат (табл.1--3) строим очертание грани на участке поворота потока. Из рис.2 видно, что гидравлически оптимальное очертание существенно отличается от дуги окружности, например при  $\alpha = 180^\circ$  разница достигает 0,36 радиуса закругления.

### Л и т е р а т у р а

1. Орлов В.Т. Движение жидкости на быстротоке, состоящем из двух участков разного уклона. — "Изв. вузов. Энергетика", 1968, № 12.
2. Гуревич М.И. Теория струй идеальной жидкости. М., 1961.

**Г.Г. Богданов**

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УРОВНЕЙ ВОДЫ В БЪЕФАХ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРОДОЛЬНО-ПОЙМЕННЫХ НАСЫПЕЙ

Важнейшей задачей развития водного хозяйства СССР является комплексное решение любой водохозяйственной проблемы. При решении этих проблем часто возникает необходимость проектирования плотин. Такого рода задачи практически возникали перед проектировщиками в связи с расчетами ГЭС Сибири и Дальнего Востока, а также в Белоруссии в связи с освоением пойменных земель для жилищного строительства, например в Гомеле [1].

Все это связано с пересечением поймы реки не только поперек ее, но и вдоль — продольно-пойменной дамбой или продольно-пойменной насыпью при вынужденном трассировании линии дороги долинным ходом в горных условиях.

Если такая дамба будет отсекает незначительную часть поймы с небольшим стоком с полевой стороны, то ее можно вы-

полнить в виде глухой продольной дамбы или фильтрующей насыпи. При наличии же постоянно действующего притока или большого периодически действующего лога приходится ставить в насыпи водопропускное сооружение — мост или трубу. В определенные периоды сооружение можно открывать или закрывать.

Автором даны расчеты горизонтов воды в бьефах и отверстий водопропускных сооружений для таких случаев и для случая глухой плотины [2].

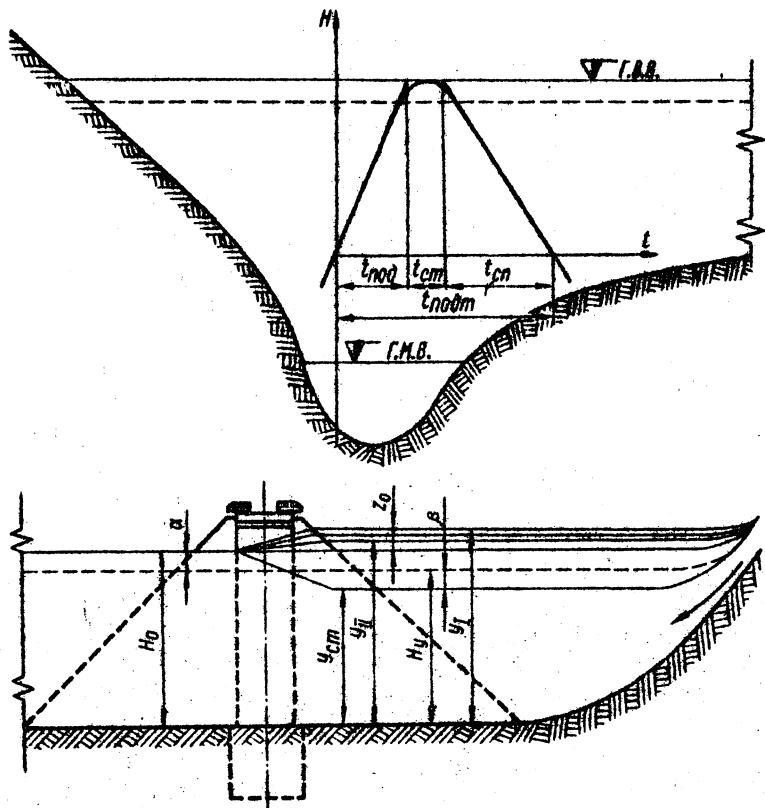


Рис. 1. Расчетная схема уровней воды.

Работа дамбы или продольно-пойменной насыпи значительно осложняется, если приток мощный и нет условий или невыгодно строить регулирующее водохранилище.

Сама дамба превращается в глухую плотину, отделяющую бассейн притока от поймы главной реки. Поэтому как для рас-

чета отметки бровки дамбы и устойчивости ее в условиях мок-рых откосов и меняющихся горизонтов в бьефах, так и для расчета отверстия водопропускного сооружения надо знать наивысшее положение горизонтов воды с обеих сторон насыпи (рис.1). В подобных случаях часто принимают за наивысший уровень горизонты высоких вод либо в главной реке или в водохранилище, пренебрегая взаимным влиянием уровней воды в главной реке и в бассейне-водохранилище между дамбой и отсеченным берегом главной реки. Такие предложения могут привести к просчетам при проектировании и к разрушениям дамбы и водопропускных сооружений после их возведения. Для установления максимальной отметки горизонта воды в обоих бьефах надо произвести анализ работы постоянно действующего моста за все время подтопления продольно-пойменной насыпи главной рекой, т.е. за время подъема горизонта воды, стояния и спада (рис.1).

Во время подъема горизонта воды в подпиральной реке, а следовательно, и в притоке, увеличение объема бассейна водохранилища между насыпью и притоком за время  $\Delta t$  равно объему воды, притекающей через отверстие моста за  $\Delta t$ , плюс объем стока за тот же бесконечно малый промежуток времени  $\Delta t$ , т.е.

$$\Delta W = Q_{\text{ст}} \Delta t + Q \Delta t, \quad (1)$$

где  $Q$  -- расход, пропускаемый мостом при работе в обратную сторону для отверстия без подпора;  $Q_{\text{ст}}$  -- расход притока (по гидрографу притока во время прохождения паводка в главной реке).

По кривой  $H = f(t)$  по главной реке и гидрографу притока, а также кривой зависимости объема водохранилища от глубины

$$W = f(y)$$

можно определить взаимное положение горизонтов в бьефах за время подъема  $t$  паводка в главной реке. Глубину и уровень в водохранилище находим по формуле

$$W = \sum Q \Delta t + \sum_{\text{подъема}} Q_{\text{ст}} \Delta t,$$

где  $\sum Q \Delta t$  -- объем притекающей воды за  $t$  через сооружение (при наличии графиков  $Q = F(y, H)$ );  $\sum_{\text{подъема}} Q_{\text{ст}}^*$

$\Delta t$  -- объем стока за  $t_{\text{под}}$  (площадь гидрографа притока за  $t_{\text{под}}$ , причем для периодических водотоков следует принимать  $Q_{\text{min}} t_{\text{под}}$ ).

Величина  $t_{\text{под}}$  определяется по выражению  $H = f(t)$ .

При совместном рассмотрении положения горизонтов в бьефах могут быть три случая.

Первый случай. Горизонт воды в водохранилище выше горизонта воды в главной реке к моменту стояния на величину  $z_0$

(рис.1).

За наивысший уровень воды в главной реке следует принимать уровень г.в.в. (с учетом деформации живого сечения русла главной реки от стеснения поймы дамбой), а со стороны водохранилища -- уровень, соответствующий глубине  $y_I$  при объеме

$$W_I = W + \sum_{\text{стоян}} Q_{\text{ст}} \Delta t,$$

где  $\sum_{\text{стоян}} Q_{\text{ст}} \Delta t$  -- объем стока -- площадь гидрографа притока за время стояния г.в.в. в главной реке  $t_{\text{ст}}$  (при  $t_{\text{ст}} = 0$ ,  $y_I = H_0 + z_0$ ).

Это будет означать, что отверстие моста следует рассчитывать из условий спада воды в главной реке, исходя из начального уровня, соответствующего глубине  $y_I$ .

Второй случай. Отметки горизонта воды в бьефах одинаковы к моменту стояния г.в.в. в главной реке.

За наивысший уровень в главной реке следует принимать уровень г.в.в., а в водохранилище -- уровень, соответствующий (по графику  $W = f(y)$ ) глубине  $y_{II}$  при объеме стока

$$W_{II} = W + \sum_{\text{стоян}} Q_{\text{ст}} \Delta t.$$

Отверстие моста надо определять из условий спада горизонта воды в главной реке, исходя из начального уровня, соответствующего глубине  $y_{II}$ .

Третий случай. Горизонт высокой воды в главной реке к моменту его стояния выше горизонта в водохранилище к тому же времени, т.е.  $H_0 > y_{\text{ст}}$ . Это будет означать, что отверстие мос-

та следует определять из условий подъема горизонта высокой воды в главной реке и из условий спада.

По окончании стояния г.в.в. происходит спад воды в главной реке. При спаде произойдет сначала выравнивание уровней воды в бьефах, а затем общее понижение, на основании характера которого и определяется отверстие моста.

За какой-то промежуток времени  $\Delta t$  при выравнивании уровень в главной реке опустится от положения г.в.в. на  $\Delta H_0 = \alpha$  (рис.1), а уровень в водохранилище за тот же промежуток времени  $\Delta t$  поднимается на величину  $(H_y - y_{ст}) = \beta$ . За время  $\Delta t$  в водохранилище объем воды увеличится:

$$\Omega \beta = Q_{ст} \Delta t + Q_{ср} \Delta t,$$

где  $\Omega$  -- площадь зеркала водохранилища за время выравнивания; берется по кривой  $\Omega = f(y)$ , построенной для водохранилища заранее по плану в горизонталях при  $y = \frac{H_0 + y_{ст}}{2}$  или при  $y = H_0$ , что идет в запас при определении максимального горизонта в водохранилище;  $Q_{ст}$  принимается по гидрографу притока для момента окончания стояния г.в.в. на главной реке или по гидрографу притока как минимальное значение;  $Q_{ср}$  -- расход воды, протекшей через сооружение из главной реки за  $\Delta t$ . Принимается как средняя величина между значением  $Q$ , соответствующим  $y_{ст}$ , и  $Q$ , соответствующим  $H_y$  (глубине уравнивания горизонтов) и равным при  $H_y$  нулю, так как во время уравнивания разность горизонтов  $z = 0$ , т.е. равны нулю скорость

$$v = \varphi \sqrt{2gz}$$

и расход  $Q$ : Поэтому

$$Q_{ср} = \frac{Q + 0}{2} = \frac{Q}{2},$$

где  $Q$  -- расход через сооружение при  $y_{ст}$ .

Для скорости спада  $s$ , величину которой определяем по графику  $H = f(t)$ , за время  $\Delta t$  имеем



$$\alpha = -c \Delta t.$$

С другой стороны (рис. 1), величина

$$\alpha = H_0 - H_y.$$

Из равенства

$$\Omega \beta = Q_{ст} \Delta t + Q_{ср} \Delta t \quad \text{величина} \quad \Delta t = \frac{\Omega \beta}{Q_{ст} + Q_{ср}},$$

из выражения  $\alpha = -c \Delta t \quad \Delta t = -\frac{\alpha}{c}$ , тогда

$$\frac{\alpha}{c} = \frac{\Omega \beta}{Q_{ст} + Q_{ср}}.$$

Так как

$$\beta = H_y - y_{ст} = H_0 - \alpha - y_{ст},$$

то

$$\frac{\alpha}{c} = \frac{\Omega (H_0 - y_{ст})}{Q_{ст} + Q_{ср}} - \frac{\Omega \alpha}{Q_{ст} + Q_{ср}},$$

откуда

$$\alpha = \frac{c \Omega (H_0 - y_{ст})}{c \Omega - (Q_{ст} + Q_{ср})}.$$

Учитывая, что  $H_y = H_0 - \alpha$  получаем

$$H_y = \frac{c \Omega y_{ст} - H_0 (Q_{ст} + Q_{ср})}{c \Omega - (Q_{ст} + Q_{ср})}.$$

Эта формула справедлива как для постоянных, так и для периодических водотоков, причем для периодических можно принимать (в запас величины  $H_y$ ) значение  $Q_{ст} = 0$ . Наивысший уровень со стороны главной реки определится по г.в.в., а

со стороны водохранилища — по глубине  $H_y$ . Отверстие моста следует рассчитывать для случая спада, исходя из найденной глубины  $H_y$ .

Такова методика и формулы расчета наивысшего горизонта воды с обеих сторон дамбы или продольно-пойменной насыпи.

### Л и т е р а т у р а

1. Карамышев А.С., Богданов Г.Г. О применении результатов исследований продольно-пойменных насыпей к гидравлическим расчетам гидротехнических сооружений в пойме р. Сож на территории Гомеля. — "Труды БелИИЖТ", 1974, вып. 133.
2. Богданов Г.Г. Расчет отверстий периодически закрываемых труб. — "Труды Бежицкого института транспортного машиностроения", 1952, вып. 12.

В. Н. Заяц, П. К. Черник, А. П. Рубан

### НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СЛАБОГО ОСНОВАНИЯ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ

Для обеспечения водоснабжением Солигорского калийного комбината потребовалось строительство водохранилища в пойме реки Случь. Было установлено, что пойма сложена слабыми сильно водонасыщенными грунтами с прослоями торфа и озерных отложений. Первоначально предусматривалась посадка земляной плотины на прочное основание. Требовалось удаление разжиженных (в результате нарушения структуры землеройными механизмами) грунтов на глубину от 2 до 5 м.

Более экономичный вариант возведения земляной плотины, т.е. строительства на слабом основании, предложен и выполнен Белорусским научно-исследовательским институтом мелиорации и водного хозяйства. В процессе исследований понадобились дополнительные изыскания и обследования в намеченном створе плотины. Кроме проб грунтов, отобранных из дополнительных скважин, набраны в шурфах монолиты с различной глубины. Выполнены тщательные лабораторные анализы, проведены компрессионные, сдвиговые и штамповые испытания образцов. Получены все физико-механические харак-

теристики грунтовых проб через каждые 25 см по глубине скважин, определены прочностные и деформационные показатели для монолитов через 50 см по глубине щурфов.

Анализ всех полученных данных показал, что левобережная часть поймы сложена низинными торфами высокой степени разложения (45—50%). По ботаническому составу они относились к древесно-осоковым и древесно-тростниковым, имели характерную для пойменных торфов повышенную зольность, достигавшую в некоторых горизонтах 39%. В связи с этим залежь отличалась значительной неоднородностью, коэффициенты пористости составляли 5,9—11,8, влажность в естественном состоянии охватывала диапазон от 380 до 715% при степени водонасыщения 94—99%. По существовавшим строительным классификациям эти торфы отнесли к первой группе, для которой основным видом деформации считалось уплотнение.

В правобережной части поймы встречались линзы и прослой торфа на различных глубинах (иногда на глубине 3 м). Торф отличался более высокой зольностью (до 60%). Основными грунтами основания здесь были водонасыщенные суглинки, часто заторфованные или с примесью органических веществ. Реже встречались заторфованные или с примесью органических веществ пески мелкие и пылеватые, еще реже глины. Поскольку коэффициент пористости их превышал 1, их отнесли к водонасыщенным илам, находящимся в основном в текучем, реже в текучепластичном или мягкопластичном состоянии.

В прирусловых и старичных впадинах реки и устья правого притока на глубине 3,5—5,0 м обнаружены отложения, содержащие от 11 до 32%  $\text{CaCO}_3$ . Грунты этих отложений с коэффициентом пористости от 3 до 3,7 были полностью водонасыщены, находились в текучем состоянии, имели зольность от 76 до 86%. По нормативным требованиям такие грунты можно было отнести к очень слабым илам. В отличие от илов верхних слоев поймы их назвали заиленными сапропелями.

Следует добавить еще, что пойменные отложения основания плотины отличались очень высокой пестротой физико-механических свойств не только по глубине, но и в плане. Нередко показатели грунтов в смежных скважинах (на расстоянии всего 1 м) были не очень похожими. Прослой располагались с большими уклонами. Слабые грунты подстилались мелкозернистыми песками средней плотности. Рельеф контакта неровный, с очень крутыми продольными и поперечными уклонами.

Для отмеченных трех основных разновидностей грунтов основания на сдвиговых, компрессионных, фильтрационных и

других приборах получены все необходимые прочностные, деформационные и фильтрационные характеристики. В табл. приведены некоторые из них и помещены результаты определения по формуле Н.П. Пузыревского начальной критической нагрузки на основании (по осредненным характеристикам грунтов).

Проектная высота плотины (без учета осадки основания) составляла 7 м, а в русловой части 9 м. При проектировании вызывала опасение устойчивость основания в период строительства, поскольку грунты были сильно увлажнены и находились в текучем состоянии. В связи с этим была предложена технология послойной отсыпки насыпи (1,5+2,5+3,0 м) с выдержкой каждого слоя до стабилизации осадки. Первоочередная задача состояла в засыпке старичных впадин и русловой части, чтобы пригрузить возможные выходы весьма слабых слоев и предупредить выдавливание. Толщину первого слоя насыпи задавали с учетом начальной прочности основания и из условия проходимости строительной техники.

Штамповые испытания образцов и крупных монолитов уплотняющими нагрузками показали, что прочность основания после отсыпки насыпи должна возрастать, поскольку грунты основания в результате осадки заметно уплотняются. Контроль за состоянием основания и ходом осадки осуществляли по специально оборудованным "осадочным маркам" (площадкам на поверхности основания с выводом стержней на поверхность насыпи), которые периодически нивелировались.

Три контрольных створа были оборудованы по всей ширине подошвы насыпи не только "осадочными марками", но и колодцами-пьезометрами для наблюдения как за осадкой, так и

Таблица 1

Грунт	Коэффициент пористости	Сцепление, кгс/см <sup>2</sup>	Трение	Коэффициент фильтрации, см/с	Начальная критич. нагрузка, кгс/см <sup>2</sup>	Коэффициент компрессии
Торф	5,9--11,8	0,027	0,66	$(4,5-10) \cdot 10^{-4}$	0,245	1,0--2,0
Ил	1,0--1,6	0,076	0,55	$(7,5-50) \cdot 10^{-7}$	0,581	0,1--0,2
Сапропель	3,0--3,7	0,050	0,61	$(4,4-13) \cdot 10^{-6}$	0,425	0,5--0,6

за состоянием уровня грунтовых вод. Первый створ выбран на участке илистых (преимущественно) грунтов основания, второй там, где под илами залегают мощный слой сапропеля, третий — на участке с торфяным основанием. Для контрольных створов была вычислена величина осадки основания, необходи-

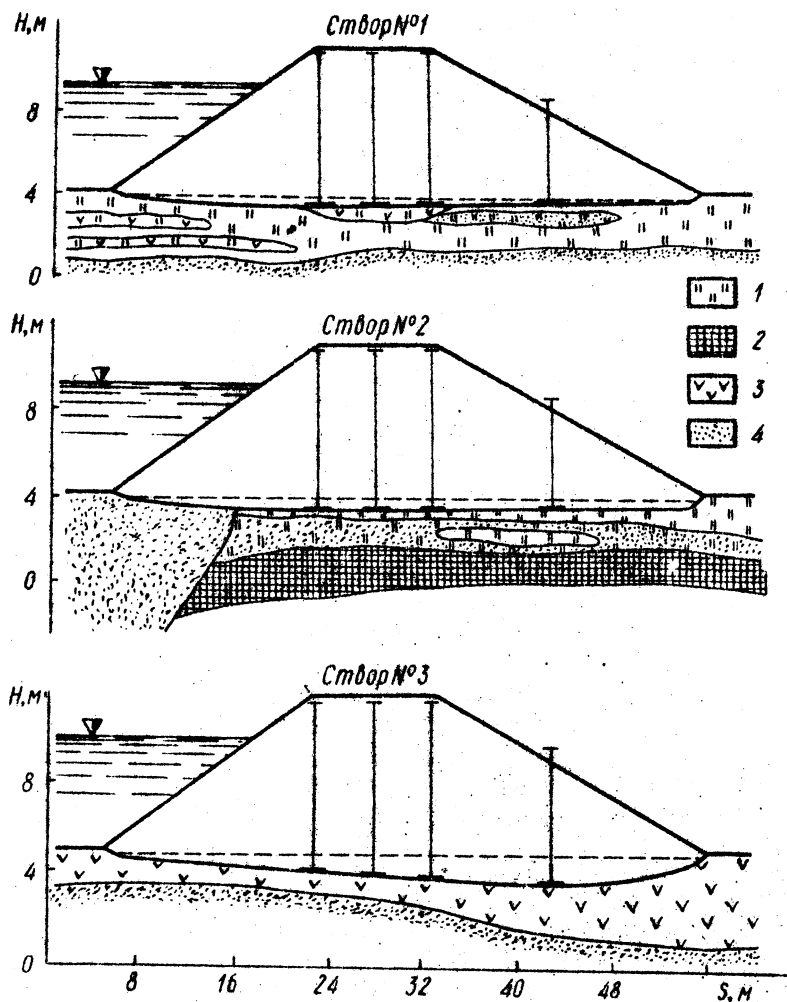


Рис. 1. Поперечные сечения земляной плотины; 1 — ил; 2 — сапропель; 3 — торф; 4 — песок.

мая для учета земляных работ при соблюдении отметки гребня плотины. Расчеты осадки (по оси плотины) выполнены по показателям сжимаемости образцов (и крупных монолитов) с учетом неоднородности и слоистости оснований. Верхний (расчетный) слой в 20 см при расчете не учитывали. В створе № 3, где глубина залежи под откосом оказалась намного большей, чем под гребнем, вычисление осадки проведено для вертикалей по оси плотины и под откосом (рис.1). Наиболее удобными для расчета осадки оказались кривые относительной компрессии.

Результаты расчетов осадки оснований в контрольных створах, а также численные значения фактической осадки, замеренные через 10 лет после начала строительства, приведены в табл. 2.

За расчетную нагрузку принимали произведение высоты насыпи на вертикали без учета осадки на объемный вес песка в теле плотины ( $1,8 \text{ г/см}^3$ ). Поскольку расчеты считались ориентировочными (для подсчета объемов работ), взвешивающее действие фильтрационных вод через тело плотины и дополнительная толща насыпного слоя с учетом осадки не учитывались. Строгие расчеты консолидации не проводились, поскольку условия консолидации непрерывно изменяются: в строительный период массы грунта перемещались с одного места на другое, после заполнения водохранилища изменяется уровень воды в нем, что отражается на положении кривых депрессии в теле плотины.

Строительство плотины, начатое в сентябре 1964 г., было закончено осенью 1967 г. Технологический режим строго не

Таблица 2

Номер контрольного створа	Основной грунт основания	Расчетная глубина слоя, см	Расчетная нагрузка, кгс/см <sup>2</sup>	Расчетная осадка, см	Изменная осадка через 10 лет, см
1	ил	250	1,26	32	28,7
2	ил + сапропель	220 + 200	"	67	66,2
3 (ось)	торф	120	"	59	55,3
3 (откос)	"	340	0,72	133	126,0

выдерживали: первый слой насыпи составлял 1,8—2,0 м, затем нарастали до 3,5 м и, наконец, довели до проектной отметки. На рис. 1 показаны разрезы плотины и основания по контрольным створам. На рис. 2 показано возведение насыпи в створах, заполнение водохранилища, даны кривые нарастания осадки.

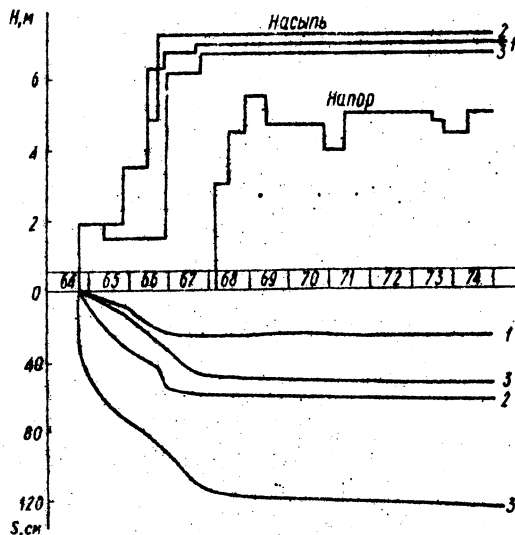


Рис. 2. Графики нагружения основания и осадки плотины во времени; 1, 2, 3 — соответственно в створах № 1, 2, 3.

Из рис. 2 видна некоторая неравномерность скорости осадки в промежутках между контрольными замерами не только в строительный период, но и в процессе эксплуатации. После заполнения водохранилища отмечалось прекращение осадки, затем деформация основания снова возобновилась. Интенсивность осадки составляет 3—5 мм в год. Такой плавный ход осадки указывает на удовлетворительное состояние слабого основания, на то, что деформации его происходят за счет уплотнения, а не в результате разрушения и выдавливания наиболее слабых прослоек из напряженной зоны. Контрольные отборы проб грунтов основания подтвердили сделанные прогнозы. Грунты уплотнились до проектной величины.

Наблюдения за процессом деформации основания земляной плотины показывают, что опыт строительства на слабых основаниях аналогичных сооружений следует распространять. При этом требуется тщательное изучение строительных свойств грунтов основания и соблюдение режимов технологии строительства.



## СО Д Е Р Ж А Н И Е

Шимко К. И., Коростелев В. З. Система оперативно-диспетчерского управления в мелиоративном строительстве.....	3
Голченко М. Г., Стельмах Е. А. Исследование вопросов согласования режима орошения с режимом водосточника в условиях Белоруссии (на примере р. Березины).....	7
Деев Ю. А. Гидромеханические основы проектирования беззаторного режима ледохода в русловых потоках.....	15
Козлов Д. А., <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Лазаревич И. Г.</span> , Молочко А. В. К вопросу определения пропускной способности устьевых сооружений.....	20
Минаев И. В. Формулы для вычисления коэффициентов некоторых функций, применяемых в мелиорации.....	28
Сельченко В. П., Мордухович Б. Ш. К вопросу об оптимальном регулировании уровней воды в мелиоративных каналах.....	51
Пенькевич В. А., Филиппович И. В. Вакуумность комбинированного водослива.....	58
Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. Исследование пологих неукрепленных откосов земляных плотин и дамб на водоемах БССР.....	70
Альтшуль А. X., Жученко В. И. Оценка фильтрационных расходов из водохозяйственных систем на одном из мелиорируемых участков Полесья.....	77
Фоменко В. И. Результаты экспериментальных и теоретических исследований фильтрации к скважине с контурной обсыпкой переменной проницаемости.....	82
Яблонский В. У. Метод перекрытия русел рек безбанкетным способом с помощью подвесного сетчато-хворостяного тюфяка.....	86
Смоляк Н. С. Определение вероятности разработки земельными машинами грунтов различной категории на территории БССР.....	90

Брусиловский Ш. И., Писецкий Г. А. Расчет неустановившейся фильтрации воды к каналам и дренам в однородном грунте с учетом осушительного действия водопроводящей сети..... 96

Свистунов В. К. Сопротивляемость крупнозернистой пригрузки размыву русловым потоком..... 109

Заяц В. Н., Шибут А. И. Начальная осадка сильно сжимаемых грунтов..... 119

Козлов Д. А. Очертание сопрягающего участка при повороте потока..... 125

**Богданов Г. Г.** Определение расчетных уровней воды в бьефах водопропускных сооружений продольно-пойменных насыпей..... 131

Заяц В. Н., Черник П. К., Рубан А. П. Наблюдения за деформациями слабого основания земляной плотины..... 137

ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО БЕЛОРУССИИ. ВЫПУСК 6.

Редактор Н. М. Латышева  
Худож. редактор В. Т. Лапницкий  
Техн. редактор Л. И. Жук  
Корректоры Н. И. Бондаренко, З. В. Боборыко  
Оператор А. Т. Столпер  
График Н. В. Журавлева  
Мл. редакторы Т. И. Досаева, Н. Ф. Бортник

АТ 06004. Подписано к печати 15/1-1976 г.  
60 x 84 1/16 иллюстр. Печ. л. 9,5. Уч.-изд. л. 9,05.  
75-82. Тип. зак. 5377. Тираж 600 экз. Цена 92 коп.

Бумага  
Изд. №

Издательство "Высшая школа" Государственного комитета Совета Министров БССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Редакция межведомственных сборников и заказной литературы. 220600, Минск, ул. Кирова, 24.

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

## РЕФЕРАТЫ

УДК 624

Система оперативно-диспетчерского управления в мелиоративном строительстве. Шимко К.И., Коростелев В.З. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 3-7.

Дается характеристика функционирования системы оперативного управления. Выявлены три важнейших фактора неудовлетворительного состояния оперативного управления в СМУ. Даются рекомендации по улучшению оперативно-диспетчерского управления.

УДК 631.62: 626.862 + 533.5

Исследование вопросов согласования режима орошения с режимом водоисточника в условиях Белоруссии (на примере р. Березины). Голченко М.Г., Стельмах Е.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 7-15.

Методом парной и множественной корреляции исследуется связь речного стока с различными метеорологическими факторами. Применен метод частотно-вероятностного анализа различных сочетаний этих величин с помощью коллигационных матриц. Установлено явление асинхронности в колебаниях стока и гидрометеорологического режима и дана количественная оценка этого явления при помощи коэффициентов асинхронности, что при проектировании оросительных систем позволит увеличить оросительную способность водоисточников. -- Ил. 2. Табл. 2. Библ. 6.

УДК 624.145.8

Гидромеханические основы проектирования беззаторного режима ледохода в русловых потоках. Деев Ю.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 15-20.

Рассматривается система гидромеханических критериев, определяющих режим ледохода. Целенаправленное изменение соотношения между величинами, входящими в критерии, позволит не только предупредить, но и искусственно создать заторы в данном месте и в нужное время. -- Библ. 8.

УДК 532.543

К вопросу определения пропускной способности устьевых сооружений. Козлов Д. А., [Лазаревич И. Г.], Молочко А. В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 20-28.

Исследуются особенности определения пропускной способности сооружений, установленного в устье канала младшего порядка (шлюз-регулятор, труба-регулятор). Расход воды через сооружения, работающие в условиях подтопленного истечения, определяется обычными способами по напору и глубине в нижнем бьефе, которая зависит от параметров сливающихся потоков. Поэтому вопрос определения повышения глубины в зоне слияния потоков приобретает особое значение. При определении пропускной способности устьевого сооружения без учета повышения глубины в месте слияния расход может оказаться завышенным на 100%. Глубина слияния определяется подбором из уравнения, полученного из закона количества движения.

В одном частном случае найдено решение уравнения в явном виде для каналов прямоугольного, треугольного и трапециевидального сечений. Показано совпадение результатов с опытными данными и на основании расчетов по полученным формулам составлена таблица для нахождения глубины в зоне слияния потоков. — Ил. 2. Табл. 2. Библи. 6.

УДК 628.367

Формулы для вычисления коэффициентов некоторых функций, применяемых в мелиорации. Мицаев И. В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 28-51.

Кроме известных симметричных конечных разностей, получены несимметричные для произвольного числа узлов интерполяции.

На основе использования симметричных и несимметричных конечных разностей выведены формулы для вычисления коэффициентов некоторых широко используемых функций для аппроксимации эмпирических данных. — Ил. 2. Табл. 7. Библи. 6.

УДК 626.8

К вопросу об оптимальном регулировании уровней воды в мелиоративных каналах. Сельченок В. П., Мордухович Б. Ш. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 51-58.

Предлагается подход к исследованию процессов регулирования уровней воды в мелиоративных каналах с боковыми отводами с позиций оптимального управления. Формируются два критерия качества переходных процессов. Строится математическая модель процесса оптимального регулирования уровней воды на участке канала между двумя подпорными сооружениями. С помощью методов математической теории оптимального управления находится структура оптимальных управляющих воздействий -- отклонений затворов на подпорных сооружениях. -- Ил. 2. Библ. 7.

УДК 626.823 + 532.53

Вакуумность комбинированного водослива. Пенькевич В. А., Филиппович И. В. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 58-70.

Приводятся опытные данные о коэффициенте вакуумности на оголовке комбинированного водослива, которые сопоставляются с данными для вакуумных водосливов. Разработаны формулы и таблицы для вычисления этого коэффициента. Объясняется причина устойчивости вакуума в комбинированном водосливе при наличии пазов в быках. -- Ил. 4. Табл. 2. Библ. 6.

УДК 627.18 + 627.4 + 627.5

Исследование пологих неукрепленных откосов земляных плотин и дамб на водоемах БССР. Левкевич Е. М., Юхновец В. Н. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 70-77.

В работе излагаются результаты исследований параметров неукрепленных откосов земляных плотин и дамб, формирующихся под действием волн на малых водоемах на территории БССР.

В результате выполненных исследований отмечается большое расхождение в значениях заложений пологих откосов, измеренных в натуре и вычисленных по широко известным методам. Для определения значений  $m$  в малых водоемах предложена расчетная зависимость. -- Ил. 2. Табл. 1. Библ. 8.

УДК 626.212

Оценка фильтрационных расходов из водохозяйственных систем на одном из мелиорируемых участков Полесья. Алешин А. Х., Жученко В. И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 77-82.

Произведена оценка влияния проектируемого водохозяйственного комплекса на гидрогеологическую обстановку вблизи него. Методом электрического моделирования определены фильтрационные расходы из проектируемых прудов и водохранилищ. -- Ил. 1. Табл. 1. Библ. 5.

УДК 556.332.63

Результаты экспериментальных и теоретических исследований фильтрации к скважине с контурной обсыпкой переменной проницаемости. Фоменко В.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 82-86.

Получена зависимость для определения дебита скважины с контурной фильтрующей обсыпкой при изменении ее проницаемости по радиусу путем численного решения с использованием ЭЦВМ интегрального уравнения, характеризующего сопротивление прифильтровой зоны. При разработке математической модели исследуемого явления использовались результаты физического моделирования в напорном секторном лотке. -- Табл. 2. Библ. 3.

УДК 624

Метод перекрытия русел рек безбанкетным способом с помощью подвешенного сетчато-хворостяного тюфяка. Яблонский В.У. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 86-90.

Рассматриваются наиболее распространенные способы перекрытия русел рек. Дается схема перекрытия русел рек безбанкетным способом под защитой сетчато-хворостяного тюфяка. -- Ил. 1. Библ. 2.

УДК 625 7. 08.002.5

Определение вероятности разработки землеройными машинами грунтов различной категории на территории БССР. Смольяк Н.С. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 90-96.

Дается прогнозирование вероятности выполнения земляных работ на грунтах различной категории трудности разработки. Приведены гистограммы и плотности распределения вероятностей выполнения земляных работ землеройными машинами на грунтах различного вида и категории трудности разработки по территории БССР.

Полученные рекомендации могут быть использованы при выборе землеройных машин с учетом эксплуатации их в наиболее вероятных грунтовых условиях, а также будут служить исходными данными для расчета рабочих органов землеройных машин. -- Ил. 3. Библ. 3.

УДК 631.432:626.86

Расчеты неустановившейся фильтрации воды к каналам и дренам в однородном грунте с учетом осушительного действия водопроводящей сети. Брусиловский Ш.И. Писецкий Г.А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 96-106.

Рассматривается методика прогноза водного режима на осушаемых землях при одновременном действии водопроводящей и регулирующей сети. Соответствующее дифференциальное уравнение неустановившейся фильтрации в однородном грунте решается методом интегральных преобразований по пространственным координатам. Граничные условия принимаются в виде заданных снижений воды в проводящей сети и заданных расходов в осушителях. Приводится пример расчета. -- Ил. 2. Библ. 7.

УДК 532.543

Сопротивляемость крупнозернистой пригрузки размыву русловым потоком. Свистунов В.К. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 106-118.

Приводятся опытные данные скоростей потока, соответствующих началу первых подвижек зерен гравия. Анализируется устойчивость крупнозернистой фильтрующей пригрузки, находящейся на дне и откосах канала, против размыва русловым потоком. -- Ил. 3. Табл. 3. Библ. 8.

УДК 626.862.1

Начальная осадка сильно сжимаемых грунтов. Заяц В.Н., Шибут А.И. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 119 - 124.

Рассматривается возможность аналитического определения начальной осадки в сильно сжимаемых грунтах. Приведем анализ результатов экспериментов по определению величины начальной осадки в процессе компрессионного сжатия образцов сапропеля, торфа, ила. Показаны пути решения задачи. -- Ил. 3. Табл. 1. Библ. 2.



УДК 532.543

Очертание сопрягающего участка при повороте потока.  
Козлов Д. А. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6,  
с. 125 - 131.

С помощью методов теории струй идеальной жидкости, основанных на теории функций комплексного переменного, рассмотрена задача о нахождении оптимального очертания сопрягающей кривой при повороте потока. Получены формулы для координат крайних струй при повороте потока на произвольный угол.

Показано, что гидравлически оптимальное очертание существенно отличается от дуги окружности, по которой обычно очерчивается криволинейный участок поворота потока. -- Ил. 2. Табл. 3. Библ. 2.

УДК 627.81.001.57

Определение расчетных уровней воды в бьефах водопропускных сооружений продольно-пойменных насыпей.

Богданов Г. Г. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6,  
с. 131 - 137.

Рассматриваются расчеты уровней воды в бьефах водопропускных гидротехнических сооружений, имеющих значение в связи с широко развернувшимся пойменным строительством в Белоруссии. -- Ил. 1. Библ. 2.

УДК 627.824 - 318

Наблюдения за деформациями слабого основания земляной плотины. Заяц В. Н., Черник П. К., Рубан А. П. "Водное хозяйство Белоруссии", 1976, вып. 6, с. 137 - 142.

Приводится описание слабых водонасыщенных грунтов в основании земляной плотины, технологии послойной отсыпки и характера осадки основания во времени за десятилетний срок наблюдений в трех специально оборудованных орбитных створах. Показано сравнение фактических величин осадки с расчетными, выполненными по результатам испытаний грунтов основания до возведения плотины. -- Ил. 2. Табл. 2.